



# Entwicklung einer Bauweise für reversible Holz-Beton-Verbunddecken -ReVeHBV-

Abschlussbericht

**Datum:** 31. Mai 2025

**Gefördert durch:** DBU Deutsche Bundesstiftung Umwelt

**DBU Aktenzeichen:** 38994/01-25

**Themengebiet 4:** Klima- und ressourcenschonendes Bauen

**Projektdauer:** 1.März 2024 - 31.Mai 2025

**Projektleiter:** Prof. Arthur Schankula

**Industriepartner:** Fa. Huber & Sohn, Rupert Kurde

**Beratend:** Prof. Dr. J. Pravida, Prof. Dr. A. Rabold, Prof. U. Grimminger;

# Inhaltsverzeichnis

0.1	Allgemeine Begriffe	5
0.2	Lateinische Buchstaben	6
0.3	Griechische Buchstaben	8
0.4	Lateinische Buchstaben zur Akustik	8
<b>1</b>	<b>Einleitung - Holz-Beton-Verbunddecken</b>	<b>11</b>
1.0.1	Kreislaufwirtschaft im Bauwesen	13
1.0.2	Rückbaubarkeit und die Qualitätsstufen von Recycling in der Bautechnik	13
1.0.3	Cradle-to-cradle (c2c) Produkte	14
1.0.4	Das Madaster-Prinzip, BIM und die Holz-Beton-Verbunddecke	15
1.0.5	Das Novum - Verzicht auf Verbundwerkstoffe kombiniert mit 2-tem Leben	16
1.1	Wiederverwendung im zweiten Leben	17
<b>2</b>	<b>Schertests - asymmetrische und symmetrische 10 mm hohe/tiefe Zähne</b>	<b>19</b>
2.1	Prüfkörper(paare) mit 10 mm Zähnen	20
2.1.1	Lastkurve	23
2.1.2	Herstellung und Toleranzen	25
2.1.3	LVDT (linear variable differential transformer) Wegmesser	25
2.1.4	Kamera und Software für digitale Bildkorrelation	25
2.2	Ergebnisse Schertests - asymmetrische und symmetrische 45°-Zähne	26
2.2.1	Versagensmechanismen für asymmetrische und symmetrische 45°-Zahnform	26
2.2.2	Kraft-Weg-Kurven für asymmetrische und symmetrische Zahnform	27
2.2.3	Maximale Prüfkraft bei Schubversagen der 10 Prüfkörperpaare	30
2.2.4	Reine Scherspannung $\tau$ bei den Probekörpern mit asymmetrischen Zähnen	32
2.2.5	Digital image correlation DIC zur Dehnungsanalyse	32
2.2.6	DIC-Analyse von Probekörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen	34
2.2.7	DIC-Analyse von Probekörper 2.3 mit symmetrischen Zähnen	34
<b>3</b>	<b>Schertests - asymmetrische und symmetrische 5 mm hohe/tiefe Zähne</b>	<b>37</b>
3.1	Prüfkörper(paare) mit 5mm Zähnen	37
3.2	Ergebnisse Schertests - asymmetrische und symmetrische 45°-Zähne	38
3.2.1	Versagensmechanismen für asymmetrische und symmetrische 45°-Zahnform	38
3.2.2	Kraft-Weg-Kurven für asymmetrische und symmetrische Zahnform	40
3.2.3	Aufnahmen des Zahnversagens mit Hochgeschwindigkeitskamera	41
3.2.4	Zusammenfassung der Schertests mit 5mm hohen Zähnen	43
3.3	Zusammenfassung aller n = 20 Schertests	43
<b>4</b>	<b>Schalldämm-Maß und Trittschallpegel einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke</b>	<b>47</b>
4.0.1	Relevante Normen für die Akustikprüfung	47
4.1	Materialien und Vorgehen	49
4.1.1	Technische Zeichnungen	49
4.1.2	Holz-Beton-Verbunddecke/Prüfdecke	53
4.1.3	Aufbau und Details der Messung für das Schalldämm-Maß	56
4.1.4	Aufbau der Messung für den Trittschall mit Normhammerwerk	57

4.2	Ergebnisse . . . . .	57
4.2.1	Ergebnisse Schalldämm-Maß $R_w$ & Trittschallpegel $L_{n,w}$ . . . . .	59
4.2.2	Zeit-Frequenzmessungen des Schalldrucks im Sende- und Empfangsraum . . . . .	60
4.3	Fazit, Ausblick und mögliche Verbesserungen . . . . .	70
<b>5</b>	<b>Schwingungsversuche an einer Holz-Beton-Verbunddecke</b> . . . . .	<b>71</b>
5.0.1	Anforderungen bei Schwingungen nach Eurocode 1995 . . . . .	72
5.0.2	Dämpfung bei Geschoßdecken . . . . .	72
5.1	Materialien und Ausrüstung . . . . .	73
5.1.1	Zwei Prüfdecken . . . . .	74
5.1.2	Ausrüstung und Sensoren . . . . .	75
5.2	Ergebnisse . . . . .	76
5.2.1	Eigenfrequenz $f_0$ der zahnlosen und verzahnten 260x600x5000mm Holz-Beton- Verbunddecke . . . . .	76
5.2.2	Eigenfrequenzanalyse der reinen Betondecke . . . . .	77
5.2.3	Vergleich von Impulsantwort und Eigenfrequenz bei Betondecke, einzelner Holzlamelle und Holz-Beton-Verbunddecke . . . . .	80
5.2.4	Dämpfungsverhältnis $\zeta$ der Holz-Beton-Verbunddecke . . . . .	81
5.2.5	Eigenfrequenzberechnungen nach Eurocode 1995 . . . . .	83
5.2.6	Zusammenfassung der Schwingungsversuche . . . . .	85
<b>6</b>	<b>4-Punktbiegetests an vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken</b> . . . . .	<b>87</b>
6.1	Materialien . . . . .	87
6.1.1	Herstellung und Materialien der vier Prüfdecken . . . . .	87
6.1.2	Technische Zeichnungen einer verzahnten Prüfdecke . . . . .	91
6.1.3	Anordnung der vier LVDT-Längensensoren zur Messung der Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknagge und Holzlamelle . . . . .	96
6.2	Ergebnisse der Biegetests nach EN 408 . . . . .	96
6.2.1	Gemittelte Verschiebung an den vier LVDT-Längensensoren bei verzahnter und unverzahnter 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 60kN . . . . .	96
6.2.2	Auslenkung der drei Seilzugpotentiometer der verzahnten 600x5000x220mm Holz- Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bei Aufbringen von 45kN . . . . .	98
6.2.3	Vergleich der Kraft-Weg-Kurven bei Belastung mit 30 kN und 45 kN . . . . .	98
6.2.4	Weg der vier LVDT-Wegmesser bei der verzahnten Prüfdecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bis zum Bruch . . . . .	100
6.2.5	Bestimmung des lokalen Biege-E-Moduls nach EN 408 . . . . .	100
6.2.6	Gemittelte Kraft-Weg-Diagramme von den vier LVDT-Wegmessern und den drei Fadenpotentiometern bis zur Bruchlast . . . . .	101
6.2.7	Nichtlinearitäten im Kraft-Weg-Diagramm . . . . .	105
6.2.8	Imperfektionen der Mörtelfuge . . . . .	106
6.3	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen aus den Biegetests . . . . .	108
<b>7</b>	<b>Rechnerische Abbildung des 4-Punkt-Biegeversuchs im Stabwerksmodell</b> . . . . .	<b>110</b>
7.1	Statisches System . . . . .	110
7.2	Material- und Querschnittskennwerte . . . . .	110
7.3	Stabwerksmodell . . . . .	111
7.3.1	Untersuchung des Bruchverhaltens . . . . .	114
7.3.2	Rechnerische Tragfähigkeit der 3x10 Schrägschraubenverbindung . . . . .	116
7.3.3	Rechnerische Tragfähigkeit der 3x10 Schrägschraubenverbindung mit Berücksichtigung von Reibung . . . . .	116
7.3.4	Druck und Biegemoment im Beton . . . . .	116
7.3.5	Zugkraft und Biegemoment im Vollholz . . . . .	118
7.4	Zusammenfassung . . . . .	118

<b>8</b>	<b>Die rückbaubare HBV-Decke im Schulbau</b>	<b>119</b>
8.0.1	Statisches System	119
8.0.2	Anschlusssteifigkeit der Schrägschraubenverbindung	119
8.0.3	Modellierung der HBV-Decke in einem Stabwerksprogramm	121
8.1	Bemessung für den Zeitpunkt $T = 0$	123
8.1.1	Biegenachweise in Beton und Vollholz zum Zeitpunkt $T=0$	124
8.1.2	Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = 0$	125
8.2	Bemessung für den Zeitpunkt $T = \infty$	125
8.2.1	Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = \infty$	127
8.2.2	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	128
8.3	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse	128
<b>9</b>	<b>Zerlegung und Rückbau</b>	<b>130</b>
9.1	Gesamtzusammenfassung und Ausblick	131
<b>A</b>	<b>Abbildungen, Tabellen und Literatur</b>	<b>133</b>

## 0.1 Allgemeine Begriffe

- **anisotrop:** Holz ist ein anisotroper Werkstoff, der Eigenschaften aufweist, die nicht in alle Richtungen gleich sind; so ändert sich die Festigkeit und Elastizität von Holz stark mit der Faserrichtung; die Festigkeit von Holz ist also stark richtungsabhängig oder anisotrop;
- **Brettsperrholz BSH oder BSP:** flächiges Vollholz für tragende Anwendungen mit mindestens drei querverleimten Brettlagen aus Nadelholz; englisch cross laminated timber CLT oder X-Lam (letzteres ein Herstellername); die Schubknagge für die Holz-Beton-Verbunddecke in dieser Arbeit wurde für die Akustiktests aus BSH gefräst, da die ursprünglich vorgesehene Mehrschichtfurnierholzplatte nicht rechtzeitig zum Einbau geliefert werden konnte;
- **charakteristischer Wert:** „zur Bemessung verwendeter repräsentativer Wert einer Materialeigenschaft, der entweder auf 5 %-Quantilwerten (z. B. Festigkeitseigenschaften und Rohdichte) oder Mittelwerten (z. B. Elastizitätsmodul) beruht“ (Quelle: DIN EN 384)
- **BIM:** Building Information Modelling;
- **CEN:** Comité Européen de Normalisation (European Committee for Standardization, bringt die nationalen Standards von 34 europäischen Ländern zusammen)
- **CLT:** cross laminated timber; kreuzverleimte Massivholztafeln mit hohen Festigkeiten; im Deutschen Brettsperrholz;
- **DfD:** Design for disassembly (Rasmussen et al. [2019], Akinade et al. [2017]);
- **DIC:** Digital image correlation; eine computerintensive Methode der digitalen Bildverarbeitung mit der äusserliche Dehnungen in Bauteilen bei Last nachverfolgt und visualisiert werden können;
- **ETA:** European Technical Assessment;
- **GNU Octave:** ein open source Klon von Matlab (<https://octave.org/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) mit dem die Daten in diesem Bericht analysiert wurden;
- **HBV:** Holz-Beton-Verbund;
- **IFC:** Industry Foundation Classes; ein offener Standard zum Dateiaustausch im Bauwesen durch den BIM erleichtert wird ([https://de.wikipedia.org/wiki/Industry\\_Foundation\\_Classes](https://de.wikipedia.org/wiki/Industry_Foundation_Classes), zuletzt aufgerufen 1. Juli 2024);
- **ift-Rosenheim:** Institut für Fenstertechnik Rosenheim (<https://www.ift-rosenheim.de>, zuletzt aufgerufen Mai 2025);
- **LVDT:** Linear Variable Differential Transformer; ein häufig eingesetzter Sensor mit einer mittigen Erregerspule (mit Drehstrom bedient) und zwei Sekundärspulen, an denen ein Weicheisenkern vorbeigeschoben wird; erlaubt sehr genaue Wegemessungen mit Messgenauigkeit bis zu unter 1 Mikrometer; wurden hier in den Biegetests benutzt, um die horizontale Verschiebung der Schubknagge zu messen;
- **Filigrandecke:** (lateinisch: filum - Faden, Draht; granum - Korn) im Bauwesen ein Markenname für eine vorgefertigte Stahlbetondecke, die auf der Baustelle mit Ortbeton aufgefüllt wird (<https://www.filigran.de/>, zuletzt aufgerufen 1. Juli 2024); auch unter den Bezeichnungen Elementdecke, Gitterträgerdecke, Kaiserdecke, Halbfertigteildecke bekannt;
- **Furnierschichtholz:** ein 'engineered wood product' als ein Verbund von Furnieren, in dem die Furniere vorwiegend in derselben Faserrichtung ausgerichtet sind (faserparallel verklebte Furnierlagen); kann, muss aber nicht mit (wenigen) Querlagen ausgestattet sein (für systematische Querlagen siehe CLT cross laminated timber); in DIN EN 14374 "Holzbauwerke - Furnierschichtholz für tragende Zwecke" spezifiziert; es gibt 3 Klassen wie in Bild 1 zusammengefaßt; Kertoschichtholz von <https://metsagroup.com> gibt es in S (alle Lagen faserparallel) und Q (einige Lagen senkrecht angeordnet um die Festigkeit senkrecht zur Faserrichtung zu erhöhen, Dunky and Niemz [2002]);

- **Fraktil:** veralteter Term für Quantil;
- **Holzfeuchte:** Masse des im Holz enthaltenen Wassers, ausgedrückt als Anteil der Trockenmasse des Holzes (DIN CEN/TS 19103:2022);
- **Madaster:** Analog zum Kataster, ist ein Madaster ein Repository/Registry für Gebäuderessourcen/Gebäudeteile z.B. in Form einer BIM-Datei oder eines BIM-Dokuments; Ziel ist Baumaterial zur Wiederverwendung in einem späterem/weiteren Bauwerk zu dokumentieren (<https://madaster.de/>, zuletzt aufgerufen 1. Juli 2024);
- **NKL 1/2/3:** Abkürzung für Nutzungsklasse 1, 2 oder 3 nach EN 1995-1-1; klassifiziert das klimatische Umfeld des Bauwerks während der Nutzungsdauer; NKL 1 = trocken, NKL 2 = feucht, NKL 3 = bewittert;
- **Norm-Trittschallquelle/Normhammerwerk:** das Normhammerwerk wird in ISO 10140-5:2021, Anhang E, Seite 32, beschrieben; besitzt fünf Hämmer von je 0,5 kg Masse auf einer Kurbelwelle, die von einem Elektromotor angetrieben wird; die Hämmer fallen aus einer Höhe von 40 mm zu Boden und klopfen mit 10 Schlägen pro Sekunde auf die Prüfdecke;
- **Kerto:** Furnierschichtholzprodukts des finnischen Herstellers Metsa (<https://www.metsagroup.com/>, zuletzt aufgerufen 1. Juli 2024); in diesem Projekt wurde Furnierschichtholz aus dem Hause Steico benutzt;
- **LVL:** laminated veneer lumber; zu Deutsch Mehrschichtfurnierholz; weist höhere Festigkeiten auf als Konstruktionsvollholz, ist aber nicht oder nur mässig kreuzverleimt;
- **rosa Rauschen:** bei weissem Rauschen sind alle Frequenzen mit gleicher Amplitude vorhanden - jede Frequenz besitzt gleiche Amplitude und Energie; rosa Rauschen dagegen besitzt gleiche Energie pro Octave; da mit steigenden Frequenzen die Oktavfrequenzbänder weiter werden, also mehr Frequenzen umfassen, fällt bei rosa Rauschen die Amplitude im Frequenzband mit steigender Frequenz; rosa Rauschen ist also niederfrequenzlastig mit mehr Schalldruck(pegel) bei niederen Frequenzen;
- **Schwinden:** bei Beton eine Volumenminderung des Betons infolge des Abbindeprozesses; bei Holz eine Volumenminderung infolge Trocknung; Gegenteil von Quellen;
- **SPS:** Speicherprogrammierbare Steuerungen (English PLC Programmable Logic Controller) zur Ansteuerung und Regelung eines Elektromotors, Schütz oder Ventils;
- **Trittschall:** Körperschall, der durch Schritimpulse wie etwa einer mit Schuhen gehenden Person, einer barfuss gehenden Person, eines Normhammerwerks, oder aber auch durch Regenfall auf Dächern verursacht wird;
- **Quantil q:** ein p-Quantil (p für 'probability') teilt eine Wahrscheinlichkeitsverteilung (z.B. eine Gaussverteilung) in einen linken Teil mit der Wahrscheinlichkeit p und einen rechten Teil mit der Wahrscheinlichkeit (1-p); das Quantil q kann zwischen 0 % und 100 % sein doch für Festigkeitswerte ist das 5%-Quantil die Regel (auch p = 0,05-Quantil genannt); weitere Quantile sind Median (das 50%-Quantil), Quartil, Quintil, Dezil oder Perzentil;

## 0.2 Lateinische Buchstaben

- $A$  [ $mm^2$ ]: Querschnittsfläche eines Bauteils;
- $f_k$ : charakteristische Festigkeit; ein (statistischer) Wert für die Festigkeit eines Bauteils der mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % (in einem Experiment) erreicht wird; im Gegensatz dazu ist die durchschnittliche Festigkeit höher als die charakteristische Festigkeit; nach EN 308 der „...Festigkeitswert, unter dem erwartungsgemäß 5 % der Grundgesamtheit aller möglichen Festigkeitswerte ... liegen“; bei Beton z.B. ist die charakteristische Druckfestigkeit  $f_{c,k}$  an Probekörpern (entweder Würfel oder Zylinder) im Alter von 28 Tagen nachzuweisen; die Streuung (Varianz) der Festigkeitsmessungen spielt dabei eine Rolle;

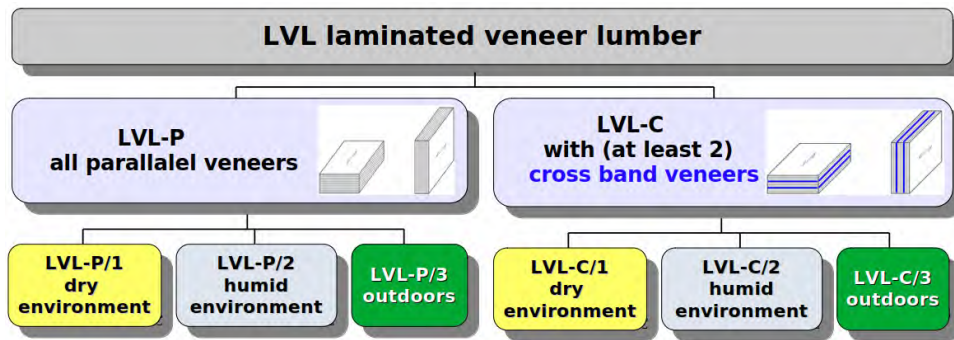


Bild 1: LVL (Mehrschichtfurnierholz) kann auf verschiedene Weise verleimt werden - völlig parallel oder kreuzverleimt. Des weiteren gibt es drei Feuchtigkeitsklassen.

- $E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ : E-Modul; der Wert eines Materials der den (linearen) Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei (elastischer) Verformung eines Körpers beschreibt; Stahl z.B. besitzt ein hohes E-Modul ( $210000 \frac{N}{mm^2}$ ) während C24 Holz ein niedriges E-Modul besitzt ( $11000 \frac{N}{mm^2}$ ); das E-Modul ist ein Maß für die Steifigkeit des Materials bei Verformung; entspricht der Steigung der Hookschen Geraden im Spannungsdehnungsdiagramm;
- **5 %-Quantil**: der Wert einer Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (an der y-Achse), bei dem die Wahrscheinlichkeit des Auftretens geringerer Werte (z.B. geringerer Festigkeitswerte)  $p = 5 \%$  beträgt;
- $f_{ax,k} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ : (charakteristische) Auszugsfestigkeit bei Holzschrauben entlang der Längsachse der Schraube; nicht gleich für verschiedene Holzarten, so kann z.B. bei einer Holzschraube mit 7mm Durchmesser das  $f_{as,k}$  für weiches Holz  $11 \frac{N}{mm^2}$ , für Hartholz  $22 \frac{N}{mm^2}$  und für LVL aus Buchenholz  $42 \frac{N}{mm^2}$  betragen;
- $f_{m,k} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ : charakteristische Biegefestigkeit; für Konstruktionsvollholz C24 ist  $f_{m,k} = 24 \frac{N}{mm^2}$ ;
- $f_{m,d} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ : Bemessungswert der Biegefestigkeit; d steht für 'design', also Bemessung;
- k: als tiefgestelltes Zeichen bedeutet das charakteristischer Wert;
- c: Druck  $\left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ ; Englisch 'compression';
- f: Festigkeit  $\left[ \frac{N}{mm^2} \right]$
- $f_{c,k} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ : Druckfestigkeit; c für 'compression', k für 'characteristic'; z.B. in EN 206 Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, die charakteristische Betondruckfestigkeit in  $\left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ ;
- $k_{def}$ : Verformungsbeiwert (Englisch 'deformation coefficient'), für Holz nach EN 1995-1-1: 2004, 3.1.4; ein  $k_{def}$  erfasst z.B. auch den Kriechanteil im Holz;
- $k_s \left[ \frac{N}{m} \right]$ : mittlerer Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, z.B. bestimmt durch Prüfungen im Anhang C von EN26891; Quelle: DIN CEN TS 19103 Vornorm von 2022 - Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen;
- $k_V \left[ \frac{N}{m} \right]$ : Federsteifigkeit der Schrägschrauben um Querkraft abzutragen;
- $K_{ser} \left[ \frac{N}{m} \right]$ : Verschiebungsmodul (eines Verbindungsmittels) im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; kann aufgrund der Einheit  $\left[ \frac{N}{m} \right]$  als eine Federsteifigkeit interpretiert werden (Quelle: DIN CEN TS 19103 Vornorm von 2022 - Eurocode 5);
- $K_u$  in  $\left[ \frac{N}{m} \right]$ : Verschiebungsmodul der Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Quelle: DIN CEN TS 19103 Vornorm von 2022 - Eurocode 5); u steht für 'ultimate';

- $k_{mod}$ : Modifikationsfaktor; ein Faktor der in die Bemessung eines Holzbalkens miteinfließt; Modifikationsbeiwert nach EN 1995-1-1:2004 z.B. um Feuchte oder Lasteinwirkungsdauer auf die Festigkeit zu erfassen;
- $M_u$  [ $Nm$ ]: (Biege)moment bei Bruchlast; u steht für 'ultimate';
- $M_d$  [ $Nm$ ]: (Biege)moment zur Bemessung; d steht für 'design', also Bemessung;
- $n$ : Anzahl der identischen Prüfkörper oder Prüfkörperpaare, die im Labor auf Schub oder Biegung getestet wurden; in dieser Arbeit  $n = 5$  bei den Scherversuchen;  $n = 1$  bei den Biegeversuchen;
- $N_d$  [ $N$ ]: Normalkraft zur Bemessung; d steht für 'design', also Bemessung;
- $N_u$  [ $N$ ]: Normalkraft bei Bruch; u steht für 'ultimate';
- $V_d$  [ $N$ ]: Querkraft zur Bemessung; d steht für 'design', also Bemessung;;
- $V_u$  [ $N$ ]: Querkraft bei Bruch; u steht für 'ultimate';

### 0.3 Griechische Buchstaben

- $\epsilon_{ef,conc}$ : in DIN CEN/TS 19103:2022-02 „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“ das wirksame Schwinden des Betons für die Schnittgrößen- und Verformungsermittlung; ef für 'effective' und conc für 'concrete';
- $\epsilon_{conc}$ : in DIN CEN/TS 19103:2022-02 „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“ der Endwert des Schwindens des Betons nach EN 1992-1-1; conc für 'concrete';
- $\delta$  (manchmal auch  $\Lambda$ ): logarithmisches Dekrement; als Verhältnis zweier Amplituden dimensionslos; manchmal auch als Abklingkonstante bezeichnet; kann im Laborexperiment aus dem Zeitsignal eines Beschleunigungssensors einfach bestimmt werden; aus dem experimentellen  $\delta$  lässt sich das Dämpfungsverhältnis  $\zeta$  berechnen;
- $\sigma$  [ $\frac{1}{s}$ ]: Verfallskonstante die im (negativen) Exponenten der e-Funktion  $A_0 e^{-\sigma t}$  (Hüllkurve) auftritt und bei einer Schwingung das Maß der Dämpfung in [ $\frac{1}{s}$ ] angibt;
- $\sigma_{o,u}$  in [ $\frac{N}{mm^2}$ ] oder [ $MPa$ ]: Spannung oben und Spannung unten (z.B. in der Betondecke oder im Vollholzquerschnitt);
- $\sigma_{o,u,d}$  in [ $\frac{N}{mm^2}$ ] oder [ $MPa$ ]: Spannung oben und Spannung unten (z.B. in der Betondecke oder im Vollholzquerschnitt) zur Bemessung; d steht für "design";
- $\zeta$  (oft auch  $D$ ): Dämpfungsverhältnis  $\zeta = \frac{c}{c_{critical}}$ ; eine dimensionslose Zahl, die den Dämpfungsgrad beschreibt; in deutscher Literatur auch Lehrsches Dämpfungsmaß genannt oder einfach Dämpfungsmaß; bei Geschoßböden ist  $1 < \zeta < 1$ , da hier eine gedämpfte Schwingung mit schwacher Dämpfung vorliegt; in Eurocode 1995 wird das Dämpfungsverhältnis für für Holz-Beton-Böden, Rippenböden und Plattenböden (z. B. CLT, LVL, GLVL, GL) mit einer schwimmend verlegten Lage angegeben mit  $\zeta = 0,04$  angegeben; in DIN CEN/TS 19103:2022-02 heisst es: „Für Decken sollte ein modaler Dämpfungsgrad von  $\zeta = 0,025$  (d. h. 2,5 %) für reine Holz-Beton-Verbunddecken sowie von  $\zeta = 0,035$  für Decken mit schwimmendem Estrich angewendet werde, sofern sich nicht andere Werte als geeigneter erweisen.“

### 0.4 Lateinische Buchstaben zur Akustik

- $A$  [ $m^2$ ]: die (gemessene) äquivalente Schallabsorptionsfläche des Empfangsraums; wird anhand der Nachhallzeit und des Volumens des Empfangsraumes bestimmt (siehe ISO 10140-4):

$$T = 0,163 \frac{V}{A} \quad \text{oder} \quad A = 0,163 \frac{V}{T} \quad (1)$$

wobei  $T$  = Nachhallzeit in Sekunden (für einen Schallpegelabfall von i.d.R. 60 dB) und  $V$  = Raumvolumen in  $[m^3]$ ; eine empirisch ermittelte Formel für kleinere Raumvolumen die auch als "Sabine's equation" bekannt ist;

- **f [Hz]**: Frequenz; Anzahl der periodischen Schwingungen pro Sekunde;
- **C [dB]**: Spektrumanpassungswert; eine in DIN EN ISO 717-1 beschriebene Zahl in [dB], die die unterschiedlichen Frequenz-Spektren (im bauakustischen Bereich von 100-3150 Hz) bei Wohn- und Verkehrsgeräuschen berücksichtigt; wird z.B. zum bewerteten Schalldämm-Maß  $R_{w,n}$  oder Trittschallpegel hinzuaddiert, um besondere Lärmspektren mitzuberücksichtigen (Blödt et al. [2019]). Die Art des Lärms (die Art des Schallspektrums) wird mit dem Spektrumanpassungswert zu einer Korrektur des Schalldämm-Maß  $R$ ; übliche Spektrumsanpassungswerte  $C$  sind etwa:
  - $C$ : Spektrumanpassungswert bei Wohnbenutzung; berücksichtigt deshalb das Spektrum von Trittschall; spielt bei Innenwänden und Geschößdecken eine Rolle;
  - $C_{tr}$ : Spektrumanpassungswert bei Verkehrslärm/Strassenverkehr ( $tr$  = traffic); angewendet bei Aussenbauteilen wie Aussenwand, Fenster, oder Türe;
  - $C_{100-5000}$ : berücksichtigt zusätzlich das Spektrum im Frequenzbereich von 100-5000 Hz;
  - ein Beispiel für Fenster wäre etwa:
    - \* Spektrum-Anpassungswert  $C$  für Einfachfenster mit Mehrscheibenisolierverglas:  $C = -1$  dB
    - \* Spektrum-Anpassungswert  $C_{tr}$  für Einfachfenster mit Mehrscheibenisolierverglas:  $C_{tr} = -5$  dB.

Ein Spektrumanpassungswert ist in Deutschland bauaufsichtlich nicht zwingend vorgeschrieben aber in anderen EU-Ländern üblicher; in DIN EN ISO 717-2:2021 Teil 2: Trittschalldämmung heisst es zum Spektrum-Anpassungswert  $C_I$ :

" $C_I$  Wert in Dezibel, der zur Einzahlangabe (z. B. Trittschallpegel  $L_n$ ) zu addieren ist, um den unbewerteten Trittschallpegel zu berücksichtigen und dadurch die Merkmale typischer Geräuschkpektren darzustellen"

- **L [dB]**: Schalldruckpegel; zehnfacher Logarithmus vom Verhältnis des Quadrats des jeweiligen Schalldrucks  $p$  in  $[Pa]$  zum Quadrat des Referenz-Schalldrucks von  $p_0 = 20\mu Pa$ ;
- $L_i$  [dB]: Trittschallpegel in einem Frequenzband  $i$  (Terz- oder Oktavband); hier z.B. der (energetisch) gemittelte Schalldruckpegel (Bandpegel) im Empfangsraum, wenn die Decke von einem Normhammerwerk als Trittschallquelle angeregt wird;
- $L_n$  [dB]: Norm-Trittschallpegel;  $n$  für Norm; nach DIN EN ISO 10140-3 ist der (noch nicht-bewertete) Norm-Trittschallpegel [dB]

$$L_n = L_i + 10 \log\left(\frac{A}{A_0}\right) \quad (2)$$

wobei

- $L_i$  Schallpegel in einem Frequenzband (z.B. Terzband) bei Betrieb des Hammerwerkes im Empfangsraum in [dB]
- $A_0 = 10m^2$
- $A$  = gemessene, äquivalente Absorptionsfläche des Empfangsraums in  $m^2$ , die aus Nachhallzeit  $T$  und Volumen  $V$  des Empfangsraums errechnet wird (siehe ISO 10140-4);
- $L_{n,w}$  [dB]: bewerteter Norm-Trittschallpegel; eine einzelne Zahl, die über einer Reihe von Oktav- oder Terzbandpegelmessungen gebildet wird; die Güte der Trittschalldämmung von Geschößdecken wird mit  $L_{n,w}$  angegeben;  $w$  steht für weighted und bedeutet, dass  $L_{n,w}$  mit einer (Soll-) Referenzkurve ermittelt wird wie in ISO 10140-3 2010 vorgeschrieben; der  $L_{n,w}$  Wert besteht aus einer Zahl und soll möglichst niedrig sein; weist eine Holzdecke z.B. einen  $L_{n,w} = 77$ dB auf, so ist das ein hoher/schlechter Wert; für die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke dieser Arbeit ist  $L_{n,w} = 40$  dB, ein hervorragender Wert;

- $L'_{n,w}$  [dB]: bewerteter Norm-Trittschallpegel im eingebauten Zustand; der bewertete Norm-Trittschallpegel inklusive Flankenübertragung; der Strich über dem L (gesprochen: L-Strich n w) bedeutet, daß der bewertete Norm-Trittschallpegel inklusive der Schallübertragung durch flankierende Bauteile ermittelt wurde, also im eingebauten Zustand; wird wie  $L_{n,w}$  auch mit Hilfe einer Bezugskurve ermittelt wie in DIN EN ISO 717-2 beschrieben; ergibt eine Einzahlangabe der Trittschalldämmung in Gebäuden;
- $L_{n,w,*}$  [dB]: eine auf eine Nachkommastelle verbesserte Angabe des Trittschallpegels  $L_{n,w}$ ; letzterer wird ohne Stelle hinter dem Komma angegeben; Beispiel: in dieser Arbeit  $L_{n,w,*} = 39,3$  dB während  $L_{n,w} = 40$  dB;
- $L_{HW} - D$  [dB]: Lufttrittschallpegeldifferenz zwischen Sende- und Empfangsraum wenn das Normhammerwerk läuft; HW steht für Hammerwerk und D steht für Differenz; diese Pegeldifferenz wurde in den hier beschriebenen Akustiktests in Terzbändern gemessen; die ermittelte Terzbandkurve ist somit ein Störpegel und soll so weit wie möglich von der Trittschallpegelkurve entfernt sein, um die Trittschallmessung nicht durch Luftschallübertragung zu kontaminieren;
- $R'$  [dB]: Bau-Schalldämm-Maß; während man in einem Akustiklabor/Akustikprüfstand R messen kann, ist in echten Gebäuden die flankierende Schalleistung bedeutsam und eine solche Messung des Schalldämm-Maßes im Realgebäude wird als  $R'$  (R Strich) bezeichnet; siehe DIN EN ISO 10140-2 2021, Seite 9;
- $R$  [dB]: Schalldämm-Maß; der (nichtbewertete) 10er Logarithmus von Schalleistung im Senderaum zu Schalleistung im Empfangsraum:

$$R = 10 \log \frac{W_1}{W_2} \quad (3)$$

in [dB]; Englisch 'sound transmission loss' oder 'sound reduction index'; nach DIN EN ISO 10140-2 2021 Seite 8 errechnet sich das Schalldämm-Maß R mit

$$R = L_1 - L_2 + 10 \log_{10} \frac{S}{A} [dB] \quad (4)$$

wobei

- $L_1$ : Schalldruckpegel im Senderaum [dB]
- $L_2$ : Schalldruckpegel im Empfangsraum [dB]
- S: die gemeinsame Trennfläche zwischen den beiden Räumen, hier also die sichtbare Deckenfläche zwischen Senderaum und Empfangsraum [ $m^2$ ]
- A: (Äquivalente) Absorptionsfläche des Empfangsraum [ $m^2$ ]; dieser Wert wird durch eine Nachhallzeitmessung im Empfangsraum bestimmt;
- $R_w$  [dB]: bewertetes Schalldämm-Maß; eine Einzahlangabe; w steht für 'weighted' und wird mithilfe einer Referenzkurve über Frequenzbänder bestimmt; berücksichtigt die Nachhallzeit im Senderaum;
- $T_{60}$  oder  $T$  [s]: Nachhallzeit eines Raums; nach DIN EN ISO 10140-4:2021 die Zeit, bis der Schalldruckpegel im Raum um 60 dB abnimmt, wenn die Schallquelle abgeschaltet wird; hallt ein Raum stark, ist die Nachhallzeit T lang;

# Kapitel 1

## Einleitung - Holz-Beton-Verbunddecken

Die Holz-Beton-Verbunddecke hat sich im Bauwesen seit vielen Jahrzehnten etabliert, wurde in der Literatur mehrfach behandelt - siehe etwa [Yeoh et al. \[2011\]](#), [Alfredo Dias and Dietsch \[2018\]](#), oder [Chen et al. \[2022\]](#), erfährt aber jüngst erneutes Interesse in zwei Bereichen des Ingenieurbaus:

1. bei öffentlichen Gebäuden, wie etwa Schulen, als wiederverwendbares Bauteil - Bild [1.1](#), Seite [12](#).
2. im Brückenbau - Bild [1.2](#), Seite [12](#).

Die intelligente Verbindung von den zwei Baustoffen Holz und Beton in Synergie führt zu mehr Nachhaltigkeit im Bauwesen, insbesondere wenn die beiden Stoffe wieder getrennt werden können. Beim Entwerfen einer Holz-Beton-Verbunddecke spielten bisher klassische Kriterien wie etwa Durchbiegung, Schwingungsverhalten, Montierbarkeit, Kosten, Brandschutz, oder Schallschutz eine zentrale Rolle. In dieser Arbeit jedoch werden diese klassischen Designkriterien um eine wünschenswerte Eigenschaft erweitert - der der Rückbaubarkeit - im Englischen 'disassembly' genannt - wie in Bild [1.3](#), Seite [13](#) zusammengefaßt.

Rückbaubarkeit spielte in der Bauwirtschaft bisher nur eine untergeordnete Rolle. Der gegenwärtig exzessive Umgang mit dem Baumaterial Beton geht einher mit einer geradezu explosiven Entwicklung der Zementherstellung in den letzten Jahrzehnten ([Benhelal et al. \[2013\]](#)). Die globalen CO<sub>2</sub>-Emissionen der Zementindustrie alleine werden auf bis zu 8 % der globalen, antropogenen CO<sub>2</sub>-Emissionen geschätzt ([Andrew \[2019\]](#)). Beton und Bewehrungsstahl dominieren weltweit nach wie vor den Bausektor, obwohl diese durch ihre CO<sub>2</sub>-Intensität enorm klimaschädlich wirken ([Pacheco-Torgal and Labrincha \[2013\]](#), [Kylili and Fokaides \[2017\]](#), [Habert et al. \[2020\]](#)). Daß im Hinblick auf die CO<sub>2</sub>-Intensität einer betonstahlbasierten Bauwirtschaft ein Umdenken erforderlich ist, steht ausser Zweifel ([Balogun et al. \[2022\]](#)). Dabei sind die Vorteile des Baustoffs Holz hinreichend bekannt:

1. **CO<sub>2</sub>-Bindung:** Holz sequestriert beim Wachstum CO<sub>2</sub> aus der Atmosphäre und agiert als Baustoff somit als langfristige CO<sub>2</sub>-Senke;
2. **Dichte:** Holz besitzt ein hervorragendes (niedriges) Dichte-zu-Festigkeitsverhältnis;
3. **graue Energie:** im Gegensatz zu Ziegel und Beton beinhaltet Holz kaum graue Energie (embodied energy) die bei der Herstellung anfällt;
4. **Wärmeleitung:** die Wärmeleitfähigkeit (im Vergleich zu Beton) ist niedrig.
5. **Schwingungsdämpfung:** Holz besitzt einen höheren Dämpfungsfaktor bei Schwingungen als Beton oder Stahl.



Bild 1.1: Holz-Beton-Verbunddecke im Schulbau.



Bild 1.2: **Oben:** Gegenwärtiger Bau einer Holz-Beton-Verbundbrücke für Fußgänger und Radfahrer in 85077 Manching im Mai 2025. **Unten:** CAD-Zeichnung derselben Brücke (Miebach Ingenieure <https://ib-miebach.de/projekte/holz-beton-hybrid-verbundbruecke-manching-ingolstadt/>, zuletzt aufgerufen Dezember 2024).

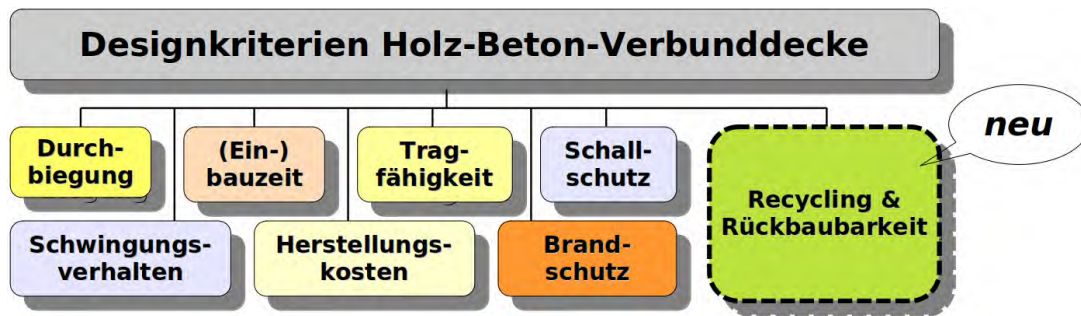


Bild 1.3: Erweiterung der Designkriterien bei Holz-Beton-Verbunddecken.

### 1.0.1 Kreislaufwirtschaft im Bauwesen

Im Jahr 2022 fielen im gesamten Gebiet der Bundesrepublik Deutschland etwa 400 Millionen Tonnen Abfälle an. Davon war im Jahr 2022 mehr als die Hälfte Bauabfall in Höhe von 216 Mio Tonnen wie in Bild 1.4, Seite 14 genauer aufgeschlüsselt<sup>1</sup>. Im Hinblick auf eine angestrebte Kreislaufwirtschaft ist ein Bauabfallanteil in dieser Größenordnung völlig inakzeptabel. Die Kreislaufwirtschaft befindet sich in der Bauwirtschaft noch immer in den Kinderschuhen (Lahane et al. [2021], Osobajo et al. [2020]), dabei ließe sich der Baustoff Holz ideal in ein Kreislaufwirtschaftsmodell einbetten (<https://projekte.ffg.at/projekt/4695470>, zuletzt aufgerufen April 2025).

Trotz der exzellenten Kreislauffähigkeit von Holz, fallen in Deutschland jährlich mehrere Millionen Tonnen Altholz an - so geht Flamme et al. [2019] von 8,6 Millionen Tonnen Altholz im Jahr 2016 in Deutschland alleine aus<sup>2</sup>. Dieses Altholz wird in erster Linie verfeuert und nur etwa 20% werden gegenwärtig stofflich als Bauholz wiederverwendet, in erster Linie in der Spanplattenherstellung (Flamme et al. [2019]). Diese Arbeit soll einen Beitrag dazu liefern, Holz- und Betonabfall langfristig zu reduzieren und letztendlich in eine Kreislaufwirtschaft einzubinden (Ottosen et al. [2021]).

### 1.0.2 Rückbaubarkeit und die Qualitätsstufen von Recycling in der Bautechnik

Rückbaubarkeit von Bauteilen in der Bauindustrie tritt in der Forschung erst seit Kurzem in den Fokus (Bertino et al. [2021]). Dabei ist zwischen Rückbaubarkeit und Recycling zu differenzieren. Rückbaubarkeit kann als Bedingung für qualitativ hochwertiges Recycling angesehen werden.

Die Recyclingfähigkeit eines Produkts oder Bauteils kann verschiedene Qualitätsstufen annehmen und die Begriffe upcycling und downcycling spiegeln die Qualität eines Recyclingprozesses wider (Rasmussen et al. [2019]).

Wird ein Ziegelstein nach Beendigung seiner Nutzungsphase zerkleinert und als Füllmaterial im Strassenbau verwendet, so ist dies als downcycling einzuordnen. Wird der Altziegel hingegen in einer neuen Ziegelwand wiederbenutzt, kann dies als upcycling klassifiziert werden, wie in Bild 1.5 ersichtlich. Es ist also für die Qualität des Recyclings entscheidend, ob das Baumaterial für den ursprünglichen Zweck oder für einen anderen, minderen Zweck nach Beendigung der (ersten) Nutzungsphase weiterbenutzt wird. In der Sprache der Lebenszyklusanalyse würde also beim Upcycling eines Baustoffes die Nutzungsphase des Ziegels - über das erste Leben hinaus - in ein zweites Leben verlängert werden. Die energetische Verwertung von Bauholz/Abbruchholz durch Verbrennung in einem Fernwärme- oder Müllverbrennungskraftwerk, stellt zweifellos einen Downcyclingprozess dar, der das im Holz gebundene CO<sub>2</sub> kurzfristig wieder freisetzt. Eine Wiederverwendung des Baustoffes Holz in einem weiteren Bauwerk nach Beendigung des ersten Lebens, stellt dagegen einen Upcyclingprozess dar, der vorerst zu keinen CO<sub>2</sub>-Emissionen führt - das CO<sub>2</sub> bleibt im Baustoff weiter gebunden.

Die Eigenschaft der Rückbaubarkeit stellt somit eine Bedingung für qualitativ hochwertiges Baustoffrecycling und -upcycling dar. Ist ein Bauteil rückbaufähig, ermöglicht diese Rückbaubarkeit

<sup>1</sup>Quelle: Destatis, <https://www.destatis.de/DE/Themen/Gesellschaft-Umwelt/Umwelt/Abfallwirtschaft/Tabellen/liste-abfallbilanz-kurzuebersicht.html>, zuletzt aufgerufen am April 2025.

<sup>2</sup>Flamme et al. [2019], dort Seite 57.

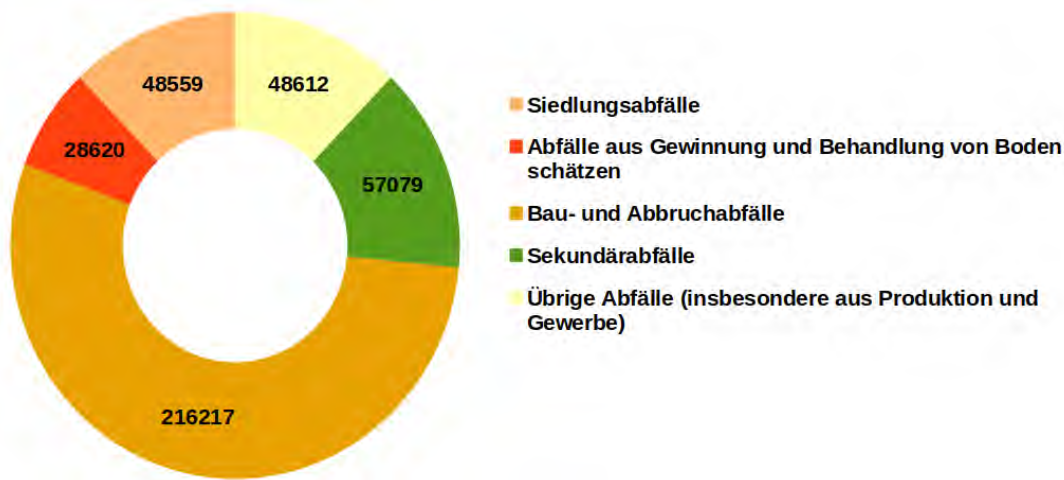


Bild 1.4: Abfallaufkommen in Deutschland im Jahr 2022.

eine optimierte Form des Recyclings, weil das Bauteil in einer gleichwertigen Funktion in einer Kreislaufwirtschaft weiterlebt.

Rückbaubarkeit wird zunehmend von Bau- und Umweltministerien für öffentliche Gebäude gefordert (Beate et al. [2020], Frank [2018]), sollte aber auch auf Privatbauten erweitert werden. Ökologische Vorteile von zirkulären Designs und 'design for disassembly' (Tingley and Davison [2011], Akinade et al. [2017], Rakhshan et al. [2020], Ostapska et al. [2024]) können dabei auch mit Lebenszyklusanalysen quantifiziert werden (Roberts et al. [2023], Eliote et al. [2024]). Zwei Merkmale spielen bei einer reversiblen Holz-Beton-Verbunddecke eine Schlüsselrolle:

1. **Rückbaubare Holz-Verbindungen:** Insbesondere selbstschneidende Holzschrauben können einer Rückbaubarkeit im Wege stehen (Ottenhaus et al. [2023], Seite 7). Siehe auch Laasonen and Pajunen [2023].
2. **BIM:** Die Digitalisierung des Bausektors mit BIM (Kim and Kim [2023]) erlaubt es, den Recyclingbaustoff durch im Madaster dokumentierte Geokoordinaten räumlich einzugegrenzen und minimiert dadurch Transportemissionen für die Wiederverwendung im zweiten Leben.

In einem kürzlichem Aufsatz fassen die Autoren die Baustelle Bauwirtschaft folgendermaßen zusammen:

... Baubranche wirtschaftet zu großen Teilen nach dem linearen Prinzip Rohstoff-Produkt-Abfall (auch Take-Make-Waste-Prinzip). Laut Umweltbundesamt entstanden allein 2020 229,4 Mio. t und damit mehr als 55 % des Brutto-Abfallaufkommens in Deutschland beim Bauen. Viele Baumaterialien sind komplex und können nicht sortenrein aufbereitet werden. Rezyklierbare Stoffe werden wiederum oft nur unzureichend recycelt, unterliegen dem Downcycling oder dürfen nur bedingt wieder eingesetzt werden. (Curbach and Scheerer [2023])

Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke hackt in genau diese Kerbe.

### 1.0.3 Cradle-to-cradle (c2c) Produkte

Im Jahr 2002 wurde von dem US-Architekten William McDonough und dem deutschen Chemiker Michael Braungart ein Buch herausgegeben mit dem Titel "Cradle to Cradle: Remaking the Way We Make Things" (McDonough and Braungart [2002]). Produkte sollen nach Beendigung ihres aktiven Lebens oder ihrer Nutzungsphase nicht mehr weggeworfen werden, sondern sollen in den Rohstoffkreislauf zurückkehren. Ein cradle-to-cradle-Bauteil das upcyclingfähig ist, könnte somit als c2c-Produkt zertifiziert werden. Eine c2c-Zertifizierung wird von der Einrichtung <https://c2ccertified.org> durchgeführt und wird dabei rigorosen Prüfkriterien unterworfen. Wird eine Holz-Beton-Verbunddecke rückgebaut, können die beiden Materialien Holz und Beton in einem zweiten Leben wiederverwendet



Bild 1.5: Qualitätsstufen in Recyclingprozessen von Baumaterialien.

werden, und somit stünde einer erfolgreichen Zertifizierung als c2c-Produkt nichts im Wege. Möchte ein Hersteller also seine Holz-Beton-Verbunddecke einer Zertifizierung unterziehen, so könnte ein solches Produkt im "Cradle Certified Products Registry" der C2CPII website auf <https://c2ccertified.org/> aufgelistet werden. Die Wiederverwendung des Holzanteils ist dabei wenig problematisch (Hafner et al. [2014]). Die Wiederverwendung des Betonanteils ist denkbar, durch die Baustahlbewehrung allerdings mit mehr Schwierigkeiten behaftet. Auch hier versucht diese Arbeit erste Lösungen zu bieten.

#### 1.0.4 Das Madaster-Prinzip, BIM und die Holz-Beton-Verbunddecke

In Europa werden bestehende als auch geplante Grundstücke und Gebäude in sogenannten Katastern von den örtlichen Verwaltungsbehörden mit Geoinformationsdaten geführt. Analog zu diesen Katasterdaten kann man bei einem Neubau die im Gebäude verwendeten Baustoffe und oder Bauteile mit BIM, etwa in Form einer ifc-Datei speichern<sup>3</sup>, und nachfolgend in einer öffentlichen Datenbank katalogisieren. Eine solche Baumaterialiendatenbank kann man, analog zum Kataster der Kommunalverwaltungen, als 'Madaster' bezeichnen. Die Entwicklung und Akzeptanz von Madastern ist relativ neu und muss noch Fahrt aufnehmen (Honic et al. [2024]).

Eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke fügt sich nahtlos in das Madasterprinzip<sup>4</sup> ein, das von Dr. Patrick Bergmann in Deutschland im Rahmen einer Doktorarbeit aus der Taufe gehoben wurde (Bergmann [2024]). Materialdatenbanken werden in Kreislaufbauwirtschaften eine wesentliche Rolle spielen (Gepts et al. [2019]). So können etwa die in einer Holz-Beton-Verbunddecke verbauten Holzlamellen nach Beendigung ihres ersten Lebens - wenn sie denn in einer Madasterdatenbank hinterlegt wurden - von einem Architekten oder Bauherren eines Neubaus im Madaster online abgefragt werden. Dabei würde ihre räumliche Nähe durch ein Geokoordinatenpaar (georeferencing) angegeben sein. Die Dimensionen der Holzlamellen können durch die hinterlegte CAD-Datei im ifc-Format<sup>5</sup> sofort in die neue Zeichnung des Architekten übernommen werden. Der Zirkularitätsindex gemäß <https://c2ccertified.org/> für das Produkt Holz-Beton-Verbunddecke wäre somit nahe 100 Prozent und der Materialkreislauf im Bauwesen könnte durch ein BIM-basiertes Madaster real geschlossen werden. Die zentrale Voraussetzung für die Eignung eines Bauteils im Madasterprinzip ist hohe oder gar komplette Rückbaubarkeit, eine Eigenschaft die bisher in der Bautechnik keine Rolle spielte und vernachlässigt wurde (Nicholas Dodd [2021]). In eine ähnliche Kerbe schlägt das Konzept der BAMB (= Building as Material Bank)<sup>6</sup>.

<sup>3</sup>[https://en.wikipedia.org/wiki/Industry\\_Foundation\\_Classes](https://en.wikipedia.org/wiki/Industry_Foundation_Classes), zuletzt aufgerufen April 2025

<sup>4</sup><https://madaster.de/>, zuletzt aufgerufen April 2025.

<sup>5</sup>[https://de.wikipedia.org/wiki/Industry\\_Foundation\\_Classes](https://de.wikipedia.org/wiki/Industry_Foundation_Classes), zuletzt aufgerufen April 2025.

<sup>6</sup><https://www.materialbank.eu/>, zuletzt aufgerufen April 2025.

### 1.0.5 Das Novum - Verzicht auf Verbundwerkstoffe kombiniert mit 2-tem Leben

Die Holz-Beton-Verbunddecke setzt neben Holz und Beton traditionell in hohem Maß mechanische oder geklebte Verbindungsmittel wie

1. nicht mehr lösbare Schraubverbindungen
2. in das Holz eingefräste Kerven zur Verzahnung mit dem Ortbeton
3. ausbetonierte Verzahnungen
4. einbetonierte, im Holz verklebte Schlitzbleche
5. einbetonierte Schraubverbindungssysteme

ein, um zwischen Holz und Beton einen Verbund zu schaffen, der die Biegesteifigkeit der Konstruktion erhöht. Aus Gründen der mangelnden Rückbaubarkeit sollen diese traditionell verwendeten Verbindungsmittel vermieden werden. Erste Versuche in einer Holz-Beton-Verbunddecke einbetonierte Schrauben nunmehr rückbaubar zu machen, gibt es bereits (Derikvand and Fink [2021], Derikvand and Fink [2022]). Des Weiteren ist es beim Holz-Beton-Verbund gängige Praxis auf der Baustelle Ortbeton zu verfüllen. Dies ist auch aus Gründen des Bauablaufs unbefriedigend:

1. **Witterungsschutz/Quellen:** Deckenelemente werden üblicherweise nach dem Einlegen für den Verbund vorbereitet - wie z.B. Fräsen der Kerven, Eindrehen der Verbundschrauben, Einbringen der Bewehrung - und sind bis zum Aufbringen des Ortbetons der Witterung unnötig der Witterung ausgesetzt. Besteht die Holzschicht aus Brettstapeln, herrscht bei nasser Witterung die Gefahr des Quellens, was zu großen Problemen für die darunterliegenden, tragenden Wände führt. Während dieser vorbereitenden Maßnahmen muss für einen effizienten Witterungsschutz gesorgt werden und die Bearbeitung kann nur abschnittsweise erfolgen.
2. **Feuchtigkeitseintrag:** der Frischbeton trägt Feuchte in das Bauwerk.
3. **Baustützen:** Das Aufbringen von Ortbeton auf der Baustelle führt dazu, daß die erforderliche Abstützung der Decke im Geschoß darunter 28 Tage unter der HBV-Decke verbleiben muß und somit ein Hindernis für den gleichzeitigen Innenausbau darstellen.
4. **Unlösbarkeit:** Darüberhinaus sind Holz und Beton untrennbar miteinander verbunden und können kaum recycelt werden. Im Hinblick auf die Wiederverwendung von Baustoffen bei Beendigung der Nutzungsphase sind diese mechanischen Verbindungsmittel, genauso wie Klebeverbindungen, entweder nur mit großem Aufwand oder gar nicht mehr auftrennbar<sup>7</sup>.

Demgegenüber ist die hier avisierte Lösung der rückbaubaren HBV-Decke mit einer Filigrandecke als Stahlbetonfertigteile sofort begehbar, sofort überbaubar und die Stützen im Untergeschoß können schnell wieder entfernt werden. In dieser Arbeit wird untersucht, ob die genannten, klassischen Verbindungsmittel durch ein alternatives Design vermieden werden können, um Rückbaubarkeit zu erlauben. Das Novum der Arbeit teilt sich also auf in

1. **neuartigem Schubverbund:** die Vermeidung oder Reduzierung von untrennbaren Verbindungsmitteln; dieser neuartige Schubverbund soll durch Schub- oder Abscherversuche im Labor auf Versagen geprüft werden; diese Scherversuche werden hier in den Kapiteln 2 und 3 dokumentiert;
2. **Bauteilwiederverwendung:** Nach der ersten Nutzungsphase im ursprünglichen Gebäude sollen die Komponenten Beton und Holz in einem zweiten oder gar dritten Leben - nach der (ersten) Nutzungsphase - **auf gleichem Niveau** wiederverwendet werden, um upcycling zu gewährleisten. Der Holzanteil in einer Holz-Beton-Verbunddecke kann als Konstruktionsvollholz zu vielerlei Zwecken völlig problemlos wiederbenutzt werden. Das Querschnittsmaß der Holzlamellen von 60×260mm kann z.B. ohne weiteren Zuschnitt im zweiten Leben für Holzständerwände eingesetzt werden.

---

<sup>7</sup>Brumme, Doreen: Wahnsinn Verbundwerkstoffe: Recycling von Verbundwerkstoffen. <https://wertstoffblog.de/2017/03/01/wahnsinn-verbundwerkstoffe/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025.

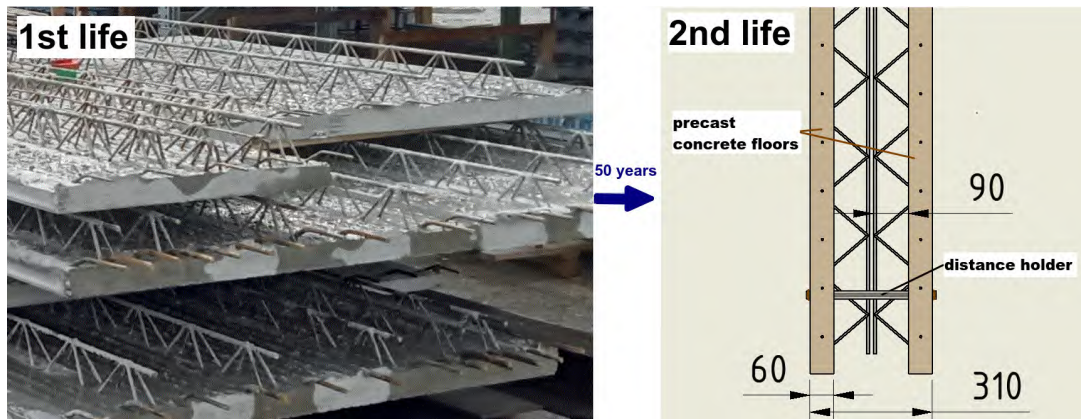


Bild 1.6: **Links:** Gewöhnliche, vorgefertigte Elementdecke/Filigrandecke als Druckgurt in einer HBV-Decke. **Rechts:** Wiederverwendung der HBV-Fertigbetondecke als Elementwand/Betonwand im zweiten Leben. Die beiden Teilwände bestehen aus ehemaligen Filigrandecken und wurden einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke entnommen. Sie können - ähnlich wie bei System-Rahmenschaltafeln - mit Elementverbindern und Richtschloß justiert werden (z.B. von <https://www.peri.de>, zuletzt aufgerufen Mai 2025), und danach mit Ortbeton ausgegossen werden.

## 1.1 Wiederverwendung im zweiten Leben

Nach erfolgreichem Rückbau der Holz-Beton-Verbunddecke können Holzlamellen und Betonoberteil mit dem Gitterträger (Bild 1.6 links, Seite 17) im Rahmen des upcyclings getrennt wiederverwendet werden in einem zweiten Leben. Dabei gibt es für den Betonanteil eine Reihe von Optionen. So könnte die Element-/Filigrandecke wiederverwendet werden als

1. Elementdecke wie ursprünglich vorgesehen;
2. Elementwand wie in Bild 1.6, Seite 17 rechts illustriert. Dabei würden zwei Elementdecken vertikal gegeneinandergestellt werden, ähnlich wie dies bei System-Rahmen-Schaltafeln passiert, die mit Richtschloß und Gewinde zusammengehalten und justiert werden können.
3. Abdeckung für Kanalschächte oder ähnliches in Verbindung mit Ortbeton/Oberbeton.

Es ist davon auszugehen, daß auch in 50 oder 100 Jahren weiter mit Beton gebaut werden wird, auch wenn Zement auf Kalziumkarbonatbasis nicht mehr in Frage kommt. Es gibt erste Bestrebungen alternative Betone zu entwickeln, die ähnliche Festigkeiten besitzen, aber wesentlich weniger CO<sub>2</sub>-intensiv sind (Latawiec et al. [2018], Nwankwo et al. [2020]).

In den folgenden beiden Kapiteln werden nun Laborversuche in der Bauteilpresse dokumentiert, die die in Bild 1.7, Seite 18 unten gezeigte, dritte Verbundoption mit verschraubten Zähnen hinsichtlich ihrer Scherfestigkeit untersuchen sollen.

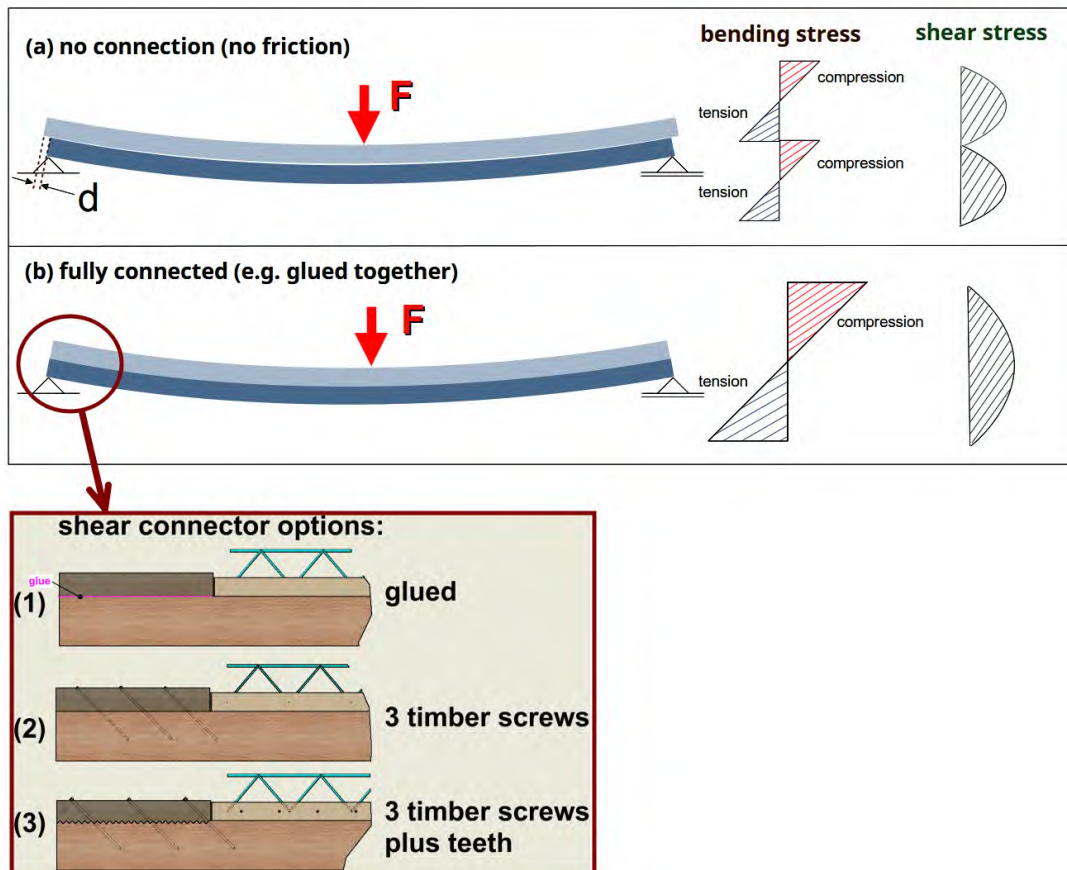


Bild 1.7: **Oben:** Qualitativer Vergleich der Schub- und Biegespannungen im (a) gleitenden Verbund ohne Reibung und (b) im perfekt steifen Verbund. In der Realität stellt sich eine Mischform dieser beiden Holz-Beton-Verbundarten ein. **Unten:** Drei mögliche Verbundoptionen mithilfe einer Schubknagge für eine rückbaubare HBV-Decke. Die Verklebung kommt wegen mangelnder Rückbaubarkeit nicht in Frage.

## Kapitel 2

# Schertests - asymmetrische und symmetrische 10 mm hohe/tiefe Zähne

In einem zweiseitig eingespannten Einfeldträger der von oben belastet wird, treten zweierlei Spannungen auf:

1. **Schubspannungen** nach dem Gesetz der zugeordneten Schubspannungen treten diese sowohl in der Ebene des Querschnitts (x-y-Ebene) als auch in x-z-Ebene, also entlang der Fasern auf.
2. **Biegespannungen:** Dies sind Normalspannungen in Form von Zug- und Druckspannungen (im Zuggurt und Druckgurt) im Querschnitt des Trägers in Richtung der Faserrichtung (z-Richtung).

Eine Holz-Beton-Verbunddecke muss für beide Spannungen ausreichend bemessen werden. In den folgenden Abschnitten werden Versuche in der Bauteilpresse im Bauteilprüflabor der TH-Rosenheim beschrieben, die zwei verschiedene Zahnkonstruktionen im Hinblick auf deren Scher(spannungs)festigkeit untersuchen.

Das wesentliche Merkmal der hier untersuchten, rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke ist die Abwesenheit von bisher üblichen Verbindungsmitteln zwischen Holz und Beton wie etwa Kerven, Schubleche oder 45°-Schrauben, die anschließend mit Beton vergossen werden. Da diese klassischen Verbindungsmittel hier fehlen, muss ein neuartiger Schubverbund zwischen Beton- und Vollholzlamellen die anfallende Schubspannung aufnehmen. Eine Reihe von Verzahnungsoptionen zur Aufnahme des Schubs in den Holzlamellen der Holz-Beton-Verbunddecke wurden in Erwägung gezogen, wie in Bild 2.1, Seite 20 zusammengefasst. Von diesen Verzahnungsoptionen wurden zwei ausgewählt und in der Bauteilprüfhalle der TH-Rosenheim Schertests mit einer hydraulischen Presse unterzogen wie in Bild 2.2, Seite 21 illustriert. In diesen Schertests wurden folgende Größen aufgezeichnet:

1. **Kraft F:** aufgebrachte Kraft des Hydraulikzylinders in [kN]
2.  $\Delta$  **Weg links:** Schub (differenzieller Weg) zwischem Oberteil und Unterteil des Verbunds auf der linken Seite des Prüfkörperpaares;
3.  $\Delta$  **Weg rechts:** Schub (differenzieller Weg) zwischem Oberteil und Unterteil des Verbunds auf der rechten Seite des Prüfkörperpaares;
4. **Dehnung  $\epsilon$ :** mithilfe eines stochastischen Fleckenmusters auf der linken Bauteilseite wurde die Dehnung auf einem Streifen (ROI region of interest) beiderseits des Zahnverbunds im Rahmen einer DIC-Analyse untersucht.

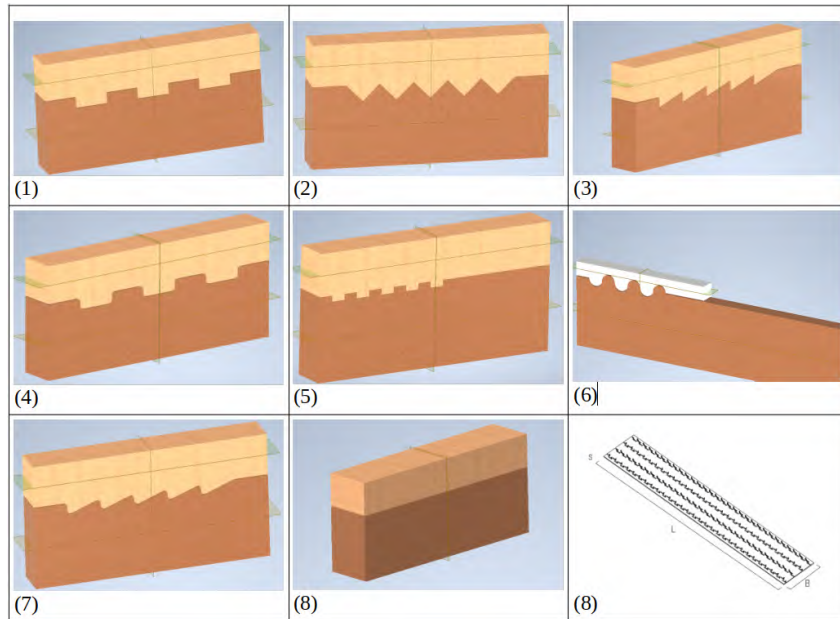


Bild 2.1: In Erwägung gezogene Verzahnungsversionen zur Aufnahme des Schubs in den Holzlamellen der Holz-Beton-Verbunddecke.

## 2.1 Prüfkörper(paare) mit 10 mm Zähnen

Es wurden zwei Verbundoptionen/zwei Designs auf ihre Schubkapazität getestet wie in Bild 2.5, Seite 23 ersichtlich. Die ansonsten identischen Prüfkörperpaare wurden mit zwei verschiedenen Zahnarten auf Schub mit einer Hydraulikpresse bis zum Bruch getestet:

- **23 asymmetrische Zähne:** es wurden 5 identische Prüfkörperpaare hergestellt (Bild 2.5 oben, Seite 23); die Zahnhöhe ist 10mm und die Zahnlänge 20mm wie in Bild 2.3, Seite 22 ersichtlich.
- **23 symmetrische 45°-Zähne:** auch hier wurden 5 identische Prüfkörperpaare hergestellt (Bild 2.5 unten); auch hier ist die Zahnhöhe 10mm und die Zahnlänge 20mm wie in Bild 2.3, Seite 22 ersichtlich.

Es wurden insgesamt 10 Prüfkörperpaare auf einer Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ bei der Firma Huber und Sohn in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt. Davon waren die ersten fünf Prüfkörper untereinander identisch und mit nichtsymmetrischen, 10mm tiefen Zähnen versehen. Die zweiten fünf Prüfkörper waren untereinander identisch und mit symmetrischen, 10mm tiefen 45°-Zähnen versehen:

- **5 identische Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen 10mm tief (Bild 2.5 oben, Seite 23):**
  - Prüfkörperpaar 1.1
  - Prüfkörperpaar 1.2
  - Prüfkörperpaar 1.3
  - Prüfkörperpaar 1.4
  - Prüfkörperpaar 1.5
- **5 identische Prüfkörper mit symmetrischen 45°-Zähnen 10mm tief (Bild 2.5 unten, Seite 23):**
  - Prüfkörperpaar 2.1
  - Prüfkörperpaar 2.2

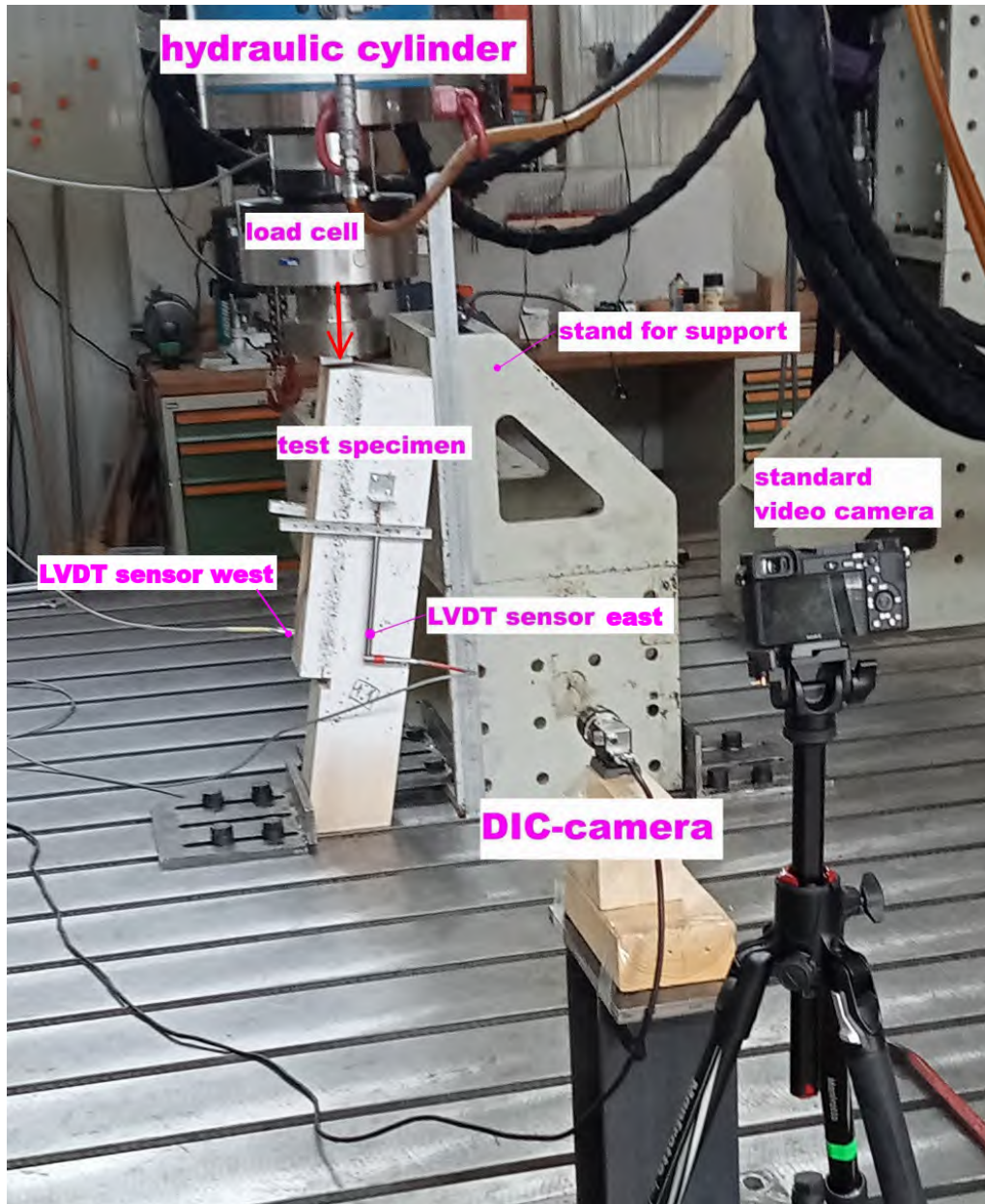


Bild 2.2: Scherversuche in der Bauteilpresse an der TH-Rosenheim. Auf beiden Seiten des Prüfkörpers war ein LVDT-Längensensor angebracht. Für die Kraft-Weg-Kurven wurde der Mittelwert dieser beiden Längensensoren benutzt. Die Krafteinleitung ist durch den vertikal nach unten deutenden roten Pfeil gekennzeichnet.

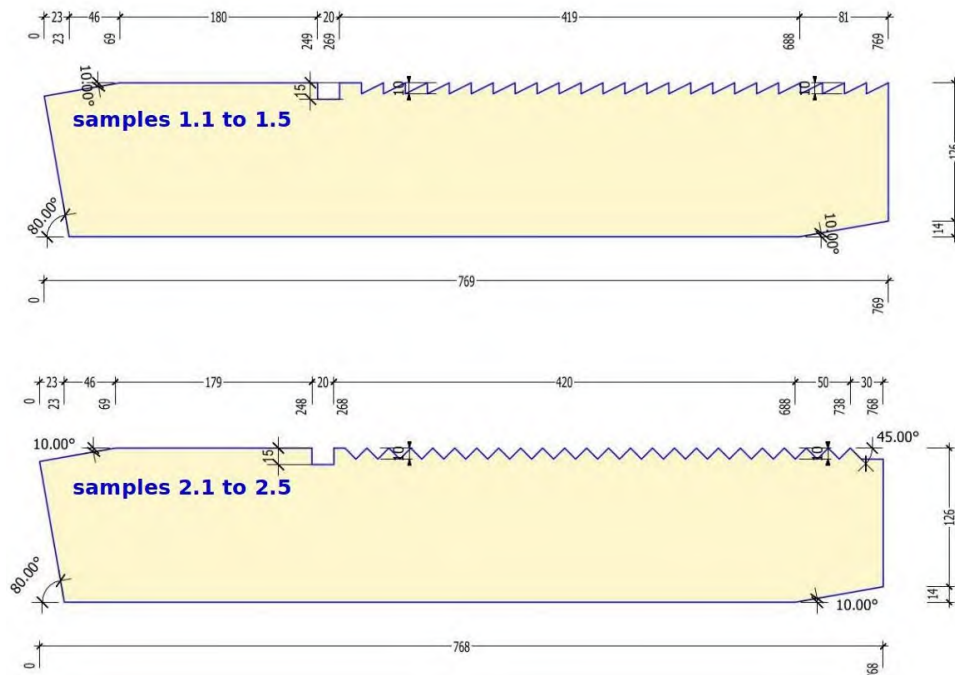


Bild 2.3: Maße der C24 Fichtenholzteile der beiden Prüfkörperchargen. **Oben:** Asymmetrische Zähne. **Unten:** Symmetrische Zähne.

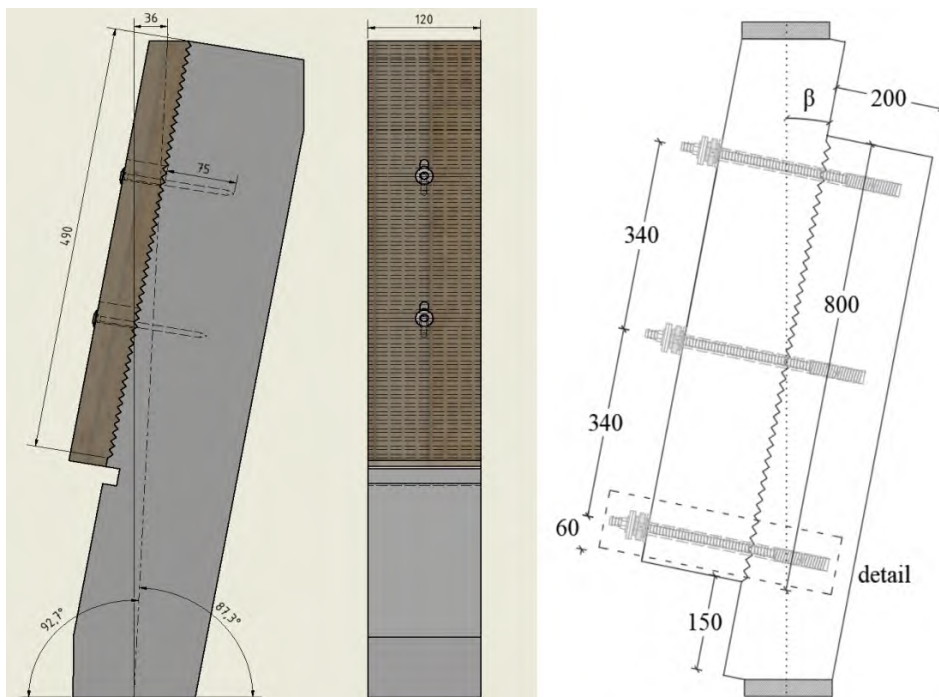


Bild 2.4: **Links:** Stehender Prüfkörper in den Schertests in diesem Projekt. **Rechts:** Zum Vergleich Prüfkörperanordnung in [Glattacker and Blass \[2021\]](#).

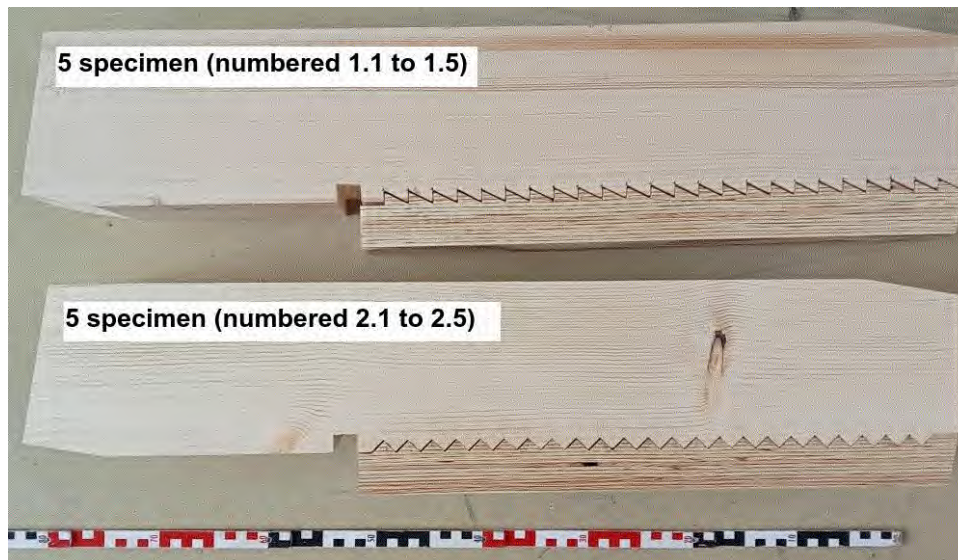


Bild 2.5: Die beiden Zahn designs die einem Schertest unterzogen wurden. Je fünf Prüfkörperpaare von jedem der beiden Designs wurden beim Projektpartner Firma Huber und Sohn <https://www.huber-sohn.de/> (zuletzt aufgerufen Mai 2025) in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt.

- Prüfkörperpaar 2.3
- Prüfkörperpaar 2.4
- Prüfkörperpaar 2.5

Diese Zahnform wurde vollautomatisch an der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ hergestellt.

Bild 2.5 zeigt die beiden Zahnformen an den Prüfkörpern. Die fünf Prüfkörper 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 und 2.5 mit den symmetrischen 45°-Zähnen wurden mit jeweils fünf Tellerkopfschrauben „Rothoblaas TBS MAX 8x120mm“ versehen, um ein Abheben der beiden Teile zu vermeiden, wie in Bild 2.6, Seite 24 ersichtlich. Zu den fünf Schrauben pro Prüfkörperpaar ist bei Prüfkörpern 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 und 2.5 noch folgendes zu bemerken:

1. **Lockerer Sitz der Schrauben:** Die fünf Tellerkopfschrauben (Bild 2.6, Seite 24) wurden nicht fest angezogen - sie lagen nur locker an der Schubknagge an. Es wurde kein Drehmomentschlüssel benutzt.
2. **Langlöcher:** Die Schubknagge aus Steico Mehrschichtfurnierholz war dabei mit sieben Langlöchern versehen (Bild 2.6, Seite 24), wobei die zwei unteren Langlöcher leer blieben (ohne Schrauben). Die fünf „Rothoblaas TBS MAX 8x120mm“ Tellerkopfschrauben waren am unteren Ende des Langlochs eingeschraubt, um zu vermeiden, daß die Schrauben Scherkraft aufnehmen und damit zu einer künstlich erhöhten Bruchlast führen. Die Tellerkopfschrauben sollten ausschliesslich Zug in axialer Richtung aufnehmen und dienten als reine Abhebesicherung für die symmetrische 45°-Verzahnung. Die fünf Prüfkörper 1.1, 1.2, 1.3, 1.4 und 1.5 mit asymmetrischen Zähnen wurden nicht mit Tellerkopfschrauben versehen - die Schubknagge aus Steico Mehrschichtfurnierholz lag mehr oder minder loose auf dem Vollholzgegenstück auf.

### 2.1.1 Lastkurve

Die Prüfgeschwindigkeit (= Vorschub des Hydraulikzylinders) betrug durchwegs 1,5 mm pro Sekunde. Nur für den allerersten Prüfkörper 1.1 war die Prüfgeschwindigkeit höher mit 2 mm pro Sekunde. Eine Hysteresekurve oder Relaxationphase wie in der Norm EN 26891 empfohlen (rechter Graph in Bild 2.7, Seite 24) und etwa in [Mirdad and Chui \[2019\]](#) und [Tomasi et al. \[2023\]](#) angewandt, wurde nicht gefahren.



Bild 2.6: Einbringen von je fünf Holzschrauben Rothoblaas TBS MAX 8x120mm in die fünf Prüfkörper 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 und 2.5 mit symmetrischen Zähnen.

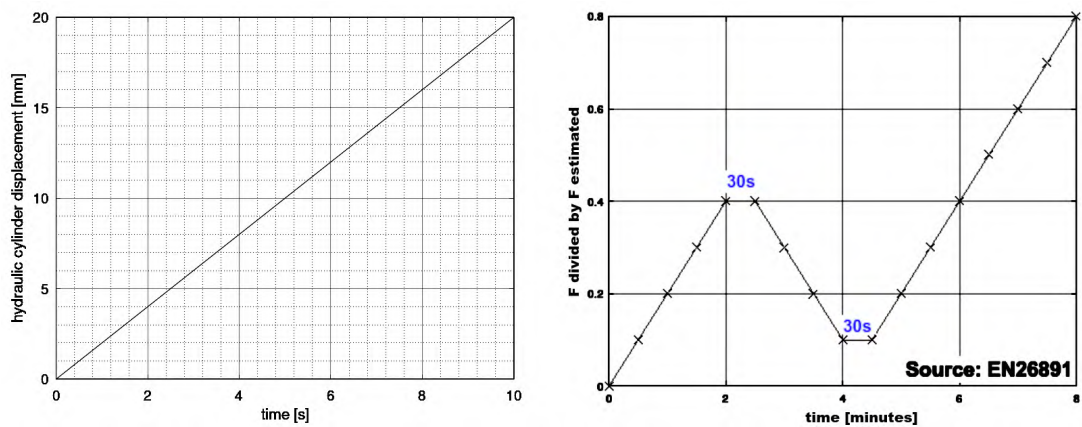


Bild 2.7: **Links:** Die Lastkurve in den Schertests dieser Arbeit war weggesteuert mit einem Vorschub von 1,5 mm pro Sekunde. **Rechts:** Lastkurve mit Relaxationsphase wie in EN 26891, Seite 3, empfohlen.

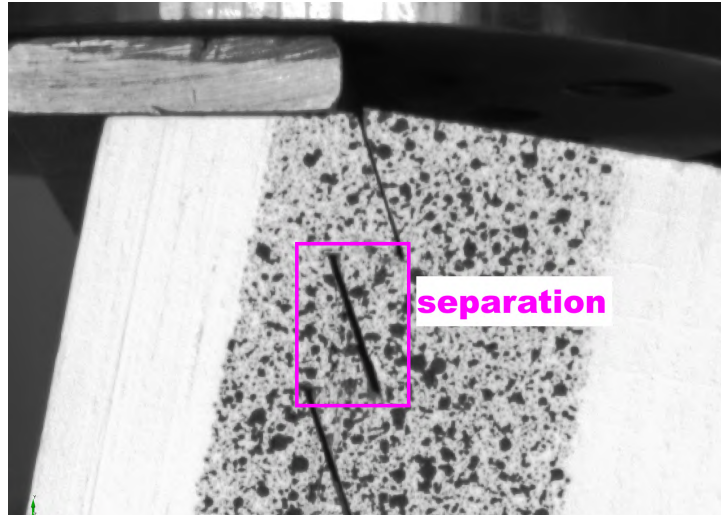


Bild 2.8: Auseinanderklaffen der Zähne bei Prüfkörperpaar 1.4 unter Belastung. Oben ist der stählerne Stempel des Hydraulikzylinders sichtbar, der auf das Mehrschichtfurnierholz (links im Bild) drückt.

### 2.1.2 Herstellung und Toleranzen

Es wurden insgesamt 10 Prüfkörperpaare auf einer Holzegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ bei der Firma <https://www.huber-sohn.de> (zuletzt aufgerufen Mai 2025) in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt. Dabei unterschieden sich die beiden Zahndesigns auch in ihrer Herstellung:

- **Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen:** Hier wurde mit einer Schwenksäge an der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ der Zahn vorgesägt. Allerdings war der Sägeblattdurchmesser mit 6mm so groß, dass die Kerben manuell mit einem Handsäge nachgearbeitet werden mussten. Dies führte zu höheren Toleranzen der beiden gegenüberliegenden Zahnreihen (auch Bild 2.8, Seite 25).
- **Prüfkörper mit symmetrischen Zähnen:** Diese Prüfkörper wurden komplett auf der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ ohne manuelle Nachbearbeitung hergestellt.

Ein Auseinanderklaffen der Zähne bei den asymmetrischen Zähnen führt zu einem zusätzlichen Kragträgereffekt an den Zähnen, der wohl zu unerwünschter kombinierter Biege- und Scherspannung am Zahngrund führt.

### 2.1.3 LVDT (linear variable differential transformer) Wegmesser

Zur Messung der differentiellen Verschiebung der beiden Holzkörper des Prüfkörper(paares) kamen zwei Wegmesser/LVDTs (linear variable differential transformer) von Hottinger-Brüel & Kjaer (<https://www.hbm.com/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) zum Einsatz:

1. HBM „WSF/100mm“
2. HBM „WSF/100mm“

wie in Bild 2.9, Seite 26 ersichtlich. Die Abtastrate für beide Wegmesser war 10 Messungen pro Sekunde.

### 2.1.4 Kamera und Software für digitale Bildkorrelation

Die DIC-Kamera zusammen mit der GOM-Correlate Software (nun „Zeiss Inspect Correlate“) von 2019 stammt von <http://www.me-go.de/> (zuletzt aufgerufen Februar 2025) mit folgender Spezifikation:

- Kamera „Me-go Standard“, CMOS Sensor, 5 Megapixel (2592x2048 pixel), Bildrate 30 bis 164 fpi (frames per second);



Bild 2.9: Zwei LVDT Wegsensoren von HDM (Hottinger-Brüel & Kjaer <https://www.hbm.com/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) sind bei allen 10 Prüfkörpern auf dem Mehrschichtfurnierholz angebracht - je einer auf der linken Seite und einer auf der rechten Seite (rechte Seite hier nicht sichtbar).

- Steuerung der Kameras über Laptop mit USB3 Typ A Anschluss;
- Bildgröße der „Me-go Standard“ 4096x3000 pixel. Es konnten aufgrund des RAM-Speichers am Laptop bis zu 568 Bilder in einer Aufnahme in das volatile RAM gespeichert werden - danach wird die Aufnahme abgebrochen.

## 2.2 Ergebnisse Schertests - asymmetrische und symmetrische 45°-Zähne

Die Steuerung der Bauteilpresse geschieht mit einem SPS-Programm. Die AD-Wandler an an der Kraftmessdose und an den Längenmessern arbeiten mit einer Abtastrate von 10 pro Sekunde. Digitalisierte Daten von Kraftmessdose und zwei Dehnungsmessern am Prüfkörperpaar werden in eine Exceltabelle geschrieben. Die Auswertung der Meßdaten geschah nach Beendigung der Experimente in GNU Octave/Matlab Software.

### 2.2.1 Versagensmechanismen für asymmetrische und symmetrische 45°-Zahnform

Die beiden getesteten Zahnformen - asymmetrisch und symmetrisch - weisen äusserst unterschiedliche Versagensmechanismen auf:

1. **asymmetrischen Zähne:** Siehe fünf Probekörperpaare auf der linken Seite in Bild 2.10, Seite 27). Dieser Verbund versagt schlagartig und bei einer mehr oder minder eindeutigen Bruchlast. Der Bruch geschieht mit einem lauten Knall, wobei alle Zähne über die ganze Fläche am Zahngrund abscheren. Eine Bildsequenz des Videos das den Bruch eines Probekörpers mit asymmetrischen Zähnen ist in Bild 2.13, Seite 29 zu sehen. Diese fünf Bilder sind zusammen eine 10tel Sekunde lang. Die Zähne am Schubknaggenoberteil blieben mehrheitlich intakt - ausschliesslich die Zähne am Konstruktionsvollholz scherten ab.
2. **symmetrische 45°-Zähne:** Der Versagensmechanismus bei den symmetrischen 45°-Zähnen (fünf Probekörperpaare auf der rechten Seite in Bild 2.10, Seite 27) ist nicht schlagartig, sondern kriechend, wobei die Kraftmeßdose keine Zunahme der Kraft mehr verzeichnet/schleichend abnimmt, trotz weiter vorrückendem Hydraulikzylinder. Die beiden Bauteile Schubknagge

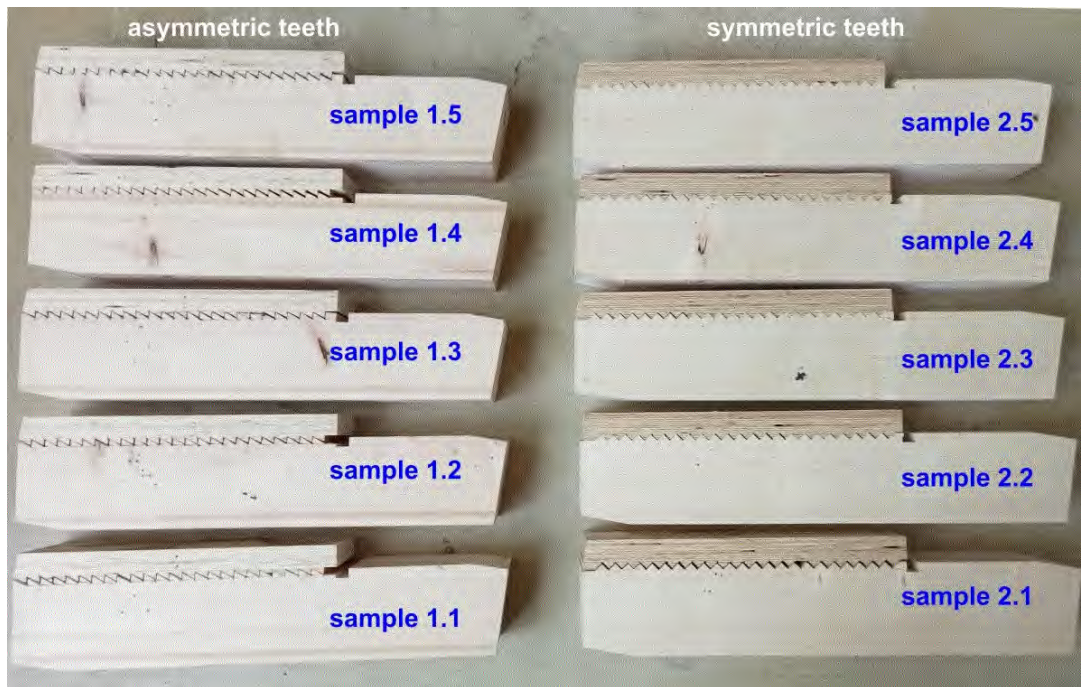


Bild 2.10: **Links:** Die fünf identischen Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen. **Rechts:** Die fünf identischen Prüfkörper mit symmetrischen 45°-Zähnen. Der Versagensmechanismus von asymmetrischen Zähnen (links) ist plötzlich während er bei den symmetrischen 45°-Zähnen (rechts) eher duktil ist.

und Konstruktionsvollholz beginnen sich abzuheben, was allerdings durch die Verschraubungen gebremst wird. Die symmetrischen Zähne scheren nicht oder kaum ab, weder am Konstruktionsvollholz noch an der Schubknagge aus Steico Mehrschichtfurnierholz.

Es lässt sich also zusammenfassen: Die Prüfkörper mit den asymmetrischen Zähnen versagen durchwegs durch Abscheren der Zähne an der Zahngrundfläche am Konstruktionsvollholz. Dagegen versagen die symmetrischen 45°-Zähne nicht durch Abscheren, sondern durch schleichenden, übermäßigen Schlupf zwischen Schubknaggenoberteil und Konstruktionsvollholz (Bild 2.11, Seite 28).

Bild 2.11, Seite 28 zeigt Prüfkörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen unmittelbar vor und nach dem schlagartigen Bruch der Zähne. Folgende Beobachtungen können aus Bild 2.11, Seite 28 gemacht werden:

1. Kurz vor dem Bruch ist das Auseinanderklaffen der Zähne oben am Prüfkörper, wo die Kraft eingeleitet wird, deutlich höher als unten am Prüfkörper.
2. Der Bruch der Zähne geschieht schlagartig und kann mit einer Bildrate von nur 30 Bildern pro Sekunde der „Me-go Standard“ Kamera nicht beobachtet werden. In späteren Schertests wurden Hochgeschwindigkeitsaufnahmen vom Zahnbruch angefertigt, aber auch bei diesen Hochgeschwindigkeitsaufnahmen war der Zahnbruch schlagartig und nicht sukzessiv. Es findet kein Zahnbruch-Dominoeffekt statt.

In Prüfkörper 1.3 brachen einige wenige Zähne vorzeitig, wie im Kraft-Weg-Diagramm in Bild 2.12, Seite 29, bei der ockergelben Linie zu beobachten ist.

## 2.2.2 Kraft-Weg-Kurven für asymmetrische und symmetrische Zahnform

Die Kraft-Weg-Kurven von allen 10 Prüfkörpern mit asymmetrischen Zähnen (durchgehende Linien) und Prüfkörpern mit symmetrischen 45°-Zähnen (gepunktete Linien) sind in Bild 2.14, Seite 31 gezeigt. An Bild 2.14 können folgende Beobachtungen gemacht werden:

1. Die Kraft  $F$  des Hydraulikzylinders ist negativ aufgetragen in Richtung nach unten.

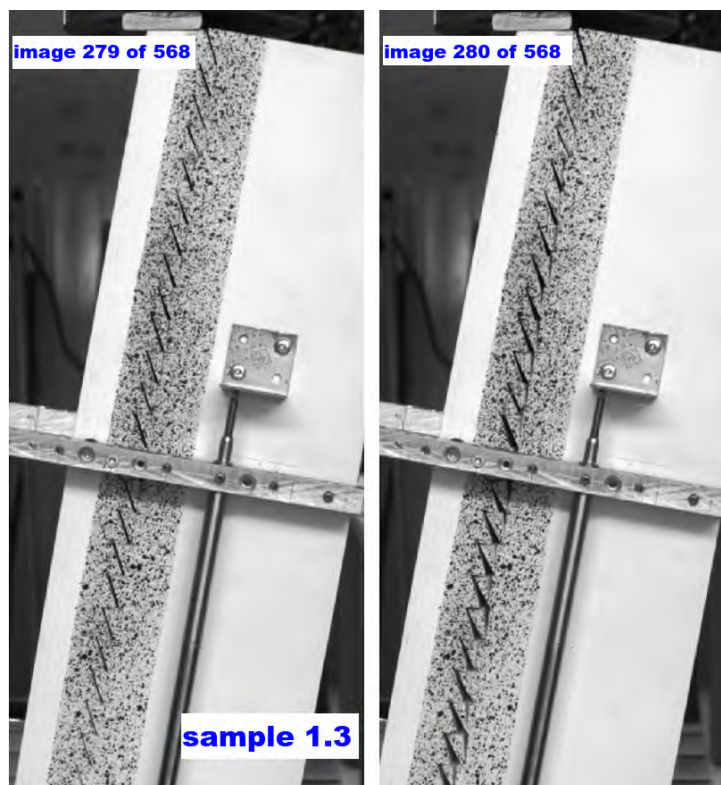


Bild 2.11: Aufnahmen mit der „Me-go Standard“ Kamera genau vor und nach dem Zahnbruch von Prüfkörperpaar 1.3. **Links:** Bild 279 vor dem Bruch. **Rechts:** Bild 280 nach dem Bruch. Die Kraft-Weg-Kurve dieses Prüfkörpers ist in Bild 2.12, Seite 29 ganz oben in ockergelb zu sehen.

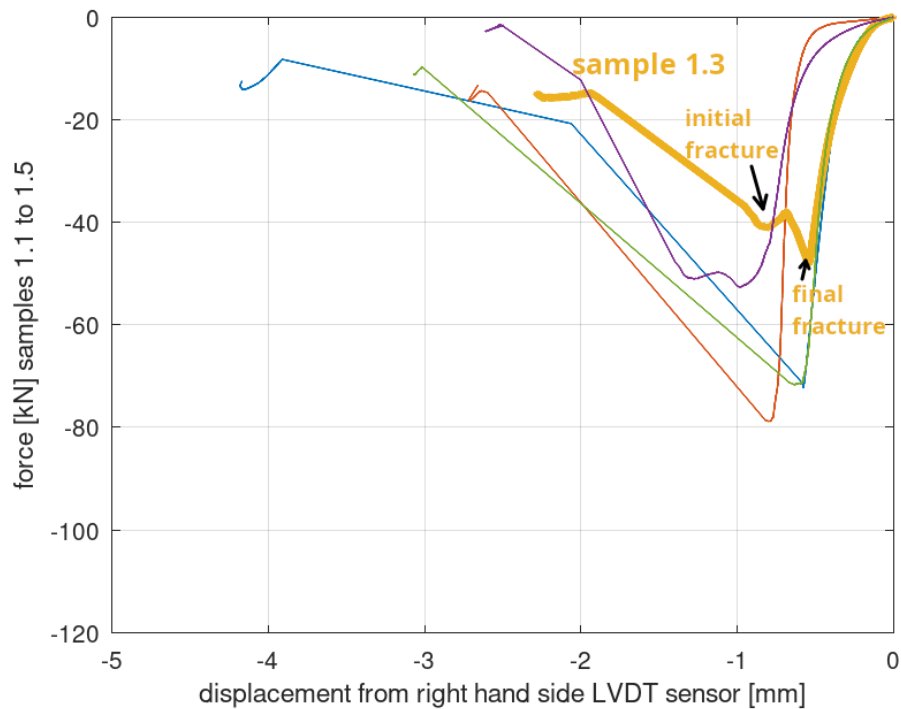


Bild 2.12: Kraft-Weg-Kurve von Prüfkörperpaar 1.3 (dicke, ockergelbe Linie), dem schwächsten der fünf Prüfkörperpaare mit asymmetrischen Zähnen. Einige Zähne brachen bei Prüfkörperpaar 1.3 vorzeitig, wobei die Druckkraft allerdings noch einmal kurz zunahm, wie von den beiden schwarzen Pfeilen angedeutet.



Bild 2.13: Sequenz von fünf aufeinanderfolgenden Videobildern im Abstand von 0.02 Sekunden ( $\frac{1}{50}s$ ), aufgenommen mit einer Sony Kamera mit 50 Bildern pro Sekunde, als die asymmetrischen Zähne von Probekörperpaar 1.5 abbrechen. Die Zähne brechen schlagartig mit lautem Knall am Zahngrund ab. Der Zahnbruch erschüttert die Presse und deshalb ist das 4te Bild von links verschwommen.

2. Auf der x-Achse ist der Weg des auf der rechten Seite angebrachten Wegsensors angetragen (also vom Konstruktionsvollholz in Richtung der Zähne gesehen).
3. Die maximal aufgebrachte Kraft (bei Bauteilversagen) ist bei den Probekörpern mit symmetrischen Zähnen (gepunktete Linien) durchwegs höher (negativer) im Vergleich mit den Probekörpern mit asymmetrischen Zähnen (durchgehende Linien).
4. Der Kraft-Weg-Verlauf der asymmetrischen Zähne (durchgehende Linien) ist bis zum Bruch nahezu linear. Es lässt sich eine klare Steigung errechnen. Bei schrittweisem Einbrechen der asymmetrischen Zähne ergeben sich oft 2 lineare Bereiche (z.B. blaue und lila Linie). Der differenzielle Schub zwischen den beiden Bauteilen nimmt also linear zu bis zum schlagartigen Bruch der asymmetrischen Zähne. Die asymmetrischen Zähne brechen am Zahnhals über die gesamte Zahngrundfläche ab.
5. Der Kraft-Weg-Verlauf der Prüfkörper mit den symmetrischen Zähnen verhält sich dagegen komplexer und wesentlich weniger linear im Vergleich zu den Prüfkörpern mit nichtsymmetrischen Zähnen. Die asymmetrischen Zähne versagen schlagartig und fast eindeutig bei einer bestimmten Last – der Bruch geht mit einer schlagartigen Änderung des Kraft-Weg-Verlaufs einher.
6. Die Prüfkörper mit den symmetrischen Zähnen versagen nicht schlagartig, sondern langsam, nahezu duktil, und ohne ausgeprägten Bruch. Versagen geht hier nicht eindeutig mit einem Bruch der Zähne einher sondern tritt eher kriechend ein. Es lässt sich nicht mehr Kraft einleiten.
7. Die Prüfkörper mit den symmetrischen Zähnen tragen um bis zu 40% mehr Last als die Prüfkörper mit nichtsymmetrischen Zähnen. Dies ist allerdings in erster Linie den Verschraubungen geschuldet, die ja bei den asymmetrischen Zähnen nicht vorhanden sind.
8. Die Prüfkörper mit den symmetrischen Zähnen reißen bei weitem nicht in dem Maß wie die Prüfkörper mit den asymmetrischen Zacken.
9. Der beste Prüfkörper war ein Prüfkörper mit symmetrischen Zähnen der 113 kN aufnahm (braune/bräunliche gestrichelte Linie ganz unten). Der schlechteste Prüfkörper war einer mit asymmetrischen Zähnen der bei 48 kN versagte (durchgehende ockergelbe Linie ganz oben).
10. Die beiden seitlich angebrachten Wegsensoren können relative Bewegung nur in einer Achse aufnehmen. Es wäre vielleicht ratsam einen weiteren Wegsensor anzubringen der die Bewegung nicht in x-Richtung sondern in y-Richtung aufnimmt. Somit könnte bei den symmetrischen Zähnen das Abheben oder Auseinandergehen von Steico Mehrschichfurnierholz und Konstruktionsvollholz abgetastet werden.

### 2.2.3 Maximale Prüfkraft bei Schubversagen der 10 Prüfkörperpaare

Aus den Kraft-Weg-Diagrammen wurde die maximal wirkende Prüfkraft die die Kraftmessdose aufgezeichnet hat, extrahiert und in einem Balkendiagramm für jeden der fünf Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen und der fünf Prüfkörper mit symmetrischen Zähnen eingetragen (Bild 2.15, Seite 32). Es ist ersichtlich, daß die Bruchlast bei den 5 Prüfkörperpaaren mit symmetrischen Zähnen in der Regel wesentlich höher ist als bei den 5 Prüfkörperpaaren mit asymmetrischen Zähnen. Der Mittelwert über alle fünf Prüfkörperpaare (also das Mittel der Minima aus den Graphen in Bild 2.15) mit der zugehörigen Standardabweichung ist wie folgt:

- Mittelwert der Minima asymmetrische Zähne:  $-64.7 \text{ kN} \pm 13.5 \text{ kN}$
- Mittelwert der Minima symmetrische Zähne:  $-92.3 \text{ kN} \pm 17.7 \text{ kN}$

Der GNU-Octave/Matlab Code zur Ermittlung dieser Bruchkraftdurchschnittswerte zusammen mit der Standardabweichung lautet:

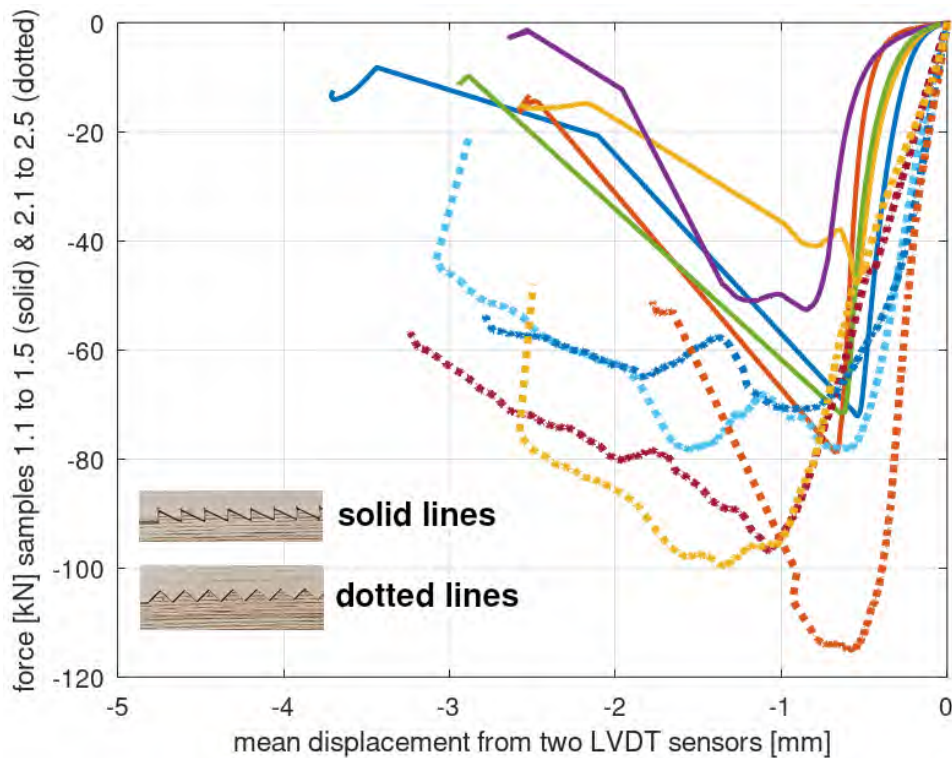


Bild 2.14: Kraft-Weg-Kurven von allen 10 Prüfkörpern mit asymmetrischen Zähnen (durchgehende Linien) und Prüfkörpern mit symmetrischen Zähnen (gepunktete Linien).

```
f_asymmetric=[-72.211 -78.826 -47.990 -52.682 -71.746]; %load [kN] at fracture
f_symmetric=[-78.446 -96.832 -71.009 -115.317 -99.690]; %load [kN] at fracture
mean(f_asymmetric) %compute mean value asymmetric teeth
mean(f_symmetric) %compute mean value symmetric teeth
std(f_asymmetric) %compute standard deviation
std(f_symmetric) %compute standard deviation
```

Nachdem aber die Prüfkörperpaare nicht genau senkrecht stehen, sondern um  $10^\circ$  geneigt sind (wie in Bild 2.3, Seite 22 ersichtlich), müssen diese maximalen Bruch-/Druckkräfte um den Faktor  $\cos(10^\circ) = 0.9848$  reduziert werden, was dann zu folgenden, nunmehr rein axialen Bruchkräften (längs der Holzfasern) führt:

- Mittelwert der Minima asymmetrische Zähne: **-63.7 kN**  $\pm$  13.3 kN
- Mittelwert der Minima symmetrische Zähne: **-90.6 kN**  $\pm$  17.4 kN

Der GNU-Octave/Matlab code inklusive Multiplikation mit Faktor  $\cos(\text{deg2rad}(10))$  zur Ermittlung obiger, vertikaler Bruchkräfte lautet:

```
f_asymmetric=[-72.211 -78.826 -47.990 -52.682 -71.746]; %load [kN] at fracture
f_symmetric=[-78.446 -96.832 -71.009 -115.317 -99.690]; %load [kN] at fracture
f_asymmetric=f_asymmetric.* cos(deg2rad(10)); %multiply by 0.9848
f_symmetric=f_symmetric.* cos(deg2rad(10)); %multiply by 0.9848
mean(f_asymmetric) %compute mean value asymmetric teeth
mean(f_symmetric) %compute mean value symmetric teeth
std(f_asymmetric) %compute standard deviation
std(f_symmetric) %compute standard deviation
```

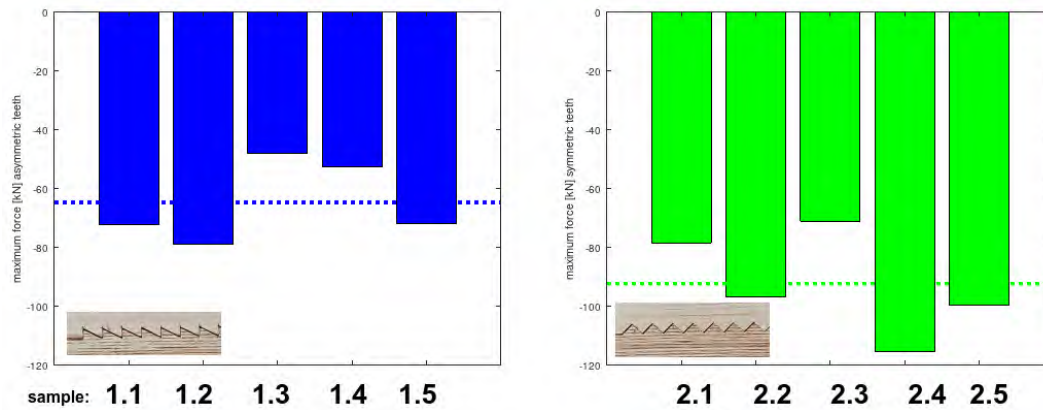


Bild 2.15: Maximal aufgebrachte Kraft des Hydraulikzylinders bei Versagen für alle 10 Prüfkörperpaare, also die Minima der 10 Graphen in Bild 2.14, Seite 31. Die horizontale, gestrichelte Linie zeigt das arithmetische Mittel der fünf Bruchlasten.

## 2.2.4 Reine Scherspannung $\tau$ bei den Probekörpern mit asymmetrischen Zähnen

Die Zahnlänge (Länge der Zahngrundfläche) bei den fünf getesteten Probekörpern mit asymmetrischen Zähnen ist 20 mm und damit beträgt die Gesamtzahnlänge für den Prüfkörper 500 mm minus dem ersten Zahn der ja nicht trägt, also 500 mm - 20 mm = 480 mm. Die Prüfkörperbreite ist 120 mm und damit ergibt sich eine effektive Scherfläche von

$$480\text{mm} \times 120\text{mm} = 57600\text{mm}^2 \quad (2.1)$$

Wenn man mit der winkelkorrigierten, durchschnittlichen Hydraulikzylinderdruckkraft bei Versagen von 63700 N (Durchschnittswert über die fünf Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen, siehe Seite 31) als reine Scherkraft arbeitet, ergäbe sich beim Bruch eine mittlere Schubspannung von

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{63700\text{N}}{57600\text{mm}^2} = 1,12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.2)$$

Man vergleiche dies mit der **charakteristischen** Schubfestigkeit  $f_{v,k}$  von C24 Bauholz aus EN338 (Tabelle in Bild 2.16) in Höhe von  $4,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$  - die **mittlere** Schubfestigkeit liegt dabei ja noch höher als die charakteristische Schubfestigkeit von  $4,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ . Es ist klar, daß die aufgebrachte Druckkraft des Hydraulikzylinders bei Bruch nicht nur reine Scherspannung  $\tau$  am Zahngrund hervorruft, sondern auch Biegespannung  $\sigma_b$ . Es liegt nahe, daß nicht die Überschreitung der zulässigen Scherspannung, sondern die Überschreitung der Querkzugfestigkeit am Zahngrund den Bruch einleitet. Am Zahngrund herrscht also eine kombinierte Spannung - sowohl Querkzug- als auch Scherspannung. Es gelten also folgende Zusammenhänge:

1. ein tiefer/hohler Zahn führt zu hohen Querkzugspannungen am Zahngrund;
2. ein kurzer Zahn führt zu identischen Schubspannungen (im Vergleich zu einem tiefen/hohen Zahn) aber zu reduzierten Querkzugspannungen.

Ein Zahndesign mit geringerer Zahntiefe/geringerer Zahnhöhe würde also zu geringeren Querkzugspannungen am kritischen Querschnitt des Zahngrunds führen. Die Zahntiefe wird deshalb bei weiteren, im nächsten Kapitel beschriebenen Schertests von 10 auf 5 mm reduziert werden.

## 2.2.5 Digital image correlation DIC zur Dehnungsanalyse

DIC ist eine rechenintensive, auf digitaler Bildverarbeitung basierende Methode der optischen Metrologie, mit der Dehnungen oder Verschiebungen in-situ (also am belasteten Bauteil) sichtbar gemacht werden können. Im Gegensatz zu Wegmessern oder Dehnmessstreifen arbeitet DIC berührungsfrei.

Tabelle 1 — Festigkeitsklassen für Nadelholz auf der Grundlage von Hochkantbiegeprüfungen — Werte für Festigkeit, Steifigkeit und Rohdichte

	Klasse	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Festigkeitseigenschaften, in N/mm<sup>2</sup></b>													
Biegung	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Zug in Faserrichtung	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Zug rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Druck in Faserrichtung	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Druck rechtwinklig zur Faserrichtung	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Schub	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Steifigkeitseigenschaften, in kN/mm<sup>2</sup></b>													
Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5%-Quantil des Elastizitätsmoduls bei Biegung in Faserrichtung	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei Biegung rechtwinklig zur Faserrichtung	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mittelwert des Schubmoduls	$G_{mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Rohdichte, in kg/m<sup>3</sup></b>													
5%-Quantil der Rohdichte	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mittelwert der Rohdichte	$\rho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

Bild 2.16: Aus DIN EN 338-2016 'Bauholz für tragende Zwecke-Festigkeitsklassen'.

DIC basiert auf sogenannten Facetten, also Ansammlungen von dunklen Pixeln mit charakteristischem, hohem Grauwert. Dieser charakteristische Grauwert einer Facette wird von der Analysesoftware durch alle individuellen Bilder eines Videos, das während der Belastung vom Zufallsmuster aufgenommen wird, verfolgt/getrackt. Durch die Nachverfolgung von Facetten (Einzelmustern) wird mit DIC sozusagen eine immens hohe Anzahl von Dehnmessstreifen imitiert, und dies erlaubt Bauteildehnungen in der Fläche mit Falschfarben zu visualisieren (z.B. rot für Dehnungen, blau für Stauchungen).

Die ursprünglichen Videos des Zufallsmusters bestehen dabei ausschließlich aus 8-bit Graustufenbildern mit Graustufenpixelwerten von 0 bis 255. Ein Optimierungsalgorithmus maximiert dabei einen Ähnlichkeits- oder Korrelationsindex zwischen individuellen Facetten. In der vom Benutzer manuell eingezeichneten ROI (region of interest) werden von der Software eine große Menge Facetten identifiziert, die gleichzeitig getrackt werden. In „Zeiss Inspect Correlate“<sup>1</sup> ist die Voreinstellung für die Facettengröße 19x19 Pixel. Eine große Facette ist leichter zu tracken aber man verliert dadurch auch Detailgenauigkeit oder Bewegungsaufösung. Der voreingestellte Abstand von benachbarten Facetten ist 16 Pixel, wobei ein kleiner Abstand gut ist für die Detailgenauigkeit, aber zu höherem Rechenaufwand der Korrelationsmaximierung (ein rechenintensiver Algorithmus) führt. Die vier wesentlichen Arbeitsschritte bei einer DIC-Analyse sind:

1. Herstellen der Hintergrundfarbe: Aufbringen eines weißen Hintergrundes auf den Prüfkörper mit einer Spraydose.
2. Herstellen des Zufallsmusters: Aufbringen von stochastischen Farbsprenkeln („speckle pattern“) auf das Bauteil mit einer Spraydose.
3. Lastaufbringung mit Videobegleitung: Belasten des Werkstücks bei gleichzeitiger Beobachtung des stochastischen Musters mit einer Videokamera.
4. Tracking/Analyse von Facetten: Tracking individueller Musterpunkte mit DIC-Software wie etwa „Zeiss Inspect Correlate“. Eine Facette wird dabei mit Hilfe des Grauwertes der Facette von einem zum nächsten Bild des Videos getrackt und bei Aufbringen einer Last leicht verschoben wiedergefunden.

Das aufgesprühte Schwarzweissmuster („speckle pattern“) auf dem Prüfkörperpaar wird mit der Videokamera während der Deformation durch Druckbelastung verfolgt und einer Korrelationsanalyse unterzogen. Für die DIC wurde eine Digitalkamera „Me-go Standard“<sup>2</sup> verwendet mit einer

<sup>1</sup><https://www.zeiss.de/messtechnik/software/zeiss-inspect/zeiss-inspect-correlate.html>, zuletzt aufgerufen May 2025

<sup>2</sup><https://www.me-go.de/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025.

Bildauflösung von 2592x2048 Pixel und einer maximalen Bildrate von 70 fps (frames per second) pro Sekunde. Die Kamera wird über eine USB3-Verbindung mit einem Laptop angesteuert.

## 2.2.6 DIC-Analyse von Probekörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen

Bild 2.17, Seite 35 zeigt beispielhaft eine DIC (digitale Bildkorrelation) von Prüfkörperpaar 1.3 mit asymmetrischen Zähnen, erzeugt mit „Zeiss Inspect Correlate“. Die Parameter in der „Zeiss Inspect Correlate“ Software waren folgendermaßen eingestellt:

1. Facettengröße 19 pixel und Punktabstand 16 Pixel
2. Koordinatensystem um 10 Grad im Uhrzeigersinn gedreht und damit in Linie mit der Prüfkörperlänge.
3. die Größenkalibrierung erfolgte durch das Ziehen einer horizontalen Linie (10 Grad im Uhrzeigersinn geneigt) am Zufallsmuster, das 40mm breit ist.

Zu Bild 2.17, Seite 35 ist folgendes zu bemerken:

1. gezeigt ist Bild 277 von 319 kurz bevor der Bruch der asymmetrischen Zähne schlagartig eintritt;
2. blaue Regionen sind an der kurzen Zahnflanke, der Zahnauflagefläche festzustellen und stellen Kompression (= negative Dehnungen) dar - siehe insbesondere rechte Seite von Bild 2.17, Seite 35;
3. rote Regionen sind an der langen Flanke zu beobachten und stellen (positive) Dehnung dar. Hier beginnt die linke Zahnhälfte, also die Schubknaagge aus Mehrschichtfurnierholz sich vom C24 Konstruktionsvollholz zu lösen - siehe insbesondere rechte Seite von Bild 2.17, Seite 35.

Bild 2.18, Seite 35 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt aus der DIC-Dehnungsanalyse für Probekörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen. Aus Bild 2.18 ist folgendes zu erkennen:

- Der Durchmesser der einzelnen, aufgespritzten Sprenkel im Zufallsmuster bewegt sich im ein- und zweistelligen Pixelbereich.
- Eine einzelne, quadratische Facette mit 18x18 Pixel Größe ist magentafarben beispielhaft eingezeichnet (Bild 2.18, Seite 35).
- der (vertikale) Abstand der Facetten ist 14 Pixel - d.h. es kann zwischen benachbarten Facetten eine Überlappung von 4 Pixel entstehen (Bild 2.18, Seite 35).
- Links im Bild eine der Zahnspalten des Prüfkörpers in rötlicher Farbe - rot bedeutet Dehnung während blau Kompression bedeutet (Bild 2.18, Seite 35).

Jede Facette wird getrackt und stellt einen Messpunkt dar. Die Software fügt diesen zahlreichen Facetten später Falschfarben an - abhängig davon wo die Facette sich hinbewegt hat. Da die absolute Bewegung der individuellen Punkte des Musters im Laufe des Drucktests klein sind, wären mehr Pixel pro Sprenkel ratsam für eine hohe Genauigkeit der berechneten Dehnungen. Dies könnte entweder durch optisches Zoom oder eine nähere Position der Kamera zum Prüfkörper erreicht werden.

## 2.2.7 DIC-Analyse von Probekörper 2.3 mit symmetrischen Zähnen

Es wurden insgesamt fünf identische Probekörper mit symmetrischen Zähnen getestet. Beispielhaft wurde Probekörper 2.3 einer DIC-Analyse unterzogen mit der Software „Zeiss Inspect Correlate“. Bild 2.19, Seite 36 zeigt die Dehnungsvisualisierung mit Falschfarben und zu Bild 2.19 gibt es folgendes zu bemerken:

1. gezeigt ist Bild 264 von insgesamt 537 Bildern mit der „Me-go Standard“ Kamera für den Probekörper 2.3.
2. die Facettengröße für die DIC-Analyse ist 10 pixel und der Abstand ist 11 pixel;

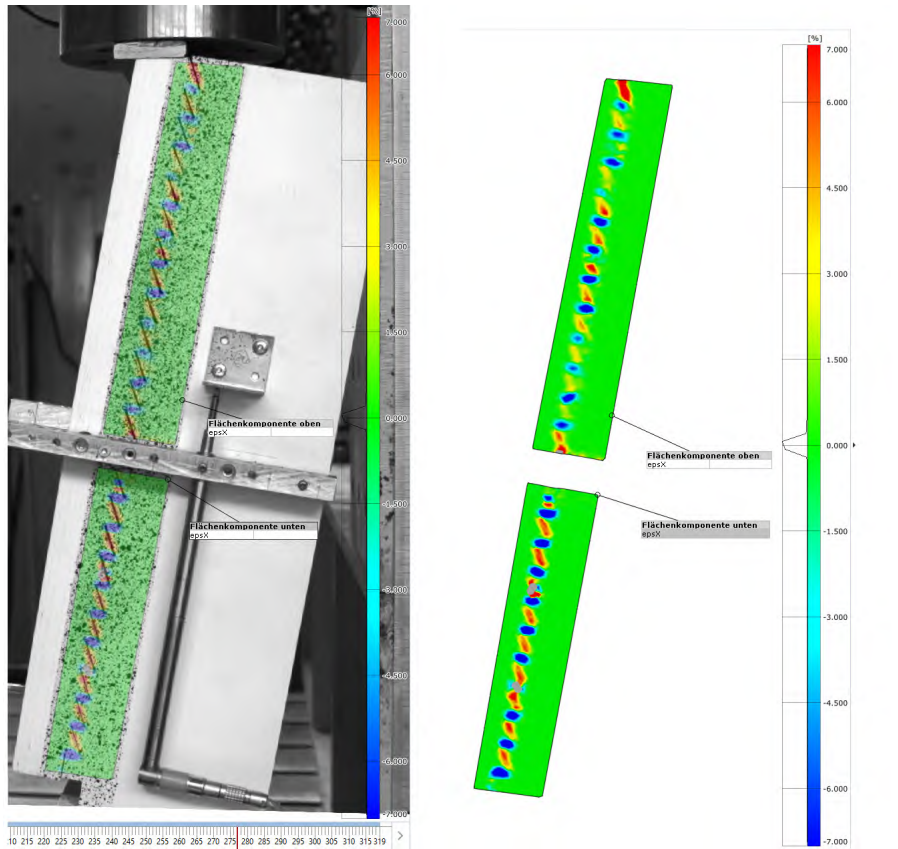


Bild 2.17: Digitale Bildkorrelation von Prüfkörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen. Gezeigt ist Bild 277 von 319 kurz bevor der Bruch der asymmetrischen Zähne eintritt.

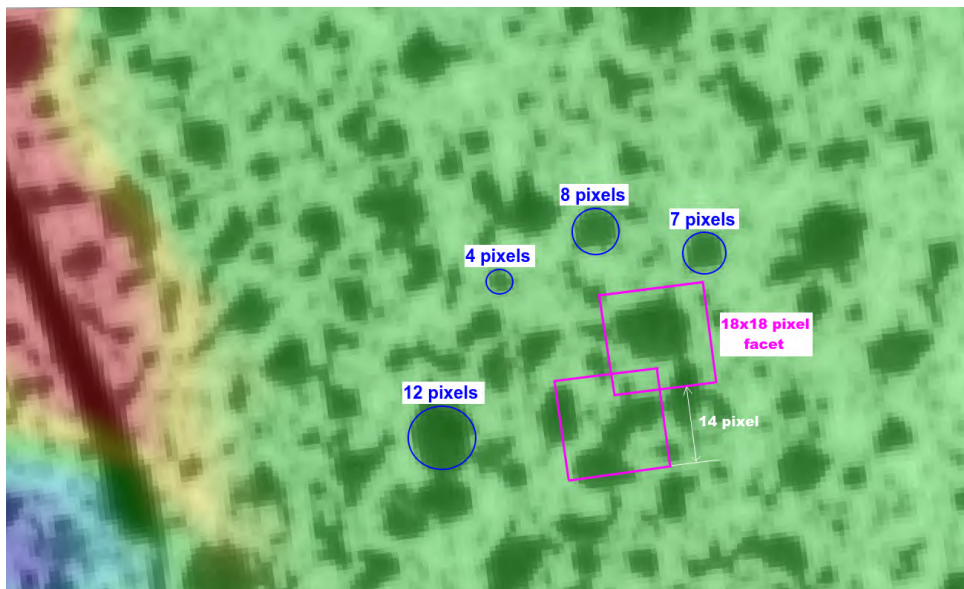


Bild 2.18: Beispiel der aufgespritzten Zufallspunkte ('speckle pattern') auf Prüfkörper 1.3. Links im Bild eine der Zahnspalten im Prüfkörper in rötlicher Farbe.

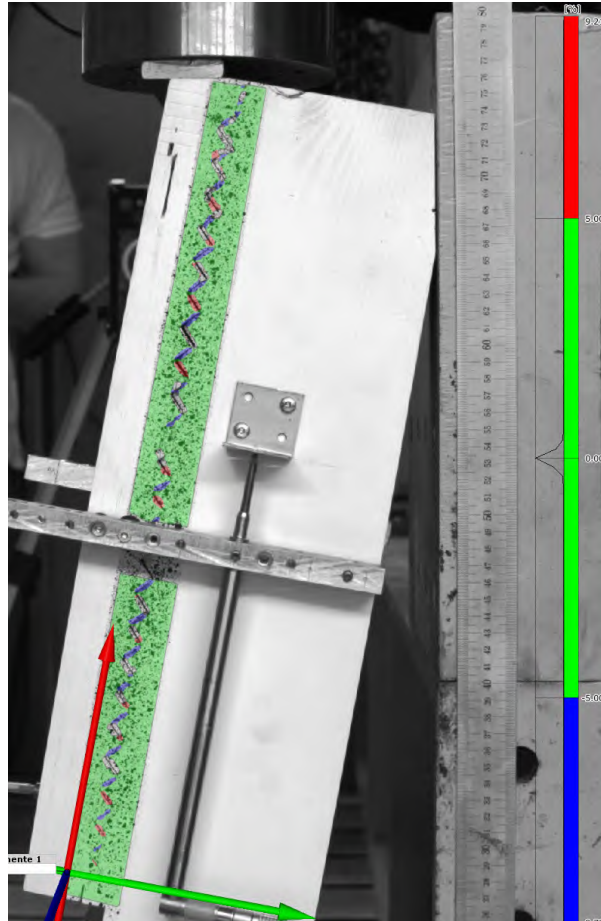


Bild 2.19: DIC-Analyse von Probekörperpaar 2.3 mit symmetrischen 45°-Zähnen. Blau bedeutet Kompression (negative Dehnung) und rot bedeutet Dehnung.

3. das x-y-Koordinatensystem wurde in der „Zeiss Inspect Correlate“ Software um 10 Grad gedreht um mit der Längsachse der Probekörper in Linie zu liegen;
4. die Bewegung  $\epsilon$  der Bildmuster in x-Richtung (roter Pfeil unten im Bild) wird mit den drei Farben rot, grün und blau visualisiert:
  - (a) blau: Kompression (negative Dehnung)
  - (b) rot: Dehnung;
5. wie erwartet erfahren die oberen Zähne mehr Dehnung und Kompression als die unteren Zähne, da die Kraft des Hydraulikzylinders von oben eingeleitet wird.

Wie bereits erwähnt, gibt es kein oder nur sehr wenig Abbrechen von Zähnen beim symmetrischen 45°-Zahnverbund. Ein schlagartiges Abreißen der Zähne, wie es bei den asymmetrischen Zähnen der Fall ist, kann bei den symmetrischen Zähnen nicht beobachtet werden.

# Kapitel 3

## Schertests - asymmetrische und symmetrische 5 mm hohe/tiefe Zähne

In weiteren 10 Prüfkörperpaaren soll untersucht werden ob eine kleinere Verzahnung zu höherer Schubfestigkeit/höherer Bruchlast führt. So wurden z.B. in Müller and Frangi [2018] 4mm hohe micro-notches erfolgreich in einer Holz-Beton-Verbunddecke angewendet, die allerdings nicht rückbaufähig war.

### 3.1 Prüfkörper(paare) mit 5mm Zähnen

In den folgenden 10 Schertests sind die Prüfkörperpaare mit nun 5 mm tiefen/hohen Zähnen, anstatt wie bisher 10mm tiefen/hohen Zähnen, versehen. Alle anderen Maße der Prüfkörperpaare bleiben identisch zu den bereits beschriebenen ersten zehn Schertests. Wie in den bereits beschriebenen Tests auch, wurden insgesamt 10 Prüfkörperpaare auf einer Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ bei der Firma Huber und Sohn in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt. Davon waren die ersten fünf Prüfkörper untereinander gleich ( $n = 5$ ) und mit symmetrischen, 5mm tiefen 45°-Zähnen versehen. Die zweiten fünf Prüfkörper waren auch untereinander gleich ( $n = 5$ ), aber mit asymmetrischen, 5mm tiefen Zähnen versehen:

- **fünf identische Prüfkörper mit 5 mm tiefen/hohen asymmetrischen Zähnen (Bild 3.2 oben, Seite 39):**
  - Prüfkörperpaar 3.1: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
  - Prüfkörperpaar 3.2: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
  - Prüfkörperpaar 3.3: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
  - Prüfkörperpaar 3.4: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
  - Prüfkörperpaar 3.5: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt

Diese Zahnform wurde vollautomatisch an der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ hergestellt. Diese Zahnform wurde in Zusammenarbeit mit Herrn Wurmseer bei Huber und Sohn so gewählt, dass an der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ mit dem gegenwärtig installierten Werkzeugsatz die Verzahnung vollautomatisch ohne manuelle Nachbearbeitung hergestellt werden kann. In den bereits beschriebenen Scherversuchen mit asymmetrischen Zähnen war nämlich eine manuelle Nachbearbeitung nötig, die in Großserie nicht aufrecht erhalten werden kann.

- **fünf identische Prüfkörper mit 5mm tiefen/hohen, symmetrischen 45°-Zähnen (Bild 3.2 unten, Seite 39):**
  - Prüfkörperpaar 4.1: loose, ohne Befestigung

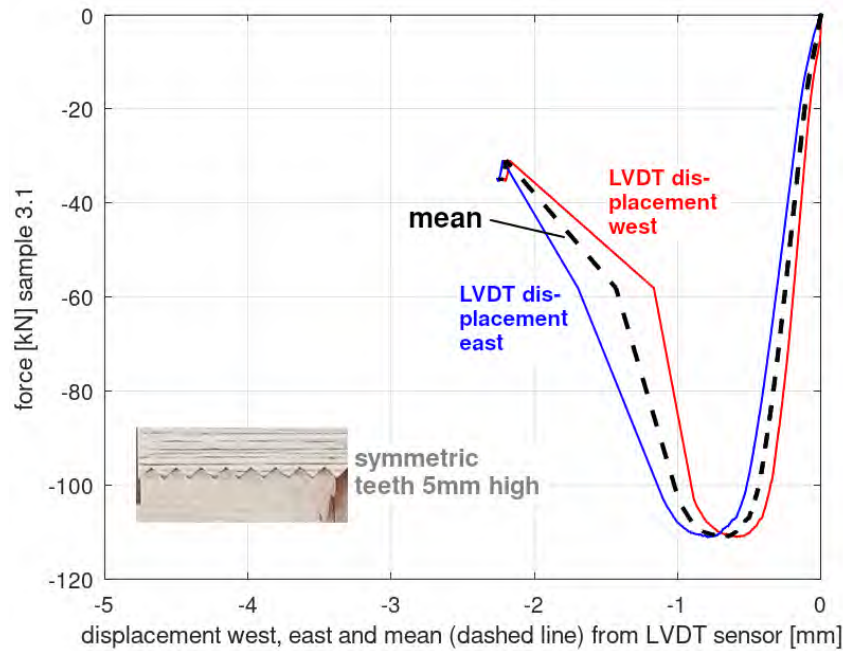


Bild 3.1: Beispiel der Auslenkung von linkem und rechtem LVDT-Sensor an Prüfkörperpaar 3.1. Für die Kraft-Weg-Kurven für die 10 Prüfkörper wurde immer der Mittelwert der beiden LVDT-Sensoren benutzt.

- Prüfkörperpaar 4.2: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
- Prüfkörperpaar 4.3: mit 2 Tellerschrauben und 19Nm befestigt
- Prüfkörperpaar 4.4: loose, ohne Befestigung
- Prüfkörperpaar 4.5: loose, ohne Befestigung

Auch diese Zahnform wurde vollautomatisch an der Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“, ohne manuelle Nachbearbeitung hergestellt.

## 3.2 Ergebnisse Schertests - asymmetrische und symmetrische 45°-Zähne

Wie bereits in den ersten 10 Schertests auch, waren zwei LVDT-Längenmesser (Ost und West genannt) zwischen Schubknagge aus Mehrschichtfurnierholz und Vollholzgegenstück angebracht, die die relative Bewegung mit 10 Messungen pro Sekunde aufzeichneten. Bild 3.1, Seite 38 zeigt beispielhaft die zwei Wegmessungen für Prüfkörperpaar 3.1 mit symmetrischer Verzahnung:

- rechter (West, rote Linie) und linker (Ost, blaue Linie) LVDT Wegmesser unterscheiden sich geringfügig, zeigen aber sehr ähnlichen Verlauf.
- für die später gezeigten Kraft-Weg-Kurven der 10 getesteten Prüfkörper wurde immer der Mittelwert der beiden LVDT-Sensoren (gestrichelte schwarze Linie) benutzt.

### 3.2.1 Versagensmechanismen für asymmetrische und symmetrische 45°-Zahnform

Die beiden getesteten 5mm hohen Zahnformen - asymmetrisch und symmetrisch - weisen wie in der ersten 10 Schertests mit den 10mm hohen Zähnen auch, äusserst unterschiedliche Versagensmechanismen:

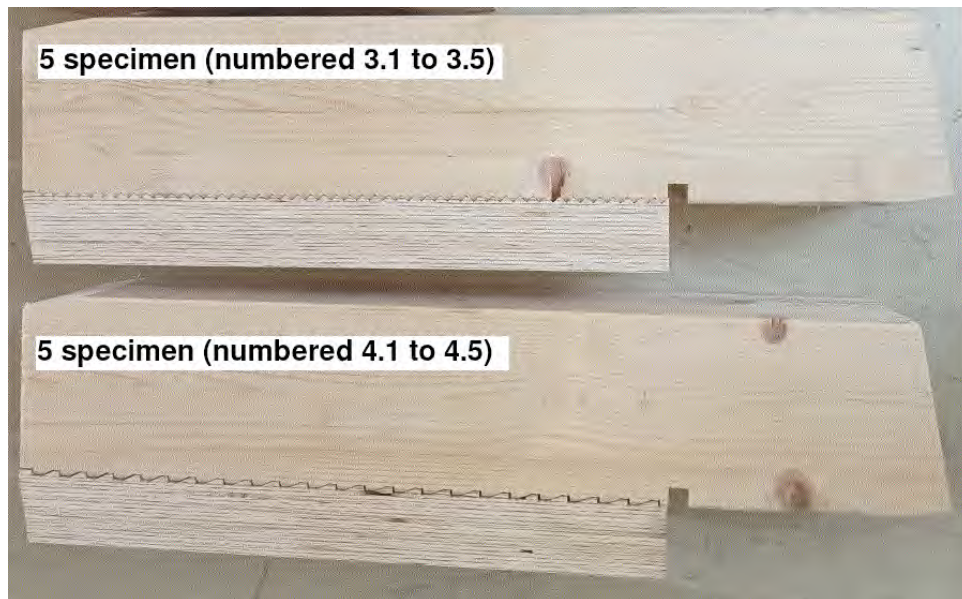


Bild 3.2: Die beiden Zahndesigns mit nun kleineren 5mm hohen Zähnen die einem Schertest unterzogen wurden. Je fünf Prüfkörperpaare von jedem der beiden Designs wurden beim Projektpartner Firma Huber und Sohn (<https://www.huber-sohn.de/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt.

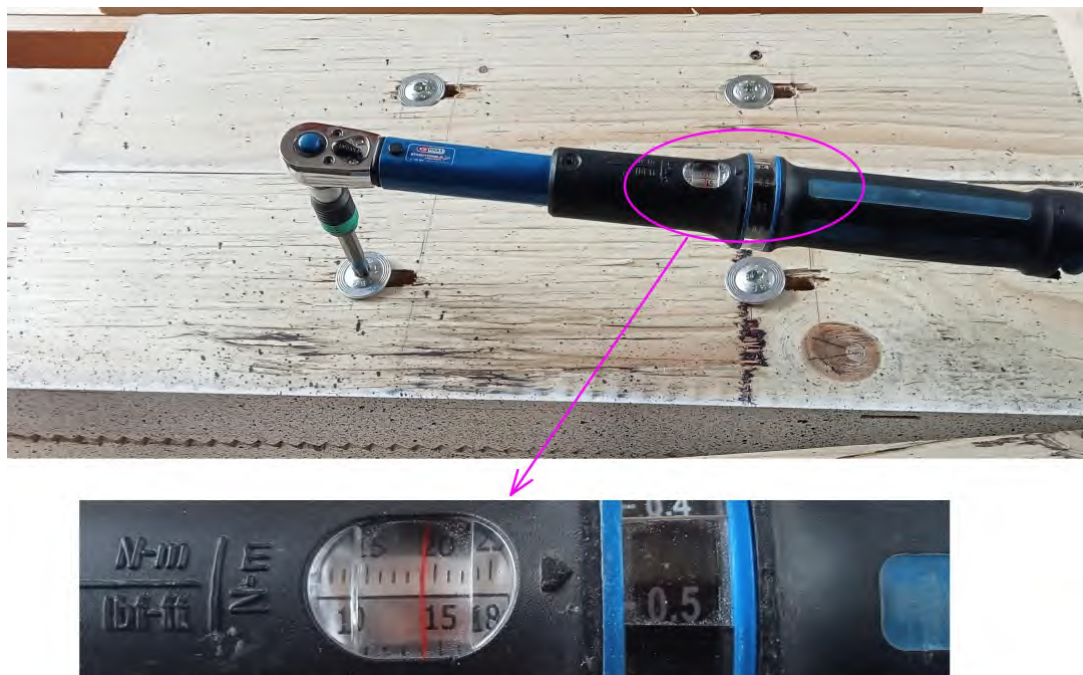


Bild 3.3: Die Prüfkörper 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 und 3.5 mit symmetrischen 5mm-Zähnen, wurden mit je zwei Tellerkopfh Holzschrauben „Rothoblaas TBS 120x8mm“ mit dem in der Hersteller-ETA (siehe Seite 3 von 68 in [https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA\\_11\\_0030\\_RB\\_screws\\_2019.pdf](https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA_11_0030_RB_screws_2019.pdf), zuletzt aufgerufen Mai 2025) vorgeschriebenen Drehmoment von 19 Nm streng angezogen.

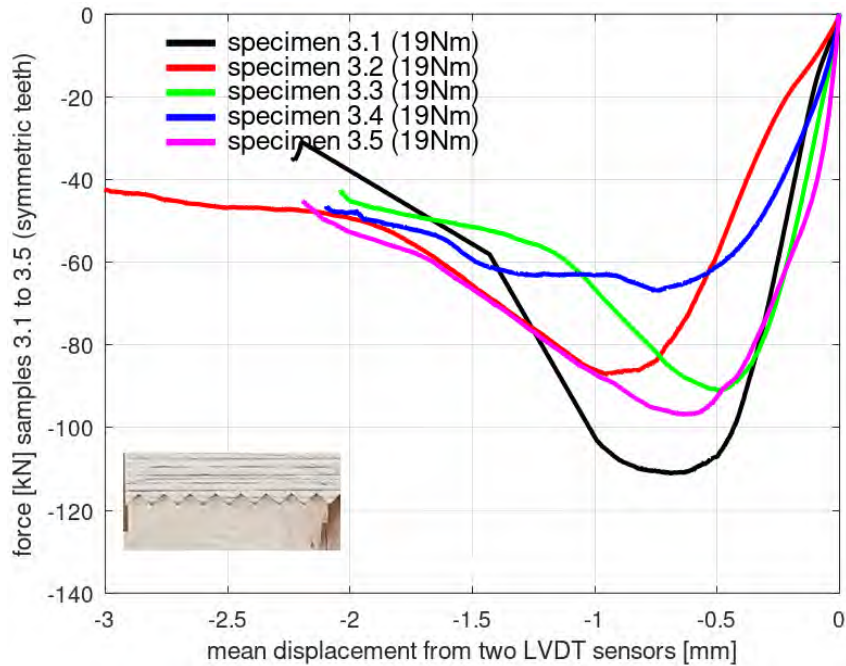


Bild 3.4: Kraft-Weg-Kurven der Schertests an den Prüfkörperpaaren 3.1 bis 3.5 mit symmetrischen, 5mm tiefen 45°-Zähnen. Diese fünf Prüfkörperpaare wurden allesamt mit je zwei fest angezogenen Tellerschrauben „Rothoblaas TBS 120x8mm“ zusammengehalten um ein Abheben zu vermeiden.

1. **asymmetrische Zähne mit 5 mm Höhe (Bild 3.5, Seite 41):** versagen schlagartig und ohne Vorwarnung;
2. **symmetrische Zähne mit 5 mm Höhe (Bild 3.4, Seite 40):** die verschraubten, symmetrischen 5mm-Zähne versagen langsamer, gleitender, duktiler und ohne Knall.

Der Verbund mit symmetrischer Verzahnung führt also, wie bereits in der ersten 10 Schertests auch, zu einem wesentlich weniger abrupten Versagensmechanismus im Vergleich zur asymmetrischen Verzahnung.

### 3.2.2 Kraft-Weg-Kurven für asymmetrische und symmetrische Zahnform

Bild 3.4, Seite 40 zeigt die Kraft-Weg-Kurven der fünf Schertests in der Bauteilpresse für Prüfkörper 3.1 bis 3.5 mit symmetrischen 5mm-Zähnen, die allesamt mit Tellerschrauben zusammengehalten wurden. Es lässt sich folgendes aus Bild 3.4 für die Schertests mit symmetrischen 5mm-Zähnen festhalten:

- Prüfkörper 3.1 (schwarze Linie) weist die höchste Scherfestigkeit auf und bricht bei etwa 110 kN.
- Prüfkörper 3.4 (blaue Linie) weist die niedrigste Scherfestigkeit auf und bricht bei etwa 63 kN.

Bild 3.5, Seite 41 zeigt die Kraft-Weg-Kurven der Schertests in der Bauteilpresse für Prüfkörper 4.1 bis 4.5 mit asymmetrischen 5mm-Zähnen. Aus Bild 3.5 lässt sich folgendes für die Schertests mit asymmetrischen 5mm-Zähnen festhalten:

1. **Einschraubdrehmoment 19Nm:** Von den fünf Prüfkörpern waren Prüfkörper 4.2 (roter, gestrichelter Graph) und 4.3 (grüner, gestrichelter Graph, Bild ??) mit je zwei Tellerschrauben und dem vom Schraubenhersteller vorgeschriebenen Eindrehmoment von 19Nm versehen. Diese Tellerschrauben fixierten die Mehrschichtfurnierholzknagge an den Vollholzkörper. (Eindrehmoment: Rothoblaas ETA, Page 3 of 68, [https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA\\_11\\_0030\\_RB\\_screws\\_2019.pdf](https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA_11_0030_RB_screws_2019.pdf), zuletzt aufgerufen Mai 2025).
2. **Prüfkörperpaar 4.3 mit höchster Bruchlast:** Die höchste gemessene Scherbelastung (130 kN) aller in dieser Arbeit getesteten 20 Prüfkörperpaare. Bei Prüfkörperpaar 4.3 scheint also das feste

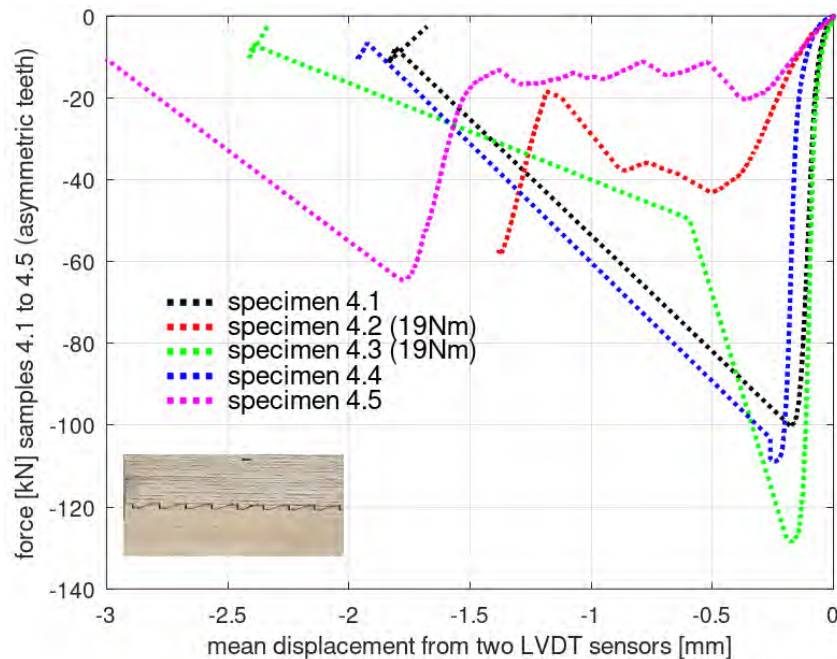


Bild 3.5: Kraft-Weg-Kurven der Schertests an den Prüfkörperpaaren 4.1 bis 4.5 mit fertigungstechnisch optimierten, asymmetrischen Zähnen von 5mm Höhe/Tiefe. Die Schubknaage aus Steico Mehrschichtfurnierholz wurde bei den beiden Prüfkörpern 4.2 und 4.3 mit Rothoblaas Holzschrauben und dem von Rothoblaas empfohlenen Anziehdrehmoment von 19 Nm an das Vollholz fixiert. Die jeweils zwei „Rothoblaas TBS 120x8mm“ Tellerschrauben bei den drei Prüfkörpern 4.1, 4.4 und 4.5 waren dagegen nur ganz leicht angezogen ohne Zuhilfenahme eines Drehmomentschlüssels.

Anziehen der Tellerkopfschrauben „Rothoblaas TBS 120x8mm“ mit einem Drehmomentschlüssel zu höherer Abscherlast zu führen. Beim völlig identischen Prüfkörper 4.2 (rote Farbe) in Bild 3.4 ist eine so hohe Abscherlast bedauerlicherweise nicht zu beobachten - die Abscherlast beträgt bei Prüfkörper 4.2 nur 59 kN, der schlechteste Wert der 10 Prüfkörper. Prüfkörper 4.2 (rote Farbe Bild 3.4) könnte also ein Ausreisser sein.

3. **Ohne Einschraubdrehmoment:** Bei den drei Prüfkörpern 4.1 (schwarze, gestrichelter Graph), 4.4 (blauer, gestrichelter Graph) und 4.5 (magentafarben gestrichelter Graph) in Bild 3.5 wurden die je zwei Tellerkopfschrauben nur soweit eingedreht, bis die Teller die Holzoberfläche leicht berührten. Die Schrauben waren also mehr oder minder locker eingedreht. Das vom Schraubenhersteller empfohlene Eindrehmoment von 19 Nm wurde also bei den Prüfkörpern 4.1 (schwarze Farbe), 4.4 (blaue Farbe) nicht befolgt.
4. **Prüfkörper 4.1 und 4.4:** insbesondere diese beiden Prüfkörper, deren Tellerschrauben nur leicht eingedreht wurden, zeigen hohe Bruchlasten von 100 und 109 kN (Bild 3.5).

Für die asymmetrischen, 5mm hohen Zähne ergibt also eine nur leichte Fixierung mit Tellerschrauben erstaunlich hohe Bruchlasten. Wider Erwarten führt also eine feste (anstatt loser) Verschraubung nicht zu höheren Bruchlasten.

### 3.2.3 Aufnahmen des Zahnversagens mit Hochgeschwindigkeitskamera

Nachdem bei den Scherversuchen die Krafteinleitung von oben an nur einem Ende der Zahnreihe vorstättengeht, wurde die Vermutung laut, daß mit dem Einreißen/Abreißen eines Zahns oben am Druckstempel ein Dominoeffekt entsteht, in dem das Zahnversagen oben beginnt und danach domoniartig zum letzten Zahn nach unten propagiert. Aus diesem Grund wurde das Versagen mit den 5mm hohen Zähnen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera mit 3000 Bildern pro Sekunde aufgezeichnet (Bild 3.7, Seite 43). Folgende Ausrüstung wurde eingesetzt:

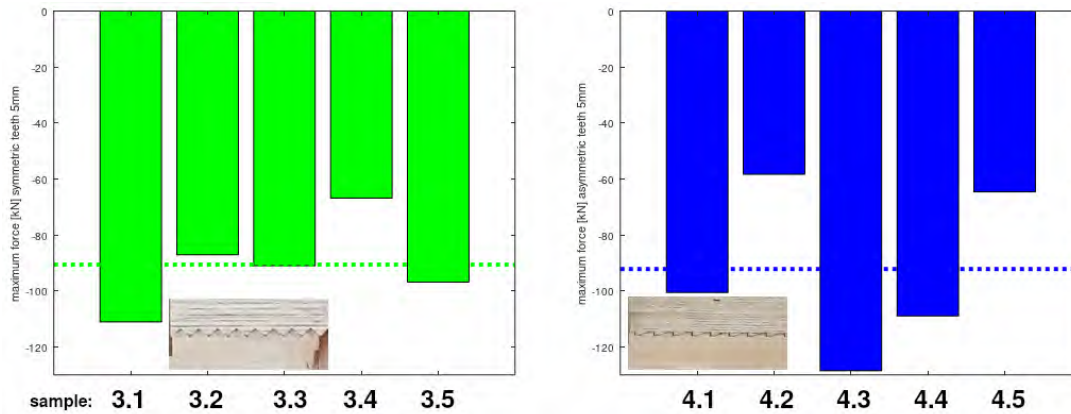


Bild 3.6: **Links:** Bruchlasten bei den fünf Prüfkörperpaaren 3.1 bis 3.5 mit symmetrischen Zähnen mit 5mm Höhe, also die Minima der Graphen in Bild 3.4, Seite 40. Die über die 5 Prüfkörper gemittelte, maximal aufgebrachte Kraft bei Versagen, ist mit einer horizontalen, grünen gestrichelten Linie dargestellt. **Rechts:** Bruchlasten bei den fünf Prüfkörperpaaren 4.1 bis 4.5 mit asymmetrischen Zähnen mit 5mm Höhe, also die Minima der Graphen in Bild 3.5, Seite 41. Die über die 5 Prüfkörper gemittelte, maximal aufgebrachte Kraft bei Versagen ist mit einer horizontalen, blauen gestrichelten Linie dargestellt.

- **Hochgeschwindigkeitskamera:** „IDT os8-S3“ (<https://idtcameras.com>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) mit 1600x1200 pixel (2 Megapixel) mit maximal 8000 fps (frames per second). Bei den Schertests wurde die Bildrate auf 3000 fps reduziert um RAM zu sparen und mit nur einem vorhandenen LED-Strahler auszukommen. So liessen sich Belichtungsprobleme ergeben sich bei sehr hohen Bildraten vermeiden.
- **Kameraobjektiv:** Hier diente ein „Tokina Macro 100 F2.8D“.
- **Hochleistungs-LED-Strahler:** Aufgrund der sehr kurzen Belichtungszeiten bei hohen Bildraten erfordert die Kamera Hochleistungs LED-Licht.
- **Kameraansteuersoftware:** „Motion Studio“ über Gigabit-Ethernet wie in Bild 3.8, Seite 44 gezeigt; der RAM- Speicher der Hochgeschwindigkeitskamera wurde bei einer Bildrate von 3000 fps (frames per second) zyklisch überschrieben. Bei Versagen des Zahnverbands wurde die Hochgeschwindigkeitskamera mit einem Knopfdruck gestoppt. Damit blieben nur die letzten 6 Sekunden vor dem Scherversagen im Kamera-RAM gespeichert. Die Bildsequenzen ware im volatilen Kamera-RAM gespeichert und mussten nach dem Test auf den Laptop heruntergeladen werden ohne die Kamera auszuschalten.

Bild 3.9, Seite 44 zeigt zwei Bilder Nummer 1 und Bild Nummer 200 der Hochgeschwindigkeitskamera mit 3000 Bildern pro Sekunde bei den symmetrischen Zahnform. Rechts in Bild 3.9, Seite 44 ist das Versagen in Form von Abgleiten der Zahnreihen zu sehen. Links in Bild 3.9 das Einzelbild das 200/3000 = 0.066667 Sekunden vor dem rechten Bild bei Versagen liegt - die Zahnreihen sind nicht zerstört sondern haben sich aufeinander geschoben. Dieses Aufeinanderschieben geschieht langsam und nicht schlagartig. Aus den Aufnahmen mit der Hochgeschwindigkeitskamera lässt sich folgendes zusammenfassen.

- auch bei einer hohen Bildrate von 3000 Bildern pro Sekunde ist kein sukzessives, dominoartiges Versagen der Zähne zu erkennen - weder bei den symmetrischen Zähnen noch bei den asymmetrischen Zähnen.
- die asymmetrischen Zähne scheren bei Versagen gleichzeitig und schlagartig am Zahngrund ab. Ein Propagieren des Versagens von Zahn zu Zahn findet nicht statt.
- bei den symmetrischen Zähnen, die ja kaum abscheren, sondern mehr übereinander abgleiten, geschieht das Ab- oder Vorbeigleiten der beiden Zahnreihen mehr oder minder langsam und keinesfalls so abrupt und schlagartig wie bei den asymmetrischen Zähnen.



Bild 3.7: **Rechts:** Hochgeschwindigkeitskamera „IDT os8-S3“ (<https://idtcameras.com>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) mit 1600x1200 pixel (2 Megapixel) kann bis zu 8000 fps (frames per second) aufnehmen. **Links:** Als Objektiv diente ein „Tokina Macro 100 F2.8D“.

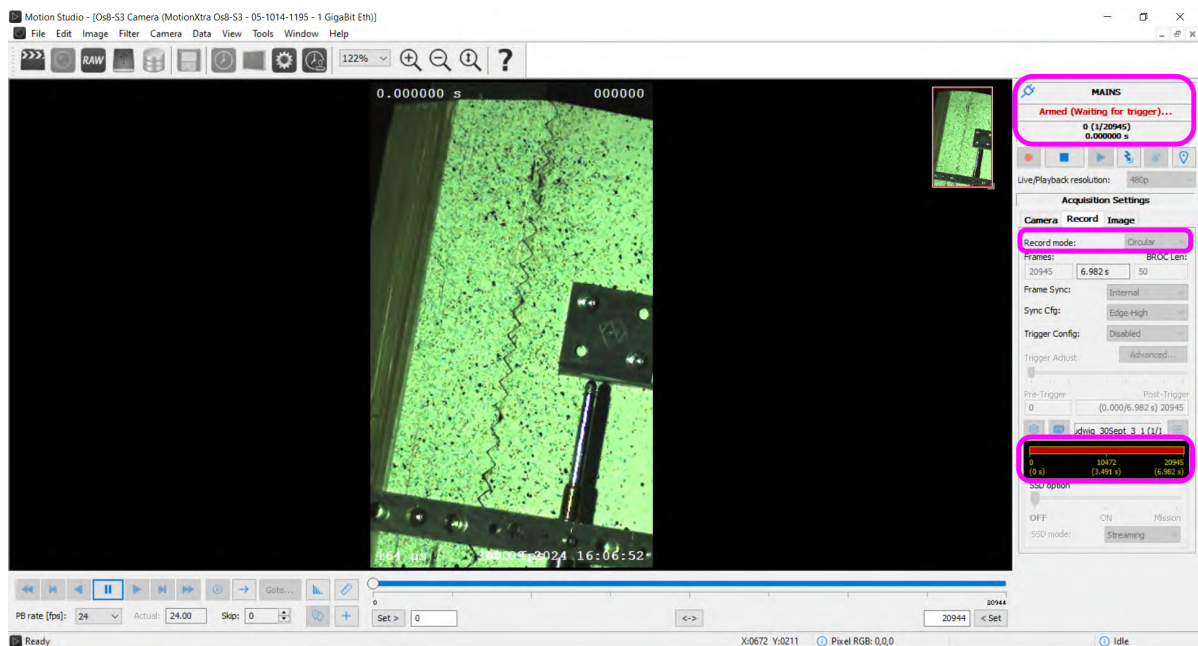


Bild 3.8: Software interface des Laptops für die Ansteuerung der Hochgeschwindigkeitskamera bei Prüfkörper 3.1 mit symmetrischen Zähnen. Der RAM- Speicher der Hochgeschwindigkeitskamera wurde bei einer Bildrate von 3000 fps (frames per second) zyklisch überschrieben. Bei Versagen des Zahnverbands wurde die Hochgeschwindigkeitskamera mit einem Knopfdruck gestoppt. Damit blieben nur die letzten 6 Sekunden vor dem Scherversagen im Kamera-RAM gespeichert.

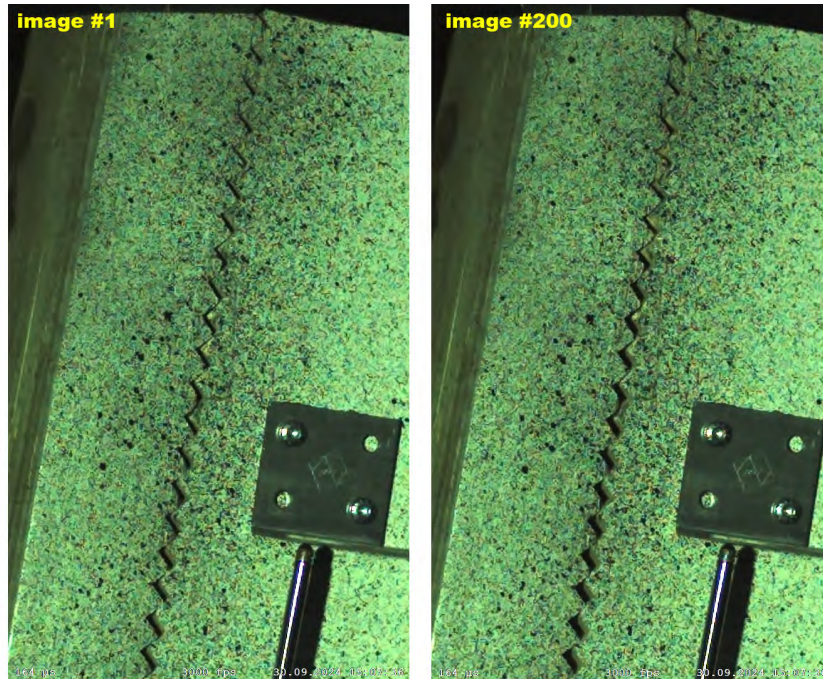


Bild 3.9: Zwei Bilder mit der Hochgeschwindigkeitskamera bei 3000 Bildern pro Minute beim Versagen einer symmetrischen 5mm Verzahnung. Die beiden Bilder liegen  $200/3000 = 0.066667$  Sekunden auseinander. Beim linken Bild steigt die Bruchlast noch an. Beim rechten Bild wurde die Bruchlast gerade überschritten. Rechts unten im Bild jeweils der Stahlwinkel der als Anschlag für den LVDT-Längensensor dient.

### 3.2.4 Zusammenfassung der Schertests mit 5mm hohen Zähnen

1. Im Hinblick auf die Scherfestigkeit von symmetrischer und asymmetrischer Zahnform hat sich kein eindeutiger Gewinner herauskristallisiert - beide Scherfestigkeiten/maximalen Lasten bei Versagen liegen sehr nahe zusammen mit 90 kN für die symmetrische Verzahnung und 92kN für die nichtsymmetrische Verzahnung.
2. eine Verzahnung mit nur 5mm Höhe ist an der Grenze der Herstellbarkeit für die Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“; Toleranzen spielen bei kleineren Zähnen eine größere Rolle;
3. für die symmetrischen Zähne spricht, wie bereits in den ersten Schertests mit 10mm Zähnen auch, das wesentlich weniger abrupte Versagen im Vergleich zu den asymmetrischen Zähnen.

## 3.3 Zusammenfassung aller $n = 20$ Schertests

Es wurden insgesamt vier Verzahnungen, in insgesamt 20 Prüfkörperpaaren auf Scherversagen untersucht:

1. **symmetrische, 10mm hohe Verzahnung:**  $n = 5$  identische Exemplare
2. **asymmetrische, 10mm hohe Verzahnung:**  $n = 5$  identische Exemplare
3. **symmetrische, 5mm hohe Verzahnung:**  $n = 5$  identische Exemplare
4. **asymmetrische, 5mm hohe Verzahnung:**  $n = 5$  identische Exemplare

Diese vier Zahnformen wurden in 20 Prüfkörperpaaren Schertests in der Bauteilpresse unterzogen, um deren Bruchlast zu bestimmen. Mit diesen Schertests sind im wesentlichen zwei Fragen untersucht worden:

1. welche Zahnform erzielt die höchste Bruchlast?

2. führen kleinere (weniger hohe) Zähne zu höheren Bruchfestigkeiten?

In Bild 3.10, Seite 46 sind die Bruchlasten aller  $n = 20$  Prüfkörperpaare in Balkendiagrammen dargestellt zusammen mit den Mittelwerten:

- Prüfkörper 3.1 bis 3.5 asymmetrische 10mm Zähne: Mittelwert Bruchlast = -64.691 kN
- Prüfkörper 3.1 bis 3.5 symmetrische 10mm Zähne: Mittelwert Bruchlast = -92.259 kN
- Prüfkörper 3.1 bis 3.5 symmetrische 5mm Zähne: Mittelwert Bruchlast = -90.561 kN
- Prüfkörper 3.1 bis 3.5 asymmetrische 5mm Zähne: Mittelwert Bruchlast = -92.173 kN

wobei dies die Bruchlasten der Kraftmessdose bei  $10^\circ$  Neigung der Prüfkörper sind. Zu Bild 3.10, Seite 46 ist folgendes zu erläutern und zusammenzufassen:

1. die horizontale, gestrichelte Linie in jedem der vier Balkendiagramme stellt das arithmetische Mittel der  $n = 5$  Prüfkörper dar.
2. die niedrigste, durchschnittliche Bruchlast von -64.691 kN weisen die Schertests mit den asymmetrischen, 10mm hohen Zähnen (Bild 3.10 oben links). Damit sind die asymmetrischen 10mm hohen Zähne die eindeutigen Verlierer unter den vier geprüften Verzahnungen.
3. unter den restlichen drei Zahnformen (10mm hohe, symmetrische Zähne, 5mm hohe symmetrische Zähne, und 5mm hohe, asymmetrische Zähne) lässt sich bedauerlicherweise kein eindeutiger Sieger feststellen - die durchschnittlichen Bruchlasten liegen mit -92.259 kN, -90.561 kN und -92.173 kN zu nahe beieinander.
4. es kann durchaus vermutet werden, dass kleinere Zähne zu höheren Bruchlasten führen, denn beide 5mm hohen Zahnversionen weisen gute/hohe Bruchlasten auf.
5. die hohe Variabilität des Baustoffes Holz macht es schwierig, mit der niedrigen Prüfkörperanzahl von  $n = 5$  pro Zahnform auf die durchschnittliche Bruchlast zu schließen.
6. die Fertigungstoleranzen für die kleinen 5mm hohen Zähne können ein Problem werden. Sitzen bei kleinen Zähnen die obere und untere Zahnreihe nicht sauber ineinander, kann die Bruchlast leiden, obwohl wahrscheinlich kleinere Zähne vorteilhafter sind/zu höheren Bruchlasten führen.

Hohe Bruchlast alleine ist aber nicht das einzige Kriterium bei der Wahl der optimalen Zahnform:

- Die hier getesteten, symmetrischen Zähne verhalten sich wesentlich duktiler bei Belastung als die asymmetrischen Zähne. Der langsamere Versagensmechanismus spricht also klar für die symmetrischen Zähne, obwohl sie den Nachteil haben, auf Tellerkopfschrauben angewiesen zu sein, um Abheben zu vermeiden.
- Die Fertigung von asymmetrischen Zähnen erfordert komplexere Schneidwerkzeuge und längere Fertigungszeiten als die Fertigung von symmetrischen Zähnen.

Aus diesen Gründen wurde entschieden, in den Biegeversuchen eine symmetrische Zahnform mit 10mm hohen Zähnen zu verbauen. Die Frage, ob dies auch die Zahnform mit der höchsten Bruchlast ist, konnte allerdings nicht befriedigend beantwortet werden. Aufgrund der Anisotropie und natürlichen Variabilität des Baustoffes Holz bedarf es weiterer, systematischer Scherversuche.

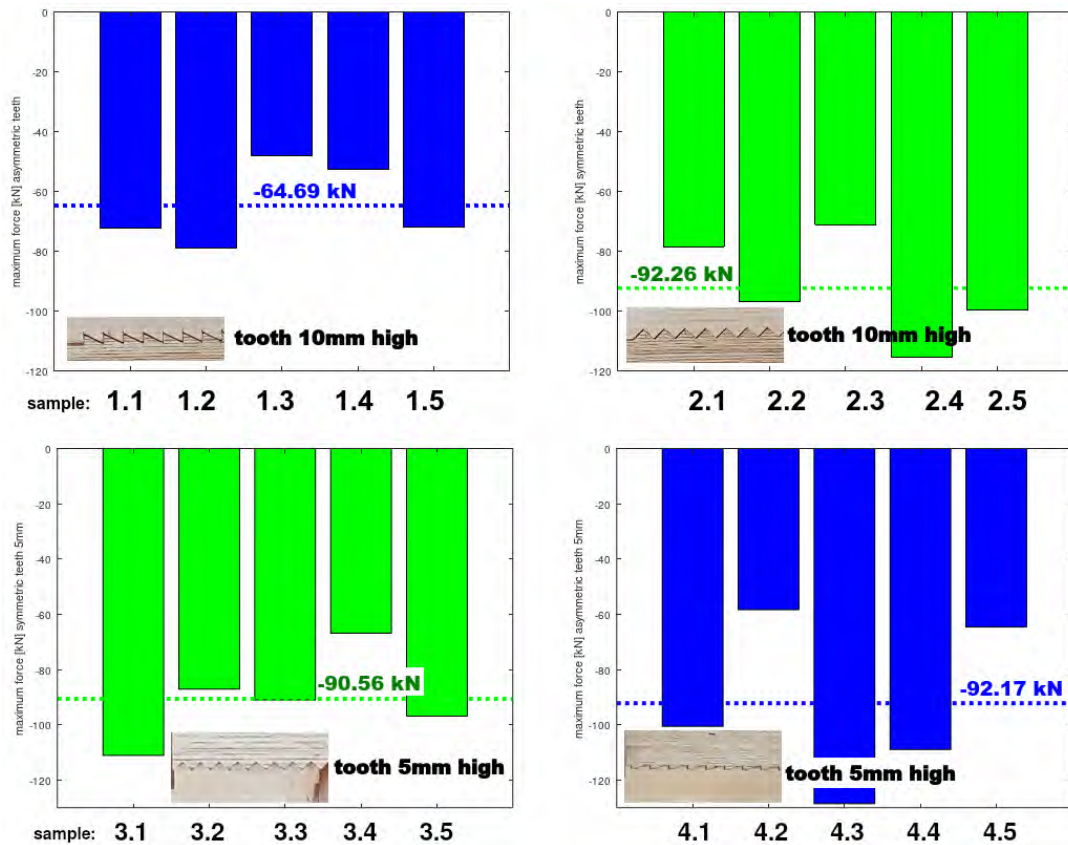


Bild 3.10: Bruchlasten in Balkendiagrammen für alle vier Zahnformen in 20 Schertests in dieser Arbeit. Die horizontalen, gestrichelten Linien stellen das arithmetische Mittel der je 5 Prüfkörper pro Zahnform dar. Alle hier gezeigten 20 Bruchkräfte von 20 Prüfkörpern sind die der Kraftmessdose, müssten also streng genommen - aufgrund ihrer leichten Schrägstellung von  $10^\circ$  in der Bauteilpresse - um den Faktor  $\cos(10^\circ) = 0.9848$  nach unten korrigiert werden.

## Kapitel 4

# Schalldämm-Maß und Trittschallpegel einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke

Innerhalb von Gebäuden geschieht Schallübertragung zwischen Räumen durch zweierlei Mechanismen:

- **Luftschall:** Im Raum breitet sich der Schall von der Schallquelle (z.B. einem sprechenden Menschen) kugelförmig aus und trifft auf die Wand, den Boden oder die Decke. An der Grenzfläche wird ein Teil dieses Schalls in Körperschall umgewandelt und im angrenzenden Raum als erneuter Luftschall mit geringerem Pegel wieder abgestrahlt.
- **Körperschall:** Tritte erzeugen Körperschall in Wand, Boden oder Decke. Dieser Körperschall wird im angrenzenden Raum mit niedrigerem Pegel wieder als Luftschall abgestrahlt.

In einem Gebäude dämmen Wand, Decke oder Boden beide Arten von Schallübertragung in unterschiedlichem Maß. Am ift Rosenheim GmbH wurden deshalb an einer lebensgroßen, rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke mit komplettem Bodenaufbau die folgenden zwei Parameter gemessen:

1. **bewertetes (Luft)Schalldämm-Maß  $R_w$ :** Die Fähigkeit eines Bauelements, die Übertragung von Luftschall zwischen zwei Räumen einzudämmen, wird mit dem Schalldämm-Maß  $R$  quantifiziert. Das sogenannte bewertete Schalldämm-Maß  $R_w$  wird mithilfe einer Referenzkurve ermittelt und nimmt dabei auf die Nachhallzeit im Senderraum Rücksicht. Das bewertete Schalldämm-Maß  $R_w$  beschreibt die Schalldämmung mit einer einzelnen Zahl, und wird nach EN ISO 717-1 2013 in bauakustisch relevanten Frequenzen iterativ berechnet. Im Laborprüfstand kann das Schalldämm-Maß  $R_w$  ohne oder mit geringen Flankenübertragungen gemessen werden, während auf einer Baustelle eine Messung ohne Flankenübertragung schwierig ist. Das bewertete Schalldämm-Maß  $R_w$  der Holz-Beton-Verbunddecke wurde im Akustikprüfstand des ift-Rosenheim im bauakustisch relevanten Bereich von 50 Hz bis 5000 Hz gemäß EN ISO 10140-2 2010 bestimmt.
2. **bewerteter (Norm-)Trittschallpegel  $L_{n,w}$ :** Trittschall wird durch Körperschall bei Aktivitäten wie etwa Gehen, Stampfen, Hämmern oder Hüpfen erzeugt. Im angrenzenden Raum wird dieser Körperschall in Luftschall umgewandelt. Der bewertete Norm-Trittschallpegel  $L_{n,w}$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke wurde im Akustikprüfstand des ift-Rosenheim im bauakustisch relevanten Bereich von 50 Hz bis 5000 Hz nach EN ISO 10140-3 2021 gemessen. Das Hammerwerk war nach den Anforderungen in ISO 10140-5 2021, Anhang E, gernormt. Der bewertete Norm-Trittschallpegel  $L_{n,w}$  ist, wie das bewertete (Luft)Schalldämm-Maß  $R_w$  auch, ein Einzahlwert und wurde nach EN ISO 717-2 2013 ermittelt.

### 4.0.1 Relevante Normen für die Akustikprüfung

- **DIN 4109-1 2018** Schallschutz im Hochbau: Mindestanforderungen; Vorgänger war die DIN 4109:1989-11; hier werden die Mindestwerte für Trittschall und Schalldämm-Maß für



Bild 4.1: **Oben:** Die zwei 60 mm hohen Elementdecken aus C25/30 Beton, die als Druckgurt wirken, wurden von der Firma Stigloher in Bad Aibling gefertigt (<https://www.beton-stigloher.de>, zuletzt aufgerufen Mai 2025). **Unten:** Die 88 Holzlamellen 60x5000x260mm mit auf einer Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ eingefrästen, symmetrischen Zähnen an beiden Enden. Die Holzlamellen wirken als Zuggurt.

Geschoßdecken für Wohn- aber auch öffentliche Gebäude definiert. Diese Mindestanforderungen müssen immer eingehalten werden.

- **DIN 4109-2 2018:** Schallschutz im Hochbau: Rechnerische Nachweise der Erfüllung der Anforderungen
- **EN 10140:** Akustik
  - **EN ISO 10140-2 2010:** Messung der Luftschalldämmung mit Schalldämm-Maß  $R_w$  im Prüfstand im Bereich von 50 Hz bis 5000 Hz;
  - **EN ISO 10140-3 2010:** Norm-Trittschallpegel von 50 Hz bis 5000 Hz; beschreibt wie das Ergebnisblatt zur Trittschallmessung auszusehen hat;
  - **EN ISO 10140-4 2010:** Hier wird folgendes beschrieben:
    1. Messung der Nachhallzeit;
    2. Bestimmung des energetisch gemittelten Schalldruckpegels mit Hintergrundgeräusch- und Nachhallzeitkorrektur bei der Trittschallmessung;
  - **ISO 10140-5:2021, Anhang E:** Hammerwerk zur Trittschallermittlung;
- **DIN EN ISO 717-1 2021:** Akustik - Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen — Teil 1: Luftschalldämmung;
- **DIN EN ISO 717-2 2021:** Akustik - Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen — Teil 2: Trittschalldämmung; hier wird beschrieben wie aus den Terzbandmessungen im Empfangsraum der Einzahlwert für den (Norm)trittschallpegel  $L_{n,w}$  erstellt wird;
- **DIN EN ISO 16283-1:** Akustik - Messung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen am Bau - Teil 1: Luftschalldämmung;
- **DIN EN ISO 16283-2:** Akustik - Messung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen am Bau - Teil 2: Trittschalldämmung;
- **EN ISO 140:** Akustik - Messung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen;
  - **EN ISO 140-6:** Norm-Hammerwerk zur Trittschallerzeugung.

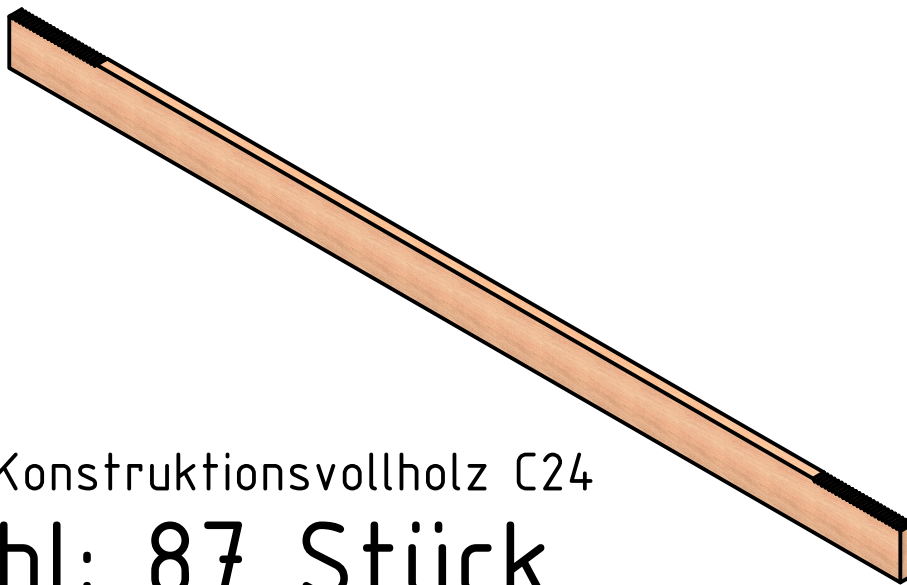
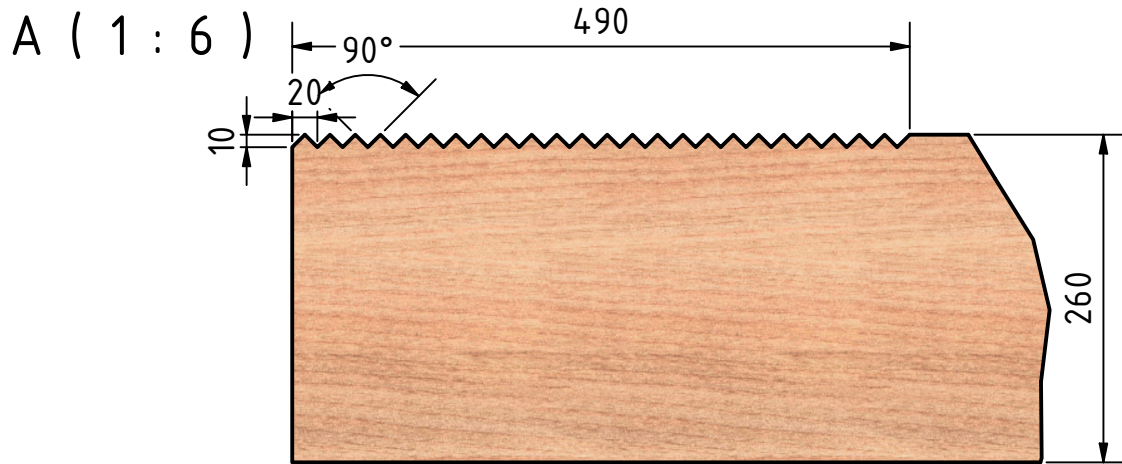
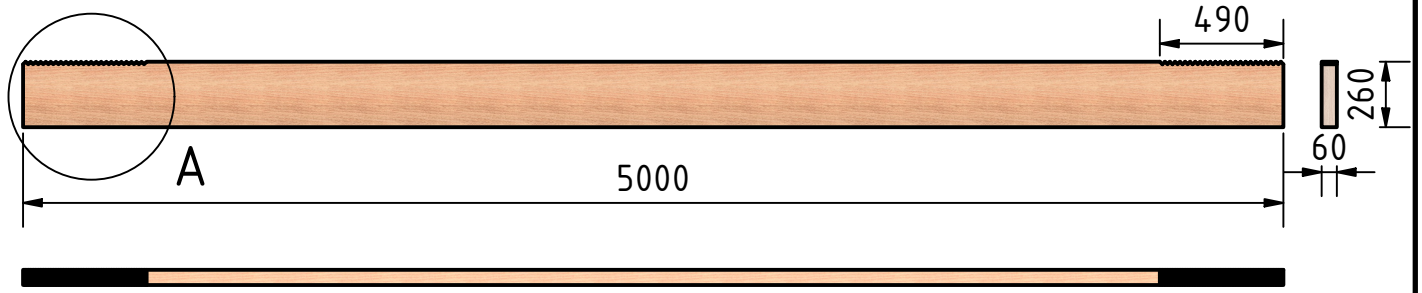
## 4.1 Materialien und Vorgehen

Eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke in den Abmessungen  $5000 \times 5250$  mm wurde beim Partner Huber und Sohn in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt (Bild 4.3, Seite 54).

### 4.1.1 Technische Zeichnungen

Auf den folgenden drei Seiten sind technische Zeichnungen zu sehen, die zur Fertigung der Holz-Beton-Verbunddecke für die Akustiktests am ift-Rosenheim benutzt wurden:

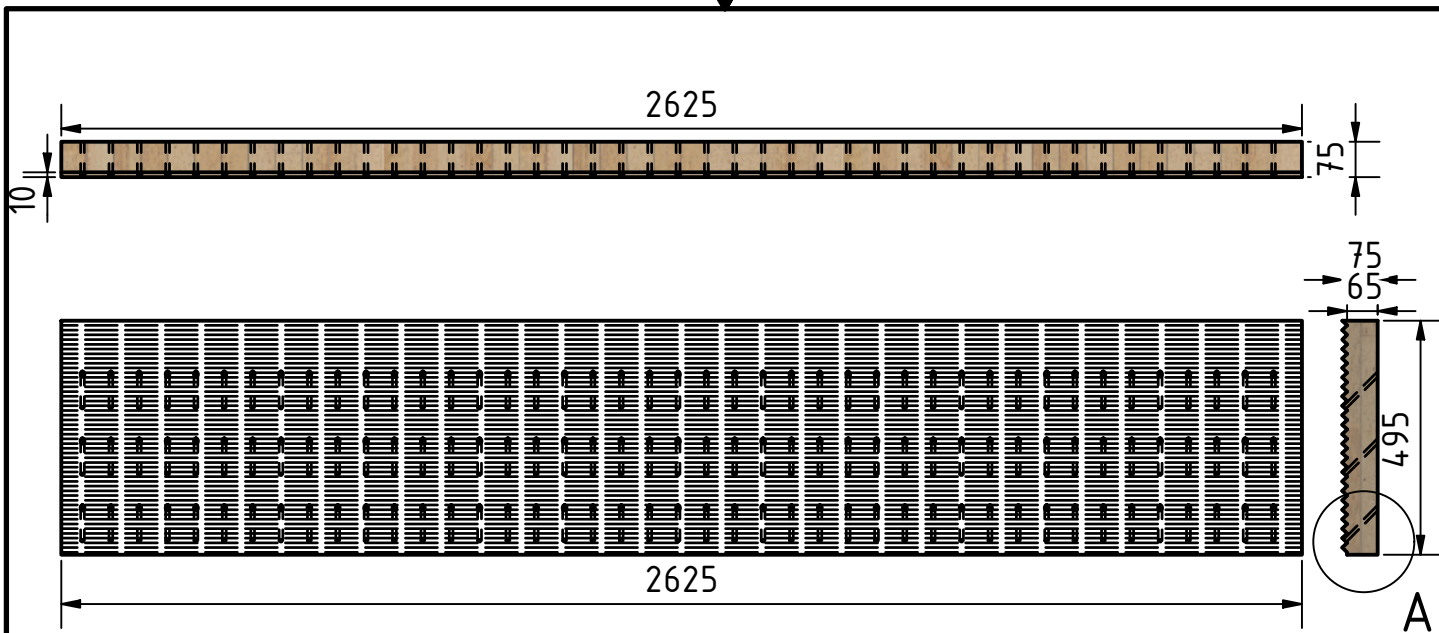
1. Holzlamelle aus C24 Nadelholz/Konstruktionsvollholz;
2. Schubknagge aus „Steico LVL R“;
3. Komplette Prüfdecke aus zwei Einzelementen zusammengefügt.



Material: Konstruktionsvollholz C24

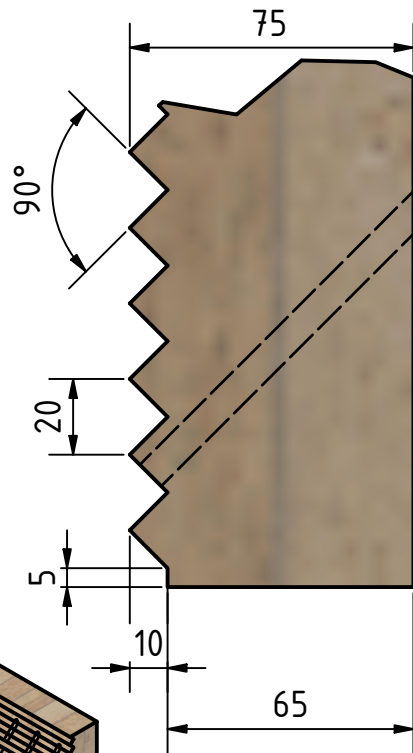
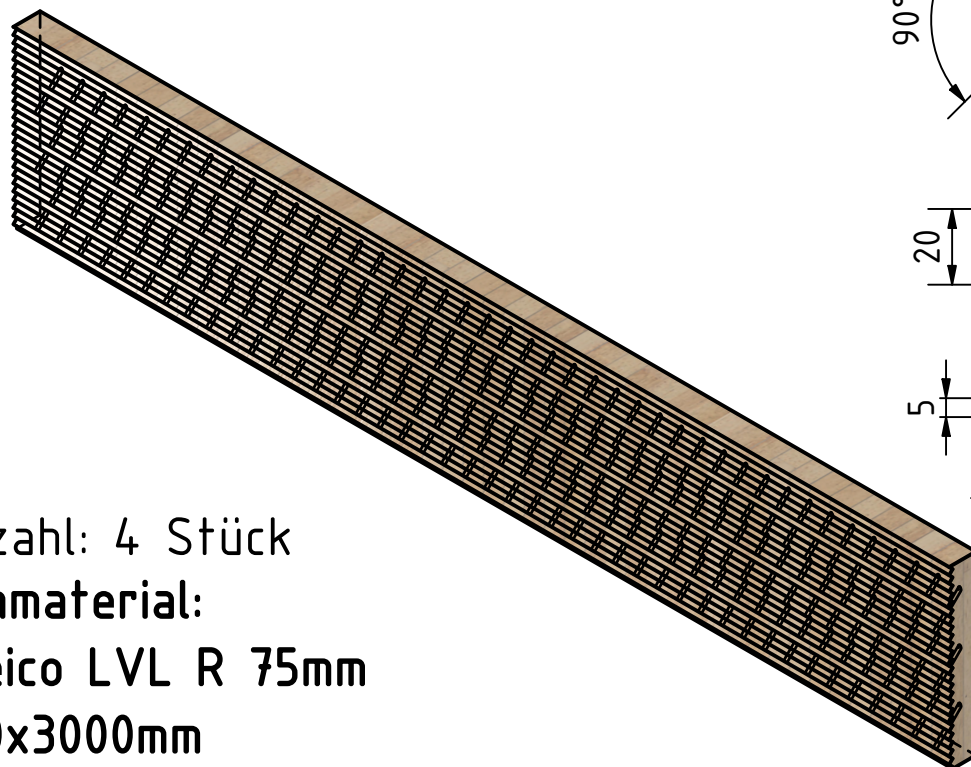
Anzahl: 87 Stück

				Datum	Name		
				Gezeichnet	17.10.2024	grld755	
				Kontrolliert			
				Norm			
				KVH_260x60_symmetric_teeth_1			
				A4			
Status	Änderungen	Datum	Name				



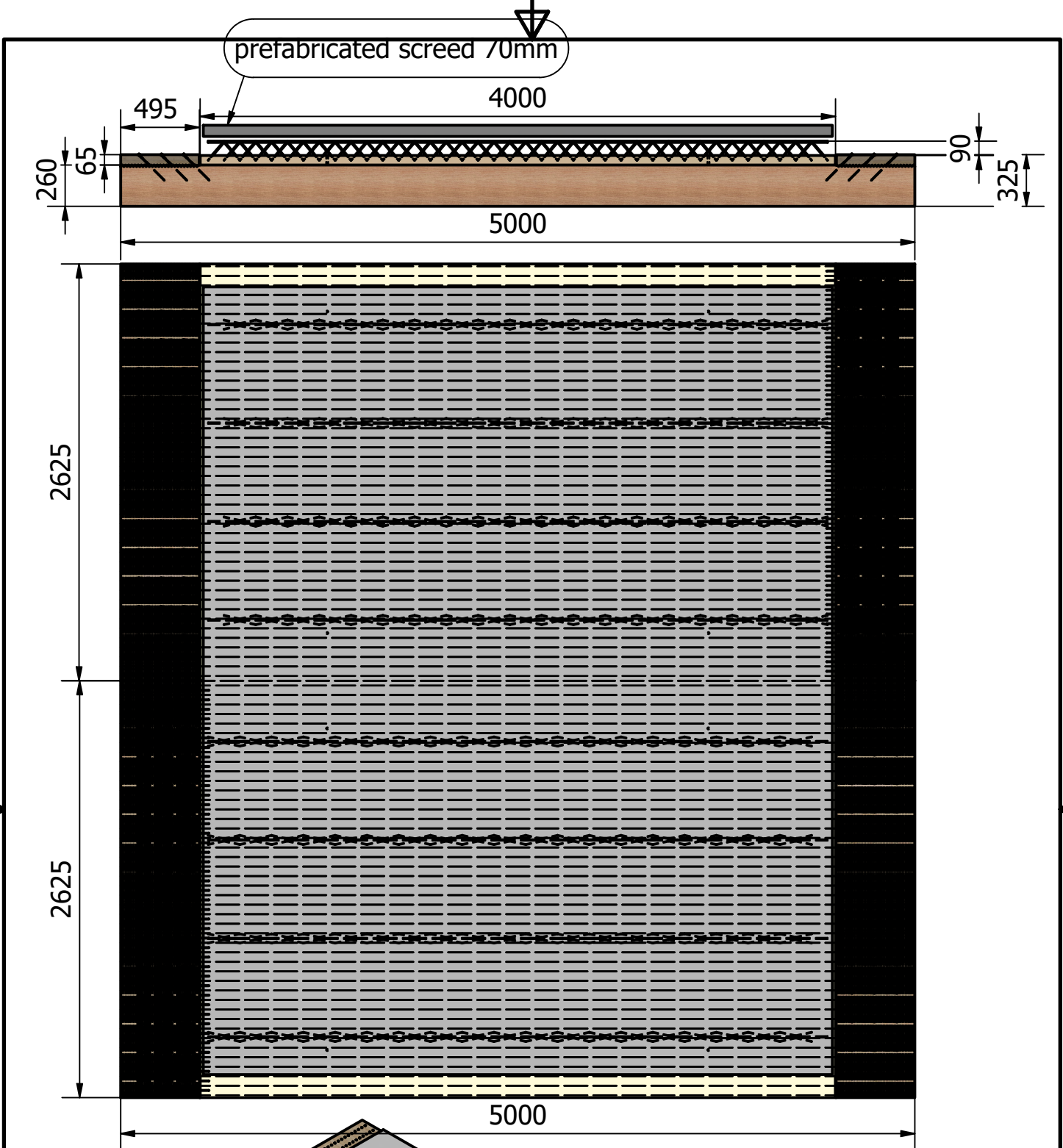
45-Gradbohrungen müssen nicht hergestellt werden - dienen nur zur Illustration der Einschraubpositionen.

A ( 0,50 : 1 )



Anzahl: 4 Stück  
 Rohmaterial:  
 Steico LVL R 75mm  
 600x3000mm

				Date	Name		
				Drawn	13.10.2024	Gredmaier	
				Checked			
				Standard			
						Steico LVL 75mm	1
							A4
State	Changes	Date	Name				



prefabricated screed 70mm

4000

495

260  
65

90

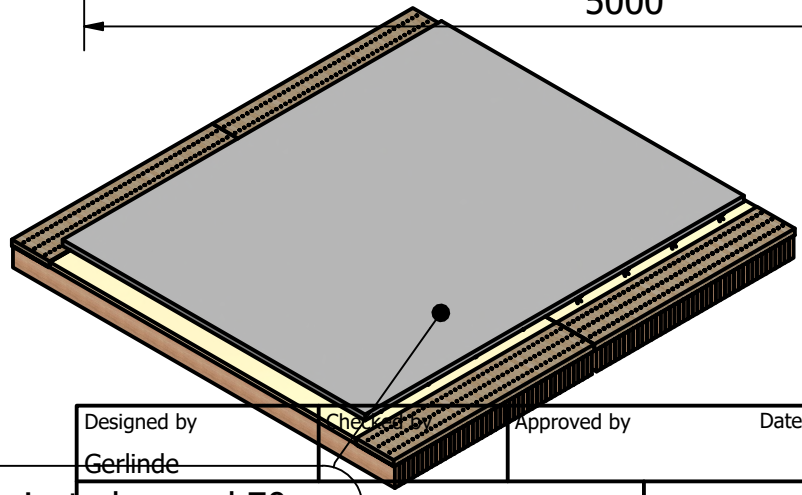
325

5000

2625

2625

5000



prefabricated screed 70mm

Designed by Gerlinde	Checked by	Approved by	Date	Date	
				10.10.2024	
			assembly_total_ift_ceiling		Edition
					Sheet 1 / 1

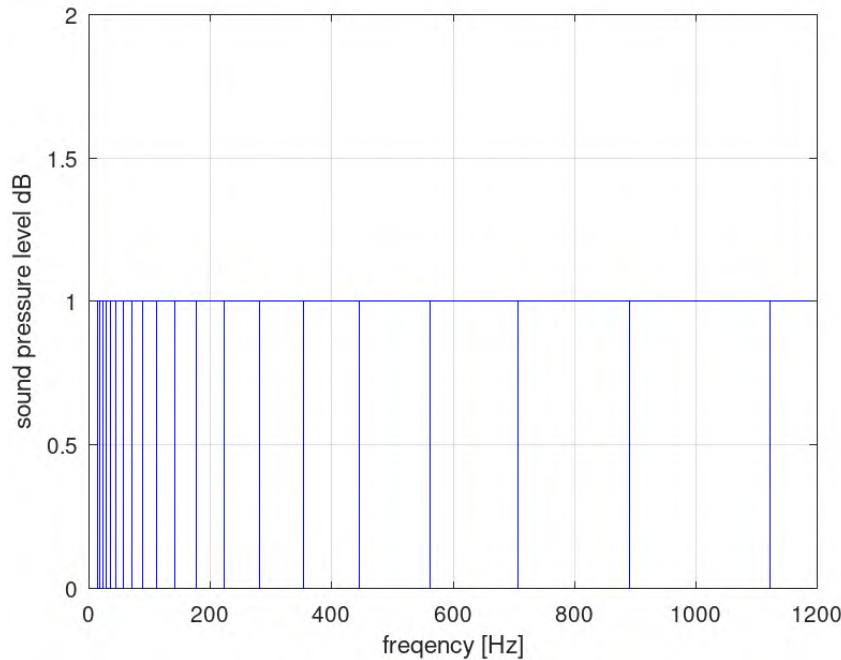


Bild 4.2: Die Messung des Schalldämm-Maßes  $R_w$  nach EN ISO 10140 2010 geschieht in Terzbändern (hier auf einer linearen x-Achse), deren Weite mit der Frequenz zunimmt. Bei niedrigen Frequenzen ist die Bandbreite klein, weitet sich aber mit steigenden Frequenzen.

#### 4.1.2 Holz-Beton-Verbunddecke/Prüfdecke

Eine Holz-Beton-Rohdecke wurde in Form von zwei Elementen/Teilen hergestellt, die mit Nut und Feder am ift-Rosenheim als Prüfdecke aneinandergelegt wurden (Bild 4.3, Seite 54 und Bild 4.4, Seite 55). Die Schubknagge des rechten Bodenelements schaute dabei seitlich um 30 mm über das Deckenelement hinaus, und die Schubknagge des linken Bodenelements war um 30mm zurückversetzt (Bild 4.4 rechts, Seite 55). Weitere Details der Holz-Beton-Verbunddecke/Prüfdecke lauten wie folgt:

- **Deckentyp:** rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke mit Fertigbetondecke/Elementdecke ohne Ortbeton;
- **Höhe Rohdecke:** 260 mm Holzlamellen plus 60mm Betonfertigdecke (als Filigrandecke) = 320mm Gesamthöhe der Rohdecke;
- **Maße:** Die Aussenmaße dieser zusammengesetzten Holz-Beton-Verbunddecke aus zwei Einzelementen betragen  $5000 \times 5250$  mm;
- **Deckenfläche:**  $5000 \text{ mm} \times 5250 \text{ mm} = 26,5 \text{ m}^2$  in zwei Elementen;
- **Hersteller:** Huber und Sohn (<https://www.huber-sohn.de/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025), Bachmering bei Wasserburg;
- **Herstelldatum:** 31. Oktober 2024;
- **Transport:** die Anlieferung der beiden Deckenelemente an das ift-Rosenheim in Raubling erfolgte mit Tieflader-LKW;
- **Estrich:** 50mm hoher Fertigestrich des ift-Rosenheim; Masse  $120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ ;
- **Masse:** ein einzelnes Rohdeckenelement wog 3028 kg; die gesamte Rohdecke mit beiden Elementen wog etwa 6056 kg;
- **Flächenbezogene Masse der Rohdecke:**  $\frac{m}{A} = \frac{6056 \text{ kg}}{5 \text{ m} \times 5,25 \text{ m}} = 230,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ ;



Bild 4.3: **Oben:** Einheben einer Elementdecke aus Beton mit dem Hallenkran beim Projektpartner <https://www.huber-sohn.de> (zuletzt aufgerufen April 2025). **Unten:** Die beiden gefertigten Deckenelemente nebeneinander. Die Nut-und-Feder Verbindung ist am linken Deckenelement erkennbar.

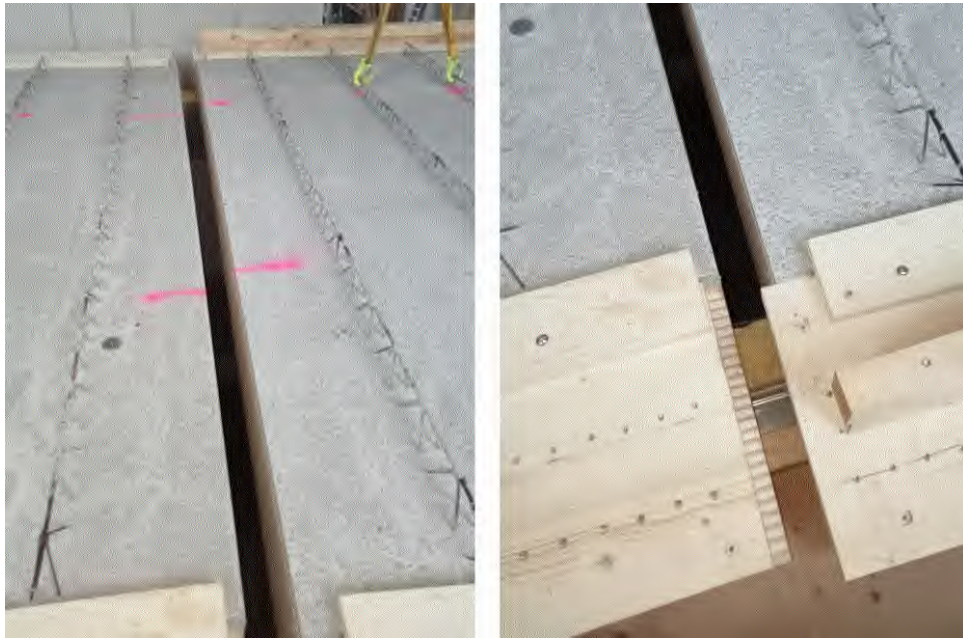


Bild 4.4: **Links:** Die beiden Elemente der Holz-Beton-Verbunddecke beim Einbau in den Akustikprüfstand am ift-Rosenheim. **Rechts:** Nut- und Federverbindung beim Zusammenschieben der beiden Elemente der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke, die am ift-Rosenheim akustisch getestet wurde.

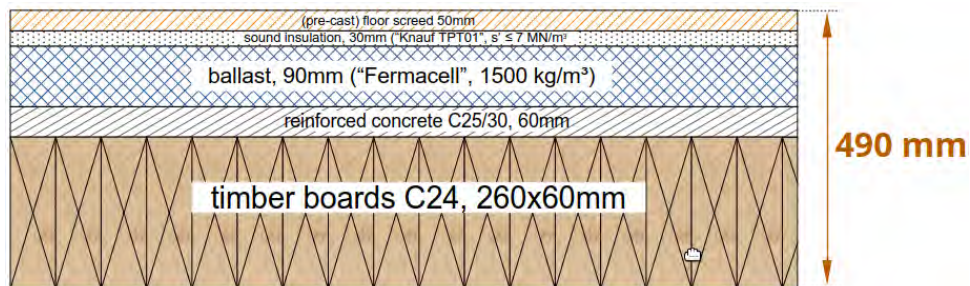


Bild 4.5: Bodenaufbau der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke die beim ift Rosenheim akustisch geprüft wurde.

Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke war von oben nach unten folgendermaßen aufgebaut, wie in Bild 4.5, Seite 55, illustriert:

1. **kein Laminat/kein Bodenbelag:** die Akustikmessungen wurden zwar mit vom ift-Rosenheim bereitgestelltem Fertigestrich, der mit dem Hallenkran von oben eingehoben wurde, aber **ohne Bodenbelag** über dem Fertigestrich durchgeführt.
2. **50 mm Fertigestrich:** eine vom ift-Rosenheim bereitgestellte, 50mm hohe Fertigestrichplatte aus Beton mit Stahlbewehrung und einer Masse von 2500kg, wurde mit dem Hallenkran auf die Trittschalldämmung aufgelegt (Bild 4.7 ganz unten, Seite 58).
3. **30 mm Trittschalldämmung:** „Knauf Trittschalldämmplatten TPT1“, Glaswolle, in Platten der Maße 600x1250x30mm über die Kalksplittschüttung verlegt, wie in Bild 4.7 unten, Seite 58, ersichtlich. Es wurden zwei Packungen Mineralwolle verbaut, die an der Kranwaage je 19,9 und 20,4 kg wogen.
  - Hersteller: Knauf
  - Material: Glaswolle; nicht brennbar;
  - Plattenformat: 600×1250×30 mm
  - Dynamische Steifigkeit nach DIN EN 13162:  $s' \leq 7 \frac{MN}{m^3}$  bei 30mm Plattendicke
  - Verkehrslasten: bis zu 3 kPa ( $\frac{kN}{m^2}$ )

(Quelle: [https://knauf.com/de-DE/p/produkt/trittschall-dammplatte-tpt-01-21512\\_4314](https://knauf.com/de-DE/p/produkt/trittschall-dammplatte-tpt-01-21512_4314), zuletzt aufgerufen Mai 2025)

4. **90 mm Kalksplittschüttung:** von Fermacell als „Wabenschüttung“ vermarktet, in der Prüfdecke wurden allerdings keine Waben verbaut; die Schüttung wurde stattdessen mit einem Rechen lose verteilt; Körnung 1-4 mm, 15 l/Sack; es wurden insgesamt 122 Sack verbaut (Bild 4.7, Seite 58 mitte); die Schüttung wurde aus Zeitgründen nur lose eingebracht, also nicht verschlämmt oder gebunden. Eine Verschlämmung kann die akustische Dämmung beeinträchtigen/reduzieren.
5. **60 mm Betondecke:** die Betondecke im Holz-Beton-Verbund war als sogenannte Elementdecke/Filigrandecke ausgeführt, mit Stahlarmierung und Gitterträgern, die 90 mm aus der Betonoberfläche herausragten, wie in Bild 4.7, Seite 58 oben ersichtlich. Die Kalksplittschüttung wurde bis zur Höhe der Gitterträger (90 mm) eingefüllt.
6. **60x5000x260mm Vollholzlammellen:** aus C24 Konstruktionsvollholz 60 × 260 mm im Querschnitt; jede einzelne dieser Lamellen wurde pro Seite mit drei Zylinderkopfvollgewindeholzschrauben 8×260 und teilweise 8×220 mm (Würth ASSYPLUS VG4 CH, Artikelnummern 0150008260 und 0150008220), also mit insgesamt sechs Schrauben pro Lamelle, an die Schubknagge angeschraubt. Es kamen zwei Schraubenlängen zum Einsatz, weil nicht genug Schrauben einer Länge in der Würth-Filiale Raubling-Rosenheim auf Lager waren.

### 4.1.3 Aufbau und Details der Messung für das Schalldämm-Maß

Bild 4.6, Seite 57 zeigt den Senderraum oben für die Messung des (Norm-)Trittschallpegels  $L_{n,w}$  und des Schalldämm-Maß  $R_w$ .

- **Abdichtung zum Prüfstand:** Randfuge oben im Senderraum und unten im Empfangsraum mit dauerelastischer Knetmasse versehen, mit der die Randfuge zwischen Decke und flankierender Wand beidseitig dauerelastisch abgedichtet wurde;
- **Prüfrauschen:** rosa Rauschen;
- **Terzbandfilter:** analog; im Testgerät „Nortronic 140“ verbaut;
- **Fremdgeräuschpegel:** im Empfangsraum in Terzbändern gemessen und gemäß EN 20140-3:1995 + A1:2004 Abschnitt 6.5 rechnerisch korrigiert;

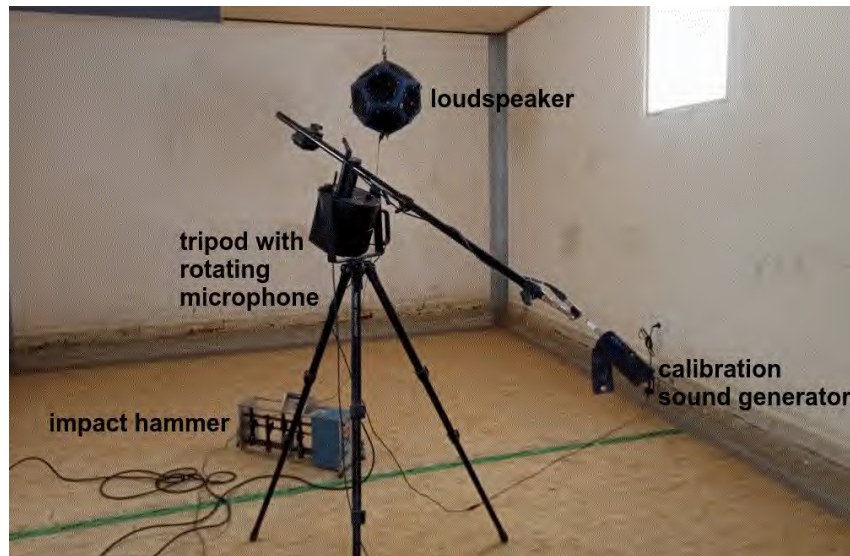


Bild 4.6: Senderraum oben für die Messung des Trittschallpegels  $L_{n,w}$  und des Schalldämm-Maß  $R_w$ . Zu sehen sind Oktaederlautsprecher, Normhammerwerk, rotierendes Mikrofon (zur Vermeidung von akustischen Knoten/Moden bei einer Position), und aufgesetzter Mikrofonkalibrator Typ 1251 von Norsonic-Tippkemper.

- **Messung Nachhallzeit:** Arithmetische Mittelung von sechs Messungen bei zwei Lautsprecherpositionen mit bewegtem Mikrofon (insgesamt 12 Messungen);
- **Hintergrundgeräuschpegel:** Wurde bei abgeschaltetem rosa Rauschen eine Minute lang im Empfangsraum gemessen; dieses Hintergrundgeräusch wurde von der eigentlichen Messung abgezogen;
- **Position von Normhammerwerk und Empfangsmikrofon:** Die Trittschallmessung wird an fünf verschiedenen Positionen des Normhammerwerks im Senderraum durchgeführt und dann gemittelt; die fünf Messungen dauern je eine Minute; das Mikrofon im Empfangsraum steht an zwei verschiedenen Stellen; ergibt also  $5 \times 2 = 10$  Messungen die gemittelt wurden;
- **Kalibrierung:** Das Empfangsmikrofon im Empfangsraum unten wurde vor der Messung bei einer Frequenz von 1 kHz und einem Schalldruckpegel von 113,9 dB kalibriert.

#### 4.1.4 Aufbau der Messung für den Trittschall mit Normhammerwerk

Während bei der Messung der Luftschallübertragung (Schalldämm-Maß  $R_w$ ) als Schallquelle ein Lautsprecher im Senderraum mit rosa Rauschen dient, wird bei der Trittschallmessung ein Normhammerwerk als Schallquelle benutzt, das Körperschall (anstatt Luftschall) im Senderraum erzeugt. Gleichzeitig wird der Schallpegel im Empfangsraum mit einem rotierenden Mikrofon gemessen. Der durch das Normhammerwerk im Senderraum erzeugte Körperschall wird im Empfangsraum als Luftschall mit einem rotierenden Mikrofon gemessen. Das verwendete Normhammerwerk nach ISO 140 besteht aus rotierenden Klöppeln, die mit 10 Schlägen pro Sekunde aus einer Höhe von 4cm auf den Boden fallen. Im darunterliegenden Empfangsraum wird der Schalldruckpegel in Terzbändern von 50 bis 5000 Hz gemessen. Diese Terzbandmessungen in dB werden in einen einzelnen Normtrittschallpegel  $L_n$  umgerechnet. Wie in der Luftschallmessung auch, wird dabei die Nachhallzeit  $T_{60}$  des Raumes berücksichtigt.

## 4.2 Ergebnisse

Nach DIN EN ISO 10140-2 und DIN EN ISO 10140-3 müssen zur Darstellung von Trittschalldämmung und Schalldämm-Maß des Prüfbauteils, der Norm-Trittschallpegel  $L_n$  und Schalldämm-Maß  $R$  bei allen



Bild 4.7: Einbringen der Schüttung und Trittschalldämmung auf die Betondecke im Senderraum. **Oben:** Rohe Holz-Beton-Verbunddecke von oben gesehen. Die Gitterträger sind klar erkennbar. **Mitte:** Schüttung mit Kalksplitt wurde 90 mm hoch eingebracht bis Oberkante Gitterträger. **Unten:** Trittschalldämmung aus Glaswolle mit 30 mm Dicke eingebracht. Auf diese Trittschalldämmung wurde die 50mm hohe Estrichdecke aus Fertigbeton mit Stahlbewehrung des ift-Rosenheim aufgelegt.



Bild 4.8: Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke von unten aus dem Empfangsraum gesehen. Die C24-Holzlamellen liegen ohne Abstand bündig aneinander.

Geschoß-Trenndecke bei:	Symbol	Trittschallanforderung in DIN 4109-1 2018
Doppel- oder Reihenhaus	$L'_{n,w}$	$\leq 48$ dB
Zweifamilienhaus	$L'_{n,w}$	$\leq 53$ dB
Mehrfamilienhaus	$L'_{n,w}$	$\leq 53$ dB
innerhalb einer Wohnung	$L'_{n,w}$	$\leq 56$ dB
Schulen zw. Flur&Unterrichtsräumen	$L'_{n,w}$	$\leq 53$ dB
Schulen zw. Unterrichtsräumen	$L'_{n,w}$	$\leq 46$ dB
<b>hier gemessene Decke</b>	$L_{n,w}$	<b>40 dB</b>

Tabelle 4.1: Der am ift-Rosenheim gemessene Normtrittschallpegel  $L_{n,w}$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im Vergleich mit den geforderten Grenzwerten in DIN 4109 (Quelle: Tabelle 6, Seite 17, DIN 4109-1 2018 - „Anforderung an die Luft- und Trittschalldämmung, Schalldämmung in Schulen und vergleichbaren Einrichtungen“).

Messfrequenzen (hier Terzbänder), in Dezibel, auf eine Dezimalstelle sowohl in Tabellenform als auch in Kurvenform angegeben werden.

#### 4.2.1 Ergebnisse Schalldämm-Maß $R_w$ & Trittschallpegel $L_{n,w}$

Bild 4.9, Seite 61, und Bild 4.10, Seite 62 zeigen das vom ift-Rosenheim zur Verfügung gestellte Datenblatt für das Schalldämm-Maß  $R_w$  und den Norm-Trittschallpegel  $L_{n,w}$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke. Für die Trittschallmessung sind die Terzbändpegel graphisch in Bild 4.11, Seite 63, zu sehen. Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke erreicht beide Grenzwerte - das Schalldämm-Maß nach DIN EN 4109-2 und den Trittschallpegel nach DIN EN 4109-1 - komfortabel:

- **Trittschallpegel der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke:** Der Trittschallschutz von Geschoßdecken ist in Deutschland Mindestanforderungen nach DIN EN 4109-1:2018, Tabelle 6, Seite 17, unterworfen. Der am ift-Rosenheim gemessene Normtrittschallpegel von  $L_{n,w} = 40dB$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke schafft den für Schulen geforderten Grenzwert von  $\leq 46dB$  (ein Wert der **unterschritten** werden muss) zwischen Unterrichtsräumen klar, wie in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Es wird damit sogar die noch striktere Anforderung der DIN EN 4109-5:2018, Tabelle 1, Seite 8, „Erhöhte Anforderungen an die Schalldämmung in Mehrfamilienhäusern und in gemischt genutzten Gebäuden“, bei Decken unter/über Spiel- oder ähnlichen Gemeinschaftsräumen von  $\leq 41dB$  eingehalten.

Geschoß-Trenndecke bei:	Symbol	Forderung Schalldämm-Maß in DIN 4109-1 (2018)
Hotels	$R'_w$	$\geq 54$ dB
Hotels (Decken über Gemeinschaftsraum)	$R'_w$	$\geq 55$ dB
Mehrfamilienhaus (Wohnungstrenndecke)	$R'_w$	$\geq 54$ dB
Mehrfamilienhaus (über Durchfahrten)	$R'_w$	$\geq 55$ dB
Schulen zw. Unterrichtsräumen u. lauten Räumen	$R'_w$	$\geq 55$ dB
Schulen zw. Unterrichtsräumen u. Sporthallen, Werkräumen	$R'_w$	$\geq 60$ dB
<b>hier gemessene Decke</b>	$R_w$	<b>75 dB</b>

Tabelle 4.2: Schallübertragungsmaß  $R_w$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im Vergleich mit geforderten Grenzwerten aus DIN 4109 (Quelle: Tabelle 6, Seite 17, DIN 4109-1 2018 - „Anforderung an die Luft- und Trittschalldämmung, Schalldämmung in Schulen und vergleichbaren Einrichtungen“).

- Anstieg bei 250 Hz: In den Terzbandpegelmessungen in Bild 4.10, Seite 62 ist bei 250Hz ein leichter Pegelanstieg zu sehen, der vermutlich durch einen Masse-Feder-Effekt der sehr schweren Fertigestrichplatte verursacht wird.
- $L_{HW} - D$  Luftschallstörpegel: In den Terzbandpegelmessungen in Bild 4.10, Seite 62 stellt die Kurve die mit  $L_{HW} - D$  bezeichnet ist, die Differenz des Luftschallpegels zwischen Sende- und Empfangsraum dar, wenn das Hammerwerk läuft. Diese  $L_{HW} - D$  Kurve ist insofern ein Störpegel, als es den Trittschallpegel mit Luftschall kontaminieren könnte, wenn der Luftschallstörpegel nahe an der Trittschallpegelkurve läge. Er tut das hier nicht - der Luftschallpegel  $L_{HW} - D$  liegt ausreichend weit unterhalb der Trittschallkurve. Dabei wurde sowohl im Sende- als auch im Empfangsraum mit einem rotierenden Mikrofon gemessen.

- **Schalldämm-Maß  $R_w$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke:** Das am ift-Rosenheim gemessene, gewichtete Schalldämm-Maß  $R_w = 75dB$  der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke schafft den für Schulen geforderten Grenzwert von  $\geq 60dB$  (ein Mindestwert der überschritten werden muss) zwischen Unterrichtsräumen und Sporthallen oder Werkräumen klar, wie in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Die gemessene, rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke war dabei akustisch noch nicht optimiert und der ermittelte Normtrittschallpegel  $L_{n,w}$  von 40 dB könnte weiter reduziert werden, etwa durch

1. eine Erhöhung der Schüttung
2. den Einbau von Quertrennung in der Schüttung (zwischen den Gitterträgern) oder
3. das Anbringen von Gummibändern zwischen Beton und Holz.

Liegt unter einem Klassenzimmer ein lauter Raum, z.B. ein Speisesaal, eine Cafeteria, ein Musikzimmer oder ähnliches, so empfiehlt die DIN EN 4109-1:2018:

„Wegen der verstärkten Übertragung tiefer Frequenzen können zusätzlich Maßnahmen zur Körperschalldämmung erforderlich sein.“ (Quelle: DIN EN 4109-1:2018, Tabelle 6, Seite 17)

Aus diesem Grund wurden hier deshalb zusätzlich zu Schalldämm-Maß und Trittschallpegel auch Zeit-Frequenzanalysen erstellt.

#### 4.2.2 Zeit-Frequenzmessungen des Schalldrucks im Sende- und Empfangsraum

Mit einem handelsüblichen Mobiltelefon wurde der Schalldruck sowohl im Senderraum als auch im Empfangsraum bei laufendem Trittschallnormhammerwerk auf dem Estrich (ohne Bodenbelag) aufgezeichnet. Die Aufnahme erfolgte in eine unkomprimierte 16-bit PCM-Datei<sup>1</sup> im \*.wav-Format bei einer Abtastrate von 48kHz. Das Mobiltelefon wurde bei der Aufnahme dabei kopfüber auf die

<sup>1</sup>PCM = pulse code modulation; jede einzelne Amplitude des Schalldrucks wird in ein 16-bit integer word abgelegt.

# Schalldämm-Maß nach DIN EN ISO 10140-2

Auftraggeber TH Rosenheim

Prüfobjekt HBV-Decke

Bauart	Holzbeton-Verbund-Decke, 2-teilig
Estrich+Belag	50 mm Zementestrich (PD 08.02.2021) aus Estrichbeton 0/8 als vorgefertigte Platte, $m = 2500 \text{ kg}$ , $m' = 127 \text{ kg/m}^2$
TS-Dämmung	30 mm TrittschallDämmplatte TPT 01, stumpf gestossen, $m = 40,3 \text{ kg}$ , $m' = 2 \text{ kg/m}^2$
Beschwerung	90 mm Kalk-Splitt-Schüttung, Fermacell 1-4 mm, $m = 2776 \text{ kg}$ , $m' = 139 \text{ kg/m}^2$
Rohdecke	Holz-Beton-Verbund-Decke, unten: 260 mm x60 mm Fichtenlamellen, hochkant ohne Abstand; oben 60 mm Elementbetondecke, verschraubt; in Spannrichtung seitl. Abschluss: 60 mm x 500 mm BSH-Streifen, verschraubt, $m = 3084 + 3128 \text{ kg}$ , $m' = 235 \text{ kg/m}^2$
Abmessung	5280 mm x 5000 mm (Spannrichtung), Einzelelement 2640 mm x 5000 mm
Gesamtdicke	490 mm (gemessen)
Flächengewicht	503 kg/m <sup>2</sup>

Prüfer Dangl

Bemerkung 973 hPa, Luftschallmessung

Auftragsnummer 24003404  
 Prüfung: DIN EN ISO 10140  
 Prüffläche  $S = 20,00 \text{ m}^2$

Meßblatt Nr. D02  
 Prüfschall: Rosa Rauschen  
 Volumen  $V_E : 65,2 \text{ m}^3$

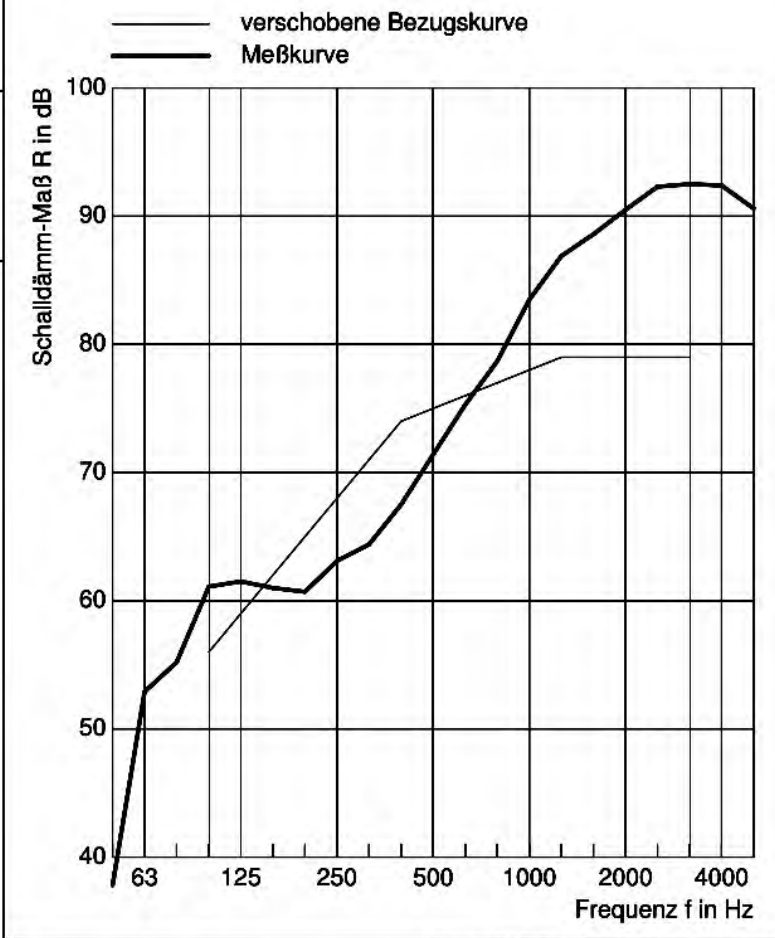
Prüfdatum 2024-11-04  
 Empfangsfilter: Terzfilter  
 Meßgerät: Nortronic 140

$R_w$	75 dB
$R_{w,*}$	75,6 dB
max Abw.	6,6 dB / 315 Hz
Summe	27,6 dB

Probekörper Nr. 61796/01 Klima 19°C, 69%

Norm	DIN EN ISO 717
$C_{100-3150} ; C_{tr,100-3150}$	-1;-5
$C_{50-3150} ; C_{tr,50-3150}$	-3;-13
$C_{100-5000} ; C_{tr,100-5000}$	0;-5
$C_{50-5000} ; C_{tr,50-5000}$	-2;-13

f [Hz]	R [dB]
50	37,8
63	52,9
80	55,2
100	61,1
125	61,5
160	61,0
200	60,7
250	63,1
315	64,4
400	67,5
500	71,4
630	75,3
800	78,7
1000	83,5
1250	86,9
1600	88,6
2000	90,5
2500	92,3
3150	92,5
4000	92,4
5000	90,6



C:\AUSWERTDATEN\24003404.DTN, Stand 2024-11-05

Bild 4.9: Schalldämm-Maß  $R_w$  der Holz-Beton-Verbunddecke, gemessen am ift Rosenheim.

# Norm-Trittschallpegel nach DIN EN ISO 10140-3

<b>Auftraggeber</b>	TH Rosenheim	<b>Prüfobjekt</b>	HBV-Decke
<b>Bauart</b>	Holzbeton-Verbund-Decke, 2-teilig		
<b>Estrich+Belag</b>	50 mm Zementestrich (PD 08.02.2021) aus Estrichbeton 0/8 als vorgefertigte Platte, m = 2500 kg, m' = 127 kg/m <sup>2</sup>		
<b>TS-Dämmung</b>	30 mm TrittschallDämmplatte TPT 01, stumpf gestossen, m = 40,3 kg, m' = 2 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Beschwerung</b>	90 mm Kalk-Splitt-Schüttung, Fermacell 1-4 mm, m = 2776 kg, m' = 139 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Rohdecke</b>	Holz-Beton-Verbund-Decke, unten: 260 mm x60 mm Fichtenlamellen, hochkant ohne Abstand; oben 60 mm Elementbetondecke, verschraubt; in Spannrichtung seiti. Abschluss: 60 mm x 500 mm BSH-Streifen, verschraubt, m = 3084 + 3128 kg, m' = 235 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Abmessung</b>	5280 mm x 5000 mm (Spannrichtung), Einzelelement 2640 mm x 5000 mm		
<b>Gesamtdicke</b>	490 mm (gemessen)		
<b>Flächengewicht</b>	503 kg/m <sup>2</sup>		
<b>Prüfer</b>	Dangl		
<b>Bemerkung</b>	973 hPa, Trittschallmessung		

<b>Auftragsnummer</b>	24003404	<b>Meßblatt Nr.</b>	D01	<b>Prüfdatum</b>	2024-11-04
<b>Prüfung:</b>	DIN EN ISO 10140	<b>Prüfschall:</b>	Normhammerwerk	<b>Empfangsfilter:</b>	Terzfilter
<b>Bezugsfläche A<sub>O</sub></b>	= 10 m <sup>2</sup>	<b>Volumen V<sub>E</sub></b>	: 65,2 m <sup>3</sup>	<b>Meßgerät:</b>	Nortronic 140

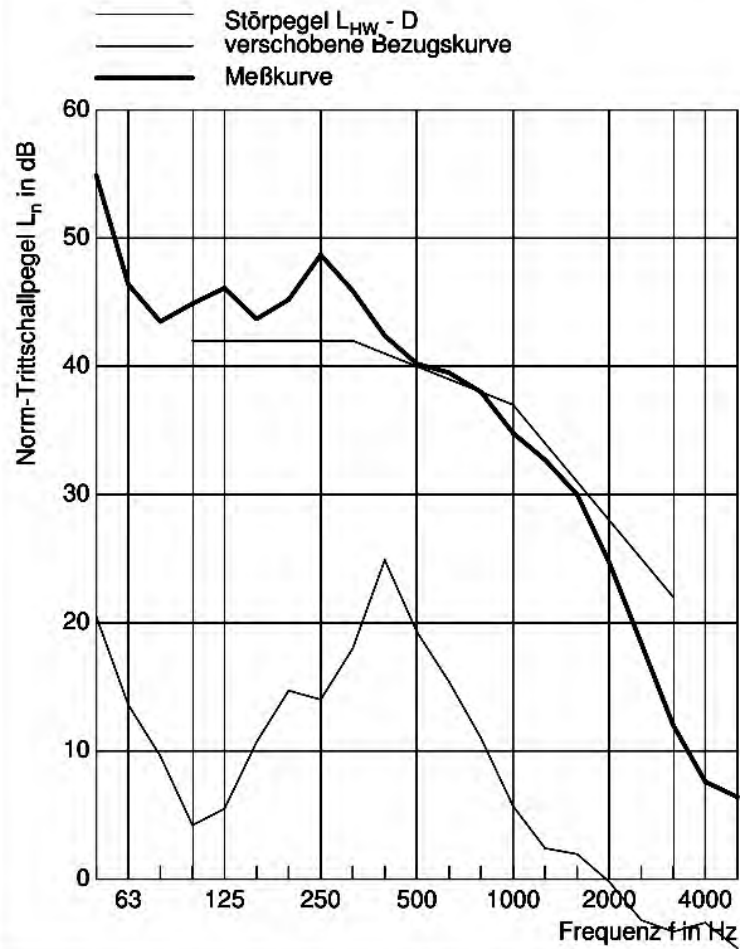
<b>L<sub>n,w</sub></b>	40 dB
<b>L<sub>n,w,*</sub></b>	39,3 dB
<b>max Abw.</b>	6,7 dB / 250 Hz
<b>Summe</b>	24,6 dB

<b>Probekörper Nr.</b>	61796/01	<b>Klima</b>	19°C, 69%
------------------------	----------	--------------	-----------

<b>Norm</b>	DIN EN ISO 717
<b>L<sub>n,sum,100-2500</sub></b>	54,6 dB
<b>C<sub>1,100-2500</sub></b>	0 dB
<b>L<sub>n,sum,50-2500</sub></b>	58,2 dB
<b>C<sub>1,50-2500</sub></b>	3 dB

f [Hz]	L <sub>n</sub> [dB]	L <sub>b</sub>
50	54,9	
63	46,4	x
80	43,5	x
100	44,9	
125	46,1	
160	43,7	
200	45,2	
250	48,7	
315	45,9	
400	42,4	
500	40,2	
630	39,5	
800	38,0	
1000	34,8	
1250	32,7	
1600	30,0	
2000	24,7	
2500	18,4	x
3150	12,0	x
4000	7,6	6,7
5000	6,4	7,3

x <=> Wert korrigiert  
99.9 <=> Korr.= +1.3 dB



C:\AUSWERTDATEN\24003404.DTN, Stand 2024-11-05

Bild 4.10: Trittschallpegel L<sub>n,w</sub> der Holz-Beton-Verbunddecke, gemessen am ift Rosenheim.

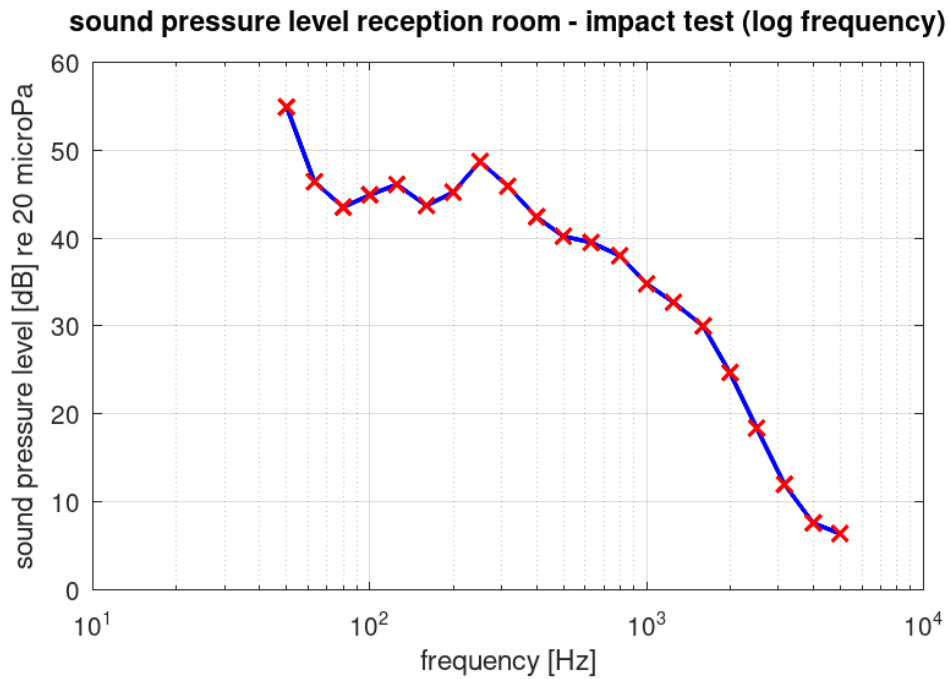
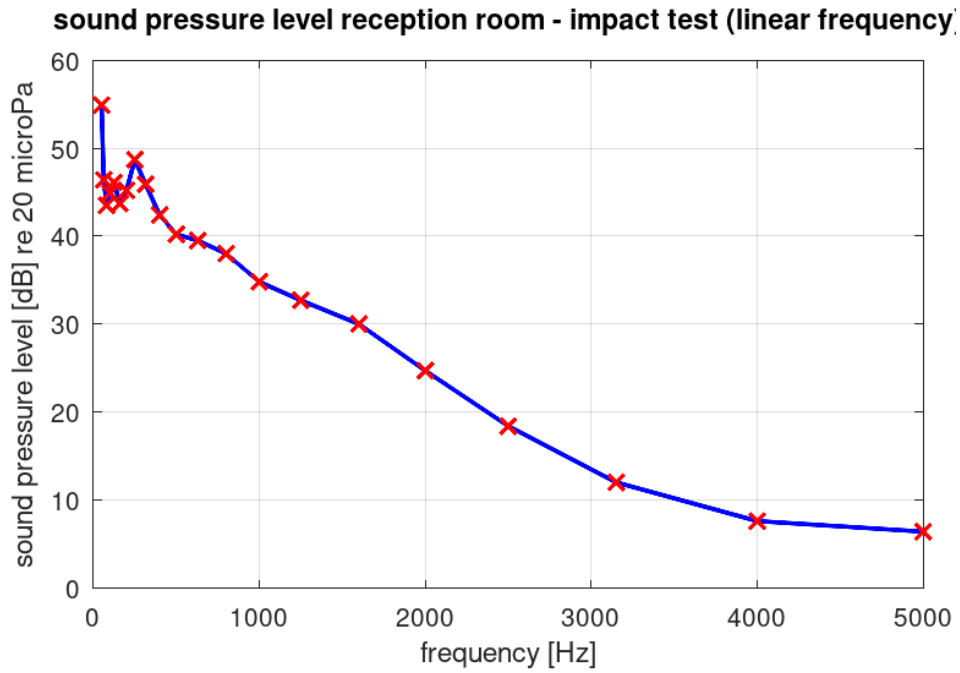


Bild 4.11: Schalldruckpegel in Terzbändern im Empfangsraum bei der Messung des Trittschallpegels mit dem Normhammerwerk. **Oben:** Lineare Frequenzachse. **Unten:** Logarithmische Frequenzachse. Daten identisch mit Bild 4.10, Seite 62.

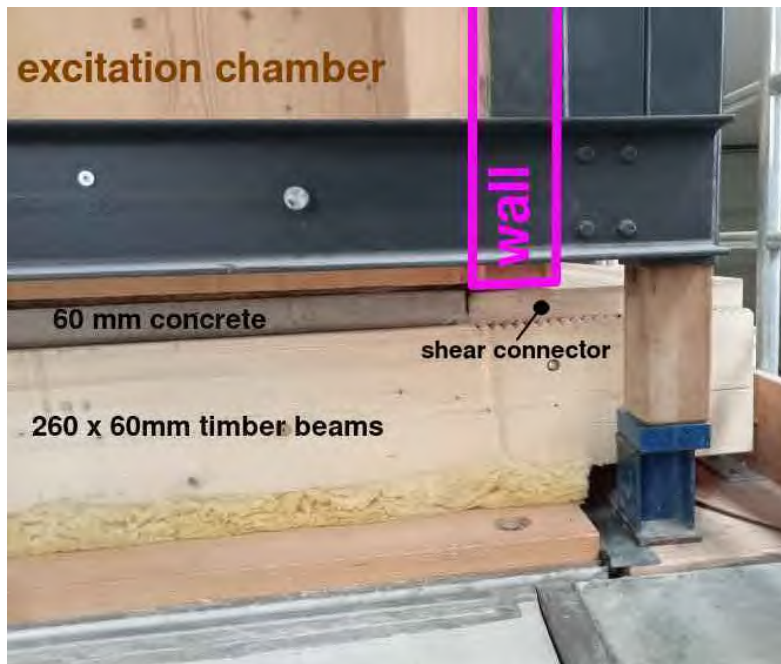


Bild 4.12: Die Prüfdecke ragte seitlich etwas über die Wand des Sende- und Empfangsraum hinaus. Die Stahlbetonelementdecke lag bei den Akustikmessungen also bis knapp an die Wand des Senderraums. In einem realen Gebäude ist dem nicht so - es würde nur die Schubknagge über der Wand liegen. Dies kann zu einer etwas besseren Schalldämmung führen als es im realen Gebäude der Fall wäre.

Plastilinmasse des Wand-Bodenübergangs gestellt, so dass die Mikrofonöffnung nach oben in den Sende- oder Empfangsraum zeigte. Der Frequenzgang eines Mobiltelefonmikrophons ist freilich nicht völlig linear, insbesondere bei niedrigen Frequenzen unter 1 kHz. Zudem wurde das Mikrofon nicht rotiert. Da jedoch sowohl der Sende- als auch der Empfangsraum mit demselben Mikrofon/Mobiltelefon gemessen wurden, lassen sich dennoch einige Rückschlüsse ziehen.

Bild 4.13, Seite 65, zeigt das Schalldruckzeitsignal im Senderraum (oben) und Empfangsraum (unten) von 0.02 Sekunden Dauer. Aus Bild 4.13 ist folgendes zu erkennen:

1. **Zeitachse:** Gezeigt sind etwa 0.02 Sekunden Schalldrucksignal. Das Hammerwerk klopft mit 10 Schlägen pro Sekunde. Das betrachtete Zeitintervall ist zu kurz, um individuelle Impulse des Hammerwerks zu erkennen.
2. **Amplituden (y-Achse):** Die Amplitude des Schalldruckzeitsignals beträgt im Senderraum ein Vielfaches (oberer Graph) des dazugehörigen Signals im Empfangsraum (unterer Graph). Man beachte die unterschiedlichen y-Achsen. Die Schalldruckamplitude bewegt sich im Empfangsraum von etwa -1000 bis +1000 während sie sich im Senderraum (oben) von etwa -20000 bis +20000 bewegt (16-bit \*.wav-Datei). Die Anwesenheit der Holz-Beton-Verbunddecke mindert also die Amplitude des Schalldrucks beträchtlich.
3. **Frequenzen:** Die Schalldruckamplitude ändert sich im Senderraum wesentlich schneller, bewegt sich also mit höheren Frequenzen, im Vergleich zum Empfangsraum unten. Alleine das Zeitsignal des Schalldrucks zeigt bereits, dass durch die Holz-Beton-Verbunddecke im Empfangsraum hohe Frequenzen wesentlich besser gedämpft werden als niedrige Frequenzen.

Bild 4.14, Seite 69, zeigt das Zeitsignal des Schalldrucks im Senderraum (oben) und Empfangsraum (unten) von einer Sekunde Dauer auf der linken Seite mit dem zugehörigen Zeit-Frequenz-Spektrogramm auf der rechten Seite. Aus Bild 4.14 ist folgendes zu erkennen:

1. **Schalldruck p:** In Bild 4.14 links oben und links unten sind für Sende- und Empfangsraum je etwa eine Sekunde Schalldruckamplitude gezeigt. Individuellen Trittschallimpulse des

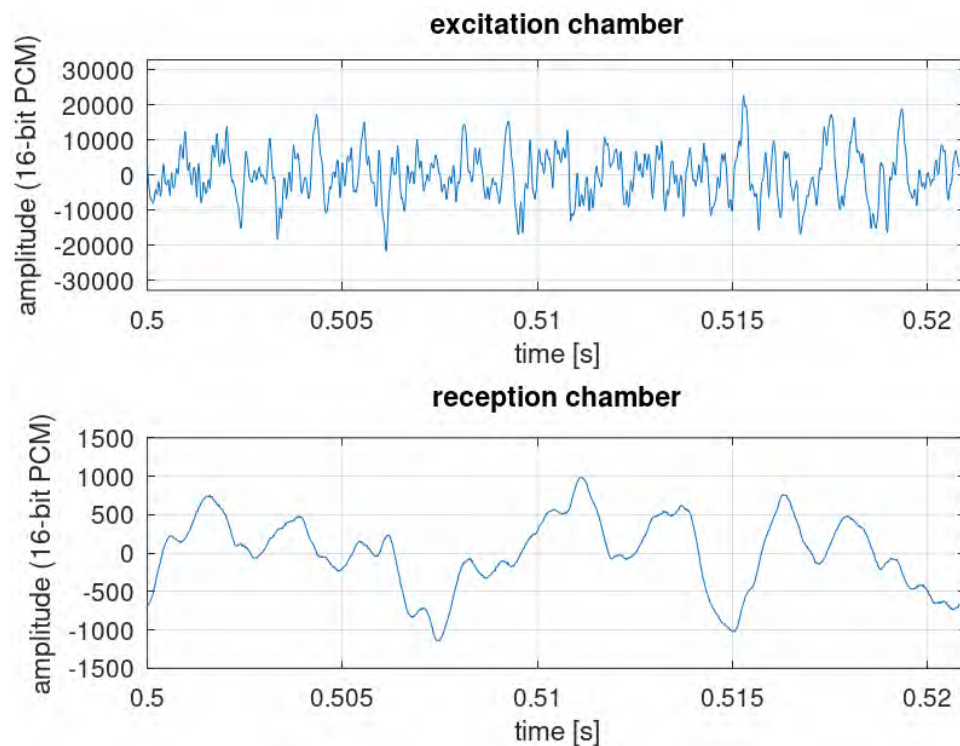


Bild 4.13: Etwa 0.02 Sekunden Schalldruckzeitgsignal im Senderaum (oben) und Empfangsraum (unten). Die y-Achse zeigt die Schalldruckamplitude bei Abspeichern in 16-bit pro Messpunkt (dynamischer Ausschlag von 0 bis  $2^{16}$ ). Man beachte die unterschiedlichen y-Achsen von Senderaum (oben) und Empfangsraum (unten).

Normhammerwerks sind im Schalldruckzeitsignal nicht zu erkennen. Die Schalldruckamplitude an der y-Achse im Senderaum oben (Bild 4.14 oben links) beträgt ein Vielfaches der Amplitude im Empfangsraum (unten links). Beide Graphen mit identischen y-Achsdimensionen. Die Anwesenheit der Holz-Beton-Decke dämpft also die Zeitamplitude des Trittschallszeitsignals beträchtlich.

2. **Zeit-Frequenz-Spektrogramm:** Die individuellen Impulse der Trittschallhammerwerks sind im Spektrogramm des Senderaums zu erkennen (Bild 4.14 oben rechts). Es sind 8 Impulse in der gezeigten Signaldauer von einer Sekunde zu erkennen. Das Hammerwerk wurde bei  $t = 0,2$  Sekunden eingeschaltet und damit sind 8 Schläge für die restlichen 0,8 Sekunden zu erkennen, insbesondere durch leichte Farbänderungen entlang der Frequenzachse (y-Achse), insbesondere in den höheren Frequenzen (Bild 4.14 oben rechts Spektrogramm für den Senderaum). Im Empfangsraum sind die individuellen Impulse nicht mehr zu erkennen (Bild 4.14 unten rechts Spektrogramm für den Senderaum). Im Senderaum sind sowohl hohe als auch niedrige Frequenzen erkennbar.
3. **Zeit-Frequenz-Spektrogramm des Senderaums Bild 4.14 oben rechts:** Es sind insgesamt 8 Impulse des Hammerwerks gerade noch erkennbar
4. **Zeit-Frequenz-Spektrogramm:** Vergleicht man die Spektrogramme des Senderaums und Empfangsraums, so ist klar dass hohe Frequenzen über etwa 4000 Hz durch die Decke beträchtlich gedämpft werden (Bild 4.14 rechts oben und rechts unten). Im Spektrogramm des Empfangsraums (Bild 4.14 rechts unten) sind keine hohen Frequenzen mehr vorhanden. Die Trittschallimpulse im Empfangsraum sind ausschliesslich niederfrequenter Natur unter etwa 1000 Hz. Hohe Frequenzen werden stark gedämpft.
5. **Zeitsignal des Senderaums Bild 4.14 oben links:** Es ist etwa eine Sekunde Zeitsignal im Senderaum zu sehen.
6. **Amplitude des Zeitsignals im Empfangsraum Bild 4.14 unten links:** Die Schalldruckamplitude im Empfangsraum ist beträchtlich niedriger als die des Senderaums (Bild 4.14 oben links). Auch im Empfangsraum sind keine individuelle Impulse des Hammerwerks zu erkennen.
7. **Zeit-Frequenz-Spektrogramm des Empfangsraums Bild 4.14 unten rechts:** im Empfangsraum sind in erster Linie niedrige Frequenzen zu sehen. Hohe Frequenzen werden in den Empfangsraum also kaum übertragen.

Der Code zum Erzeugen von Bild 4.14, Seite 69, lief in GNU Octave version 9.2.0 und lautet:

```
%first install control and signal processing toolboxes into Octave
%then load control and signal processing toolboxes into Octave with:
%pkg load control; pkg load signal
%the file senderaum1.wav and empfangsraum1.wav must be present in
%the folder. Read in the *.wav file with
[h1,t1]=timehist('empfangsraum1.wav',1,1);
%spectrogram with 3 lines; we downsampled the signal to 2 kHz in audacity:
Fs=2000; % sampling rate is now 2 kHz
step=ceil(4*Fs/1000); % one spectral slice every 5 ms
window=ceil(100*Fs/1000); % 100 ms data window
%plot the spectrogram of the reception chamber:
specgram(h1, 2^nextpow2(window), Fs, window, window-step);
xlabel('time [s]'); ylabel('frequency [Hz]');
title('spectrogram reception chamber (up to 1000 Hz)')
```

Der Octave/Matlab code liest eine \*.wav-Datei die das Zeitsignal der Schalldruckamplitude enthält, mit Hilfe von timehist.m ein. Aus dem header der \*.wav wird die Abtastrate der \*.wav-Datei ausgelesen. Der code von timehist.m lief in GNU Octave version 9.2.0 und lautet:

```
function [h,timeaxis]=timehist(wavefile,lengthinseconds,skip)
%TIMEHIST(wavefile,lengthinseconds,skip)
% takes a 16-bit wavefile from hard disk with a sampling frequency
% of either 44.1 kHz or 48 kHz and plots it versus time [s].
% The sampling frequency is read in from the header chunk of the
% wave file.
```

```

%
% Example 1:
%
% h=timehist('11m12s.wav',0.25,4)
% takes the wave file called '11m12s.wav', determines the sampling
% rate from the header file, and plots 0.25 seconds of it.
% To save data points, only every 4th data value is plotted.
% The time history is saved in a vector called h.
%
% Example 2:
%
% [h,t]=timehist('senderaum1.wav',1,1);
% [h1,t1]=timehist('empfangsraum1.wav',1,1);
% takes the wave file called 'senderaum1.wav', determines the sampling
% rate from the header file, and plots 1 second of it.
% To save data points, only every 4th data value is plotted.
% The time history is saved in a vector called t.
% The signal is saved in a vector called h. Plot the lot:
%
% subplot(2,1,1);
% plot(t,h);
% xlabel('time [s]');ylabel('amplitude (16-bit PCM)');
% grid on; axis([0 1 -32768 32768]);
% title('excitation chamber')
%
% subplot (2,1,2);
% plot(t1,h1);
% xlabel('time [s]');
% ylabel('amplitude (16-bit PCM)');
% grid on; axis([0 1 -32768 32768]);
% title('reception chamber')
%
% Example 3: Closing in on the individual pulses
%
% subplot(2,1,1);
% plot(t(24000:25000),h(24000:25000));
% xlabel('time [s]');ylabel('amplitude (16-bit PCM)');
% grid on;
% axis([0.5 0.521 -32768 32768]);
% title('excitation chamber')
%
% subplot (2,1,2);
% plot(t1(24000:25000),h1(24000:25000));
% xlabel('time [s]');
% ylabel('amplitude (16-bit PCM)');
% grid on;
% axis([0.5 0.521 -1500 1500]);
% title('reception chamber')
%
%Author: Ludwig Gredmaier
%Date: November 2024

%append the file extension .wav in case the user has forgotten to type it in:
%if findstr(wavefile, '.')==[]
%
% wavefile=[wavefile, '.wav'];
%end
fid=fopen(wavefile, 'rb');
%If the wave file can not be opened for some reason, then fid will take on the
%value of -1 and then we display an error message:
if fid == -1
error('Can't open .WAV file for input!');
end;
if fid ~= -1
%get info such as the sampling rate etc:
header=fread(fid,4, 'uchar');%we read in 4 elements here of format 'uchar' ?
header=fread(fid,1, 'ulong');
header=fread(fid,4, 'uchar');
% read format sub-chunk
header=fread(fid,4, 'uchar');
header=fread(fid,1, 'ulong');
format(1)=fread(fid,1, 'ushort'); % Format
format(2)=fread(fid,1, 'ushort'); % Channel
format(3)=fread(fid,1, 'ulong'); % Samples per second
header=fread(fid,1, 'ulong');
block=fread(fid,1, 'ushort');
format(4)=fread(fid,1, 'ushort'); % Bits per sample
% read data sub-chunck
header=fread(fid,4, 'uchar');
nbyteforsamples=fread(fid,1, 'ulong');
nsamples=nbyteforsamples/block;

```

```

%read in the data samples for the case wave file is mono:
if (format(4)+format(2) == 17);%for a mono file, we have format(4)=16 bits per sample
    plus format(2)=1 channel equals 17
    left = fread(fid,nsamples,'short');
    right = left;
end
%read in the data samples for case wave file is stereo:
if (format(4)+format(2) == 18);%for stereo file, format(4)=16 bits per sample plus
    format(2)=2 channel equals 18
    y = fread(fid,[2,nsamples],'short');
    left = y(1,:);
    right = y(2,:);
end
if (format(4)+format(2) == 9)
    error('This is not a 16-bit file!')
end
if (format(4)+format(2) == 10)
    error('This is not a 16-bit file!')
end
fclose all;
end
samplingrate=format(3) %The sampling rate is stored in the 3rd element of the vector '
    format '
t=(0:(1/samplingrate):lengthinseconds)';
numberofelements=length(t)
%plot(t(1:skip:numberofelements),left(1:skip:numberofelements),'w');xlabel('time [s]');
    ylabel('amplitude');
h=left(1:numberofelements);%returning the timehistory of ...seconds length
timeaxis=t;

```

Wie bereits erwähnt werden in Bild 4.14 rechts unten, Seite 69, im Empfangsraum hohe Frequenzen des Normhammerwerks stark gedämpft, während tiefe Frequenzen präsent bleiben. Um tiefe Frequenzen im Empfangsraum genauer zu untersuchen, wurde das Zeitsignal in Bild 4.14 unten auf eine reduzierte Abtastrate von 2000 Hz heruntergesampled. Mit diesem niederfrequenten Zeitsignal wurde erneut ein Zeit-Frequenz-Spektrogramm erstellt, das in Bild 4.15, Seite 70, gezeigt ist. Aus Bild 4.15, Seite 70, ist folgendes zu erkennen:

1. Frequenzen unter 400 Hz sind besonders dominant;
2. individuelle Schläge der Normhammerwerks sind gerade noch erkennbar, z.B. bei 400 Hz;
3. unter 30 oder 40 Hz ist wenig Schallenergie zu sehen. Dies ist mit hoher Wahrscheinlichkeit ein Artefakt, der durch den niederfrequenten Bandpassfilter des Mikrofons verursacht wird. In der Realität werden tiefe Frequenzen sehr präsent sein und mit in den Empfangsraum übertragen werden.

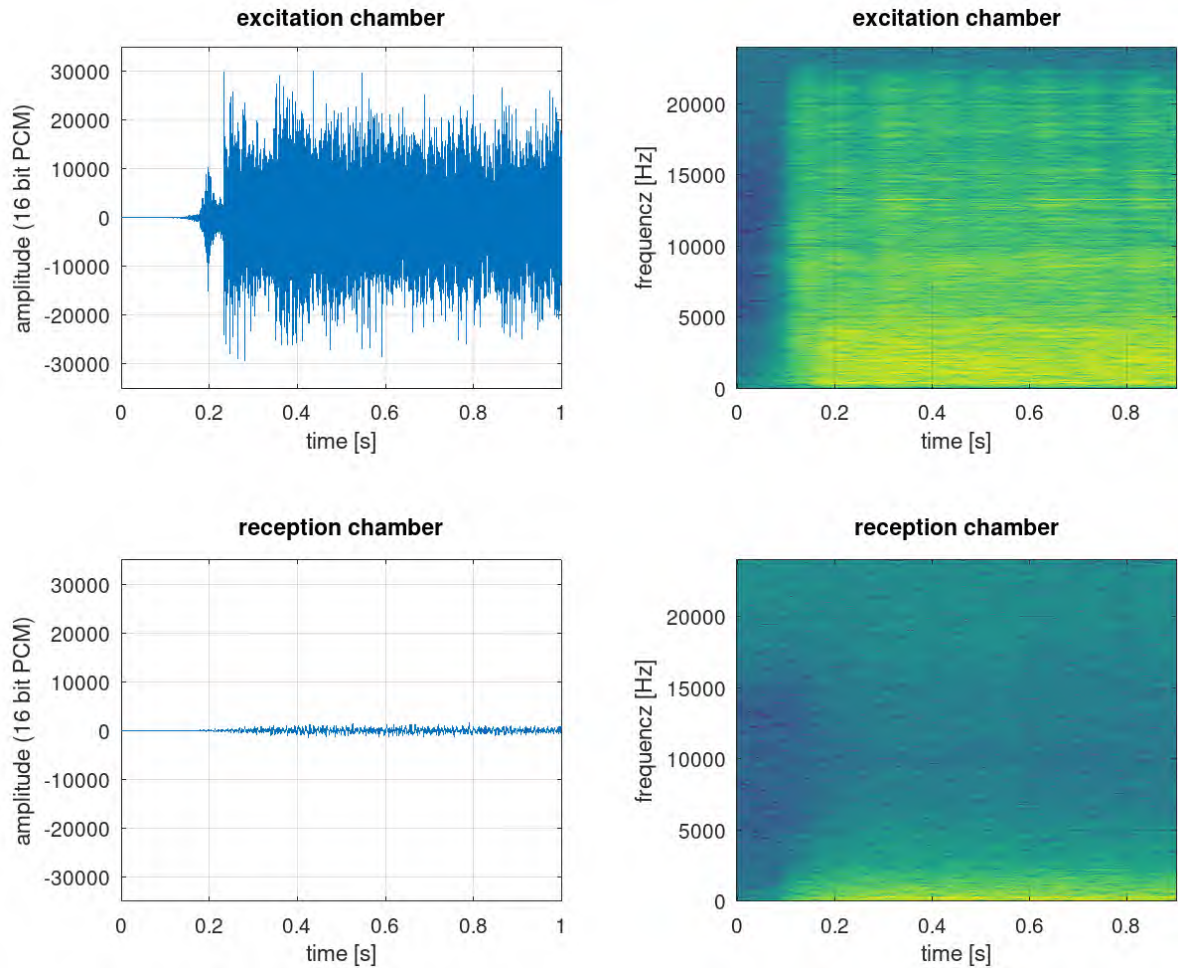


Bild 4.14: **Links oben:** Zeitsignal des Mikrofons im Senderaum beim Anschalten des Trittschallnormhammerwerks bei  $t = 0,2$  s. **Rechts oben:** Spektrogramm des Zeitsignals im Senderaum. **Links unten:** Zeitsignal des Mikrofons im Empfangsraum beim Anschalten des Trittschallnormhammerwerks bei  $t = 0,2$  s. **Rechts unten:** Spektrogramm des Zeitsignals im Empfangsraum. Hier sind in erster Linie niedrige Frequenzen unter 1000 Hz präsent.

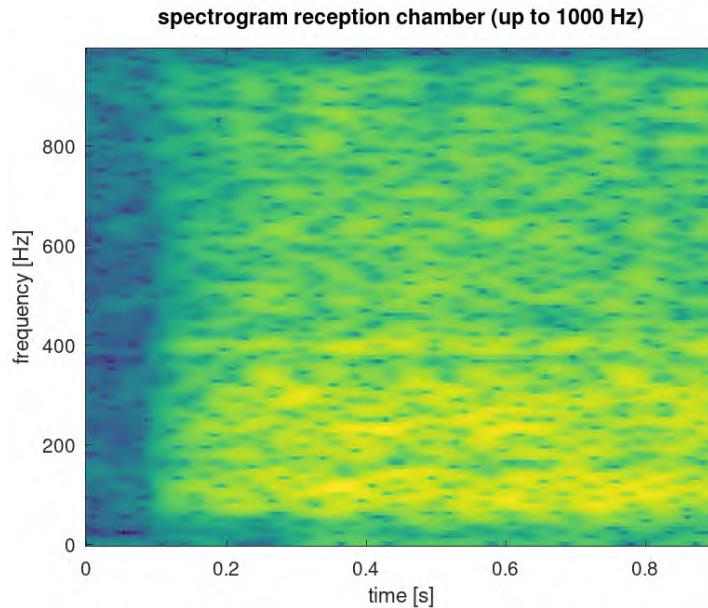


Bild 4.15: Zeit-Frequenz-Spektrogramm des Empfangsraums beim Anfahren des Normhammerwerks. Identisch mit dem Spektrogramm rechts unten in Bild 4.14 aber mit dem Frequenzbereich der y-Achse reduziert/gezoomt auf 0 bis 1 kHz. Trittschallimpulse sind gerade noch erkennbar - etwa bei 400 Hz.

### 4.3 Fazit, Ausblick und mögliche Verbesserungen

Die beobachteten Werte von Trittschallpegel  $L_{n,w} = 40$  dB und Schalldämm-Maß  $R_w = 75$  dB der hier gemessenen, rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke erreichen die in DIN 4109-1 2018 geforderten Grenzwerte problemlos, könnten aber durch folgende Maßnahmen wohl weiter gemindert werden:

1. **Schüttung:** Die Höhe der Schüttung war mit 90mm identisch mit der Höhe der Gitterträger der Elementdecke. Es wäre aber ratsam, die Kalksplittschüttung um ein oder zwei cm über die Stahlgitterträger hinaus zu erhöhen. Dies würde verhindern, dass die Trittschalldämmung in direktem Kontakt mit den stählernen Gitterträgern steht. Direkter Kontakt kann zu erhöhtem Körperschall in den Naßestrich (hier Fertigestrich) führen.
2. **Querbarrieren:** Die hier verwendete 80 mm hohe Kalksplittschüttung über der Holz-Beton-Verbunddecke sollte mit einigen Querbarrieren aus Holz oder Spanplatten unterbrochen werden.
3. **Holz-Beton-Verbund:** Anbringen eines elastischen Bands oder Lagers zwischen Betondecke und Holzlamellen. Solche elastischen Lager werden von einigen Herstellern in Form von Kunststoffstreifen angeboten. Diese elastischen Streifen gibt es in verschiedenen Härten und würden das Propagieren von Trittschall von Betondruckgurt in den Holzzuggurt reduzieren. Nachdem ein solches elastisches Band aber wahrscheinlich die erwünschte Reibung zwischen Beton und Holz herabsetzt und damit zu geringerer Biegesteifigkeit der Holz-Beton-Verbunddecke führt, wurde bei der Prüfdecke ein solches Band unterlassen.

Als Caveat bleibt zu erwähnen, daß die Wand des Senderraums der hier gemessenen Holz-Beton-Verbunddecke innerhalb der Schubknaggen stand (Bild 4.12, Seite 64). In der Realität wird die Gebäudewand jedoch auf und unter der Schubknagge stehen. Die Betonfertigdecke reicht bei der hier akustisch gemessenen Holz-Beton-Verbunddecke also fast ganz bis an die Wand des Senderraums heran, und dies könnte eventuell zu geringfügig höherem Trittschall und geringfügig niedrigerem Schalldämm-Maß führen, als im Schallprüfstand mit der Prüfdecke gemessen wurde.

# Kapitel 5

## Schwingungsversuche an einer Holz-Beton-Verbunddecke

Eine Geschossdecke beginnt zu schwingen, wenn man darauf herumläuft, wobei bei großen Spannweiten die erste Eigenfrequenz  $f_0$  im einstelligen Hertzbereich liegen wird. Schulen und öffentliche Gebäude weisen lange Spannweiten auf. Da die Länge mit  $\frac{1}{f^2}$  in die Eigenfrequenzrechnung eingeht, sind lange Spannweiten somit schwingungsanfälliger. Wenn eine gehende Person eine Anregung des Untergrunds bei etwa 2 Hz (Pernica [1990], Basaglia et al. [2021]) erzeugt, wäre die vierte vielfache (harmonische) Schwingung 8 Hz. Frequenzen über 8 Hz werden durch einen Fussgänger nur schwach erregt, obwohl manchmal bis zur achten Vielfachen der Erregerfrequenz Schwingungen gemessen wurden (Ellis [2000]). In ISO 10137:2012 wird die Erregerfrequenz beim Treppensteigen mit 1,2 bis 4,5 Hz angegeben, und Böden werden in dieser Norm in zwei Klassen eingeteilt:

1. **niederfrequente Böden:** erste Eigenfrequenz  $f_0$  unter 8 bis 10 Hz
2. **höherfrequente Böden:** erste Eigenfrequenz  $f_0$  über 8 bis 10 Hz

In diesem Kapitel wird die erste Eigenfrequenz  $f_0$  von zwei streifenförmigen Holz-Beton-Verbundböden mit den Maßen 220x600x5000 mm gemessen, die später dann einem Biegetest unterworfen werden. Eine ist mit Zähnen versehen, die andere nicht. Zusätzlich zur ersten Eigenschwingung  $f_0$  soll untersucht werden ob, eine Verzahnung der Knagge im Vergleich zu einer unverzahnnten Knagge zu einer Erhöhung der ersten Eigenschwingung  $f_0$  führt. Um die Schwingungen einer Geschoßdecke zu reduzieren, sind z.B. folgende Maßnahmen möglich:

1. **Erhöhen der Biegesteifigkeit:** Führt zu höheren Eigenfrequenzen.
2. **Erhöhen der Dämpfung:** Die durchschnittliche Schwingungsamplitude wird bei einer Erhöhung der Dämpfung reduziert. Ein Erhöhen des Holzanteils oder Reduzieren des Betonanteils würde zu größerer Dämpfung führen.
3. **Erhöhen der Masse:** Dies führt zu zweierlei Effekten - einer Erniedrigung der Eigenfrequenz - was unerwünscht ist - und einer Reduzierung der Schwingungsamplitude, was wünschenswert ist.

Die in dieser Arbeit hergestellte Holz-Beton-Verbunddecke wies für ein Bodenelement mit den Maßen 5000x2625mm, das in den bereits beschriebenen Akustiktests verbaut wurde, ein Eigengewicht von 3128 kg auf, gemessen mit einer Kranwaage am ift-Rosenheim. Das ergibt für diese Holz-Beton-Verbunddecke eine Masse pro  $m^2$  von

$$\frac{3128kg}{13,125m^2} = 238 \frac{kg}{m^2} \quad (5.1)$$

ohne Kalksplitgranulat und ohne Estrich. Diese im Vergleich zu einer reinen Holzdecke recht hohe Masse der Holz-Beton-Verbunddecke führt zu einer reduzierten ersten Eigenfrequenz, da sich die Masse mit etwa  $\sqrt{\left(\frac{1}{m}\right)}$  zur Eigenfrequenz  $f_0$  verhält. Andererseits wird sich die erhöhte Masse der Holz-Beton-Verbunddecke positiv - d.h. reduzierend - auf die Schwingungsamplitude auswirken.

Baumaterial	Dämpfung (Prozent der krit. Dämpfung)
Holz	6 %
Beton	2 %
Stahl	1 %
Stahlbeton	1 %
(Fließestrich)	1 %

Tabelle 5.1: Schwingungsdämpfung verschiedener Baumaterialien nach [ArcelorMittal \[2007\]](#).

### 5.0.1 Anforderungen bei Schwingungen nach Eurocode 1995

Die EN 1995-1-1:2010-12 inklusive nationaler Erweiterungen enthält Grenzwerte für die Schwingungen von Wohnungsdecken. Dabei ist die 8Hz-Schwingungsgrenze für die erste Mode einzuhalten:

$$f_0 > 8\text{Hz} \quad (5.2)$$

Resonanzfälle durch Begehen der Decke (bei etwa 2 Hz Erregerfrequenz) sollen mit dem Einhalten dieser 8-Hz Grenzfrequenz vermieden werden. Eine erste Eigenfrequenz von unter 4 Hz ist kaum mehr akzeptabel, da hier Resonanzen durch menschliche Schrittgeschwindigkeiten kaum zu vermeiden sind:

„Von Decken mit Eigenfrequenzen kleiner als 6,0 Hz wird nach derzeitigem Kenntnisstand abgeraten.“ ([Hamm \[2009\]](#))

Liegt die erste Schwingungsmode der Decke unter 8 Hz, sind deshalb nach Eurocode 5 weitere Untersuchungen anzustellen. In Deutschland wurden allerdings bei längeren Spannweiten auch 6 Hz als ausreichende Grenzfrequenz angesehen ([Kreuzinger and Mohr \[1994\]](#)). Eine experimentelle Messung der ersten Eigenschwingung ist nach Eurocode 1995 nicht erforderlich. Nach DIN EN 1995-1-1:2023, Seite 165, darf die erste Eigenfrequenz einer Geschoßdecke folgendermaßen berechnet werden:

Für einachsige oder zweiachsige gespannte Geschoßdecken, die in der Ebene ungefähr rechteckig sind und in Spannrichtung an den Enden gelagert sind, darf die Eigenfrequenz  $f_1$  des Bodens wie folgt bestimmt werden:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,1} \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (5.3)$$

(DIN EN 1995-1-1:2023, Seite 165).

### 5.0.2 Dämpfung bei Geschoßdecken

Es ist bekannt daß Holz im Vergleich zu Stahl und Beton mehr Dämpfung aufweist, wie in [Tabelle 5.1](#), Seite [72](#), aufgelistet. Bei Holz geht andererseits die gewünschte, höhere Dämpfung auch mit höheren Schwingungsauslenkungen einher, die von Bewohnern als störend empfunden werden können. Bei Schwingungen spielen Beschleunigung und Geschwindigkeit einer Decke eine Rolle für die menschliche Wahrnehmung. Dabei werden häufig sogenannte rms (root mean square)-Werte von Auslenkung, Geschwindigkeit oder Beschleunigung angegeben.

Dämpfung bedeutet eine Behinderung der mechanischen, oszillatorischen Bewegung eines Bauteils durch Dissipation von Bewegungsenergie. Wird ein Holzboden in Schwingung versetzt, so dämpft sich dessen Bewegung durch innere Reibung ([Yeh et al. \[1971\]](#)) wobei die Schwingungsbewegung im Holz in Wärme umgewandelt wird. Verschiedene Hölzer dämpfen Schwingungen in verschiedenem Maß und das logarithmische Dekrement von einigen Holzarten wurde früh von [Krüger and Rohloff \[1938\]](#) untersucht. Bei einer Geschoßdecke ist hohe Dämpfung erwünscht, dagegen wird etwa bei einem Musikinstrument aus Holz eine niedrige Dämpfung im Holz bevorzugt, um Klang und Schallemission zu maximieren. Die Dämpfung einer Holz-Beton-Verbunddecke kann, wie bei Holzbauten im Allgemeinen auch, unterteilt werden in Materialdämpfung und Dämpfung an Verbindungen ([Yeh et al. \[1971\]](#)):

1. **Materialdämpfung:** Molekulare Materialdämpfung in Holz und Beton.
2. **Verbund- oder Verbindungs-dämpfung:** Hier verursacht durch den Verbund/die Reibung zwischen Holz und Beton und zwischen Mehrschichtfurnierholz und Vollholz.

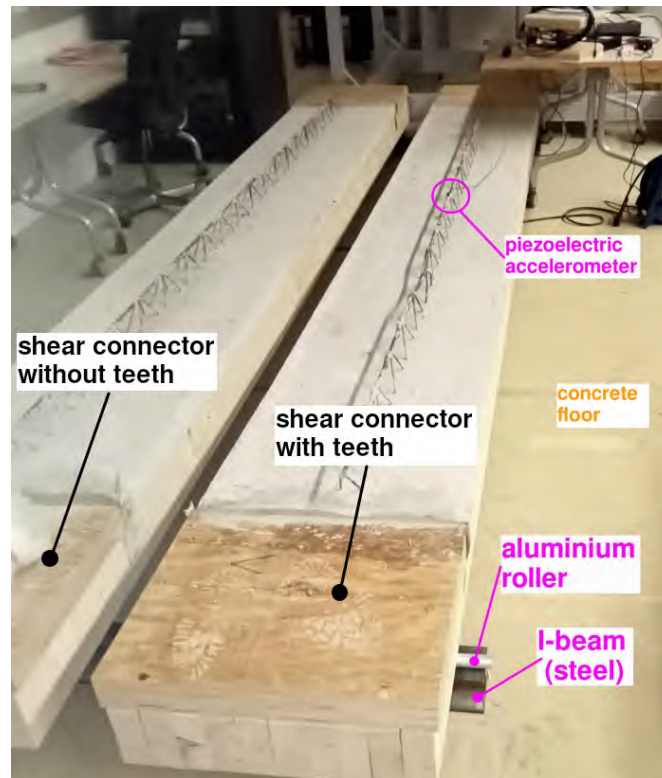


Bild 5.1: Messung der ersten Eigenfrequenz  $f_0$  an unverzahrter (links) und verzahrter Holz-Beton-Verbunddecke (rechts) mit den Maßen 600x220x5000 mm. Beschleunigungssensoren wurden an einer einzigen Stelle mittig angebracht wie in Bild 5.4 rechts, Seite 77, genauer gezeigt.

Bei einer Holz-Beton-Verbunddecke dürften durch den Verbund zweier Materialien beide Dämpfungsmechanismen eine Rolle spielen. Die DIN EN 1995-1-1:2023-10 gibt auf Seite 163 konkrete Werte für das Dämpfungsverhältnis zeta  $\zeta$  bei Geschoßböden an:

„Sofern sich nicht andere Werte als besser geeignet erwiesen haben, darf der modale Dämpfungsgrad zeta  $\zeta$  angenommen werden als:

1.  $\zeta = 0,02$  für Böden mit Balken;
2.  $\zeta = 0,025$  für Holz-Beton-Böden, Rippenböden und Plattenböden (z. B. CLT, LVL, GLVL, GL);
3.  $\zeta = 0,03$  für Böden mit Balken mit einer schwimmend verlegten Lage;
4.  $\zeta = 0,04$  für für Holz-Beton-Böden, Rippenböden und Plattenböden (z. B. CLT, LVL, GLVL, GL) mit einer schwimmend verlegten Lage.“

## 5.1 Materialien und Ausrüstung

Die Eigenfrequenz von zwei Holz-Beton-Verbunddecken mit den Maßen 600x5000x220mm wurde auf einfache Weise mit einem einzelnen piezoelektronischem Beschleunigungssensor gemessen. Dieser wurde in der Mitte der 600 mm breiten Prüfdecke mit einem Permanentmagneten auf eine mit PUR-Kleber mittig aufgeklebte Stahlbeilagscheibe magnetisch befestigt (Bild 5.4 rechts, Seite 77). Platziert man den Beschleunigungssensor an einem Schwingungsknoten, so ist dort die Schwingbeschleunigung Null. Platziert man den Beschleunigungssensor an einem Anti-Knoten, nimmt er maximalen Ausschlag auf. Die mittige Platzierung des Beschleunigungssensors bedeutet, daß nur Schwingungsmoden gemessen werden können die an dieser Stelle einen Anti-Knoten aufweisen. Betrachtet man die ersten sechs

Nr. der Prüfdecke	Zähne ja/nein	Schrauben pro Holzlamelle
1	Ja	6
2	Nein	6

Tabelle 5.2: Es wurden zwei 220x600x5000mm Holz-Beton-Verbunddecken mit sechs Schrauben pro Lamelle auf Eigenschwingungen geprüft.

Schwingungsmoden eines rechteckförmigen Bauteils, so ist klar daß bei mittiger Anbringung des Beschleunigungssensors nur folgende Schwingungsmoden zu einem Ausschlag führen:

- Mode 1
- Mode 4
- Mode 6

Die Schwingungsmoden 2, 3 und 5 können bei mittiger Position nicht gemessen werden, da an dieser Stelle bei diesen Moden die Amplitude Null ist. Von größtem Interesse ist hier die erste Eigenfrequenz an den zwei 600mm breiten, 5 m langen Holz-Beton-Deckenelementen, die mit einem mittig aufgebracht piezoelektronischem Beschleunigungssensor gemessen wird. Die Messungen wurden in der Bauteilprüfhalle der TH-Rosenheim durchgeführt, die mit einem Betonboden versehen ist und somit selber nicht schwingen sollte. Die Holz-Beton-Verbunddecke wurde dabei beidseitig auf Aluminiumrollen gelagert wie in Bild 5.1 illustriert. Es ist klar daß eine Holz-Beton-Verbunddecke in einem Gebäude auf allen vier Seiten festgeklemmt ist, während die Decke bei den Schwingungsmessungen im Labor nur an zwei Seiten auf Rollen aufliegt. Die beiden Deckenelemente waren mit zwei verschiedenen Schubknaggen bei ansonsten identischen Maßen versehen:

1. **Zahnlose Knagge:** Die Knagge aus Mehrschichtfurnierholz war mit drei Reihen Holzschrauben (also sechs Schrauben pro Lamelle) an den Holzlamellen festgeschraubt (Bild 5.2, Seite 75).
2. **Verzahnte Knagge:** Die Knagge und Holzlamelle waren mit symmetrischen Zähnen von 10 mm Tiefe/Höhe versehen. Auch hier war die Knagge aus Mehrschichtfurnierholz mit drei Reihen Holzschrauben (also sechs Schrauben pro Lamelle) an den Holzlamellen festgeschraubt (Bild 5.2, Seite 75).
3. **Abstand der Auflager:** Die Eigenfrequenz wurde gemessen bei drei verschiedenen Auflagerposition/Positionen der Aluminiumrollen:
  - (a) Auflager je 1cm von den Enden entfernt
  - (b) Auflager je 30cm von den Enden entfernt
  - (c) Auflager je 70cm von den Enden entfernt

wie in Bild 5.3, Seite 76 zeichnerisch dargestellt. Die Aluminiumrollen wiederum lagen auf einem I-Träger auf Stahl auf.

### 5.1.1 Zwei Prüfdecken

Es wurde eine verzahnte und eine unverzahnte Holz-Beton-Verbunddecke mit den Maßen 220x600x5000mm auf  $f_0$  getestet wie in Tabelle 5.2 zusammengefasst. Da die Eigenfrequenz eines Bauteils von der Masse abhängt, wurden diese bei beiden Holz-Beton-Verbunddecken (Bild 5.2) mit einer digitalen Kranwaage gemessen:

1. **Zahnlose Holz-Beton-Verbunddecke:** 578 kg
2. **Verzahnte Holz-Beton-Verbunddecke:** 599 kg

Die zahnlose Decke würde bei ansonsten gleichen Eigenschaften (gleicher Steifigkeit) alleine durch ihr geringeres Gewicht eine geringfügig höhere erste Eigenfrequenz  $f_0$  aufweisen. Erwartet wird aber ein geringfügig höhere Eigenfrequenz der verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke, da deren Steifigkeit geringfügig höher sein dürfte als die der unverzahnten Holz-Beton-Verbunddecke.



Bild 5.2: Von den beiden 220x600x5000mm Prüfdecken war eine verzahnt, die andere unverzahnt. Beide Decken waren mit sechs Schrauben pro Lamelle verschraubt (Tabelle 5.2, Seite 74).

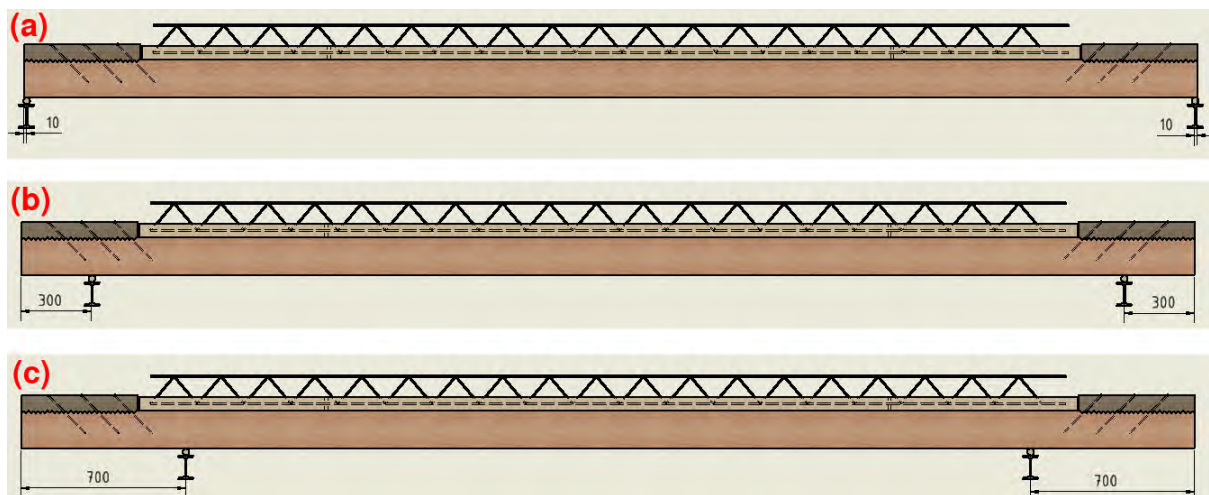


Bild 5.3: Die erste Eigenfrequenz  $f_0$  der Holz-Beton-Verbunddeckenstreifen wurde bei drei Auflagerpositionen gemessen - 10mm, 300mm und 700mm von den Enden entfernt. Hier gezeichnet ist nur die Version mit Zähnen. Dieselben Positionen wurden gemessen bei einem Holz-Beton-Verbunddeckenstreifen ohne Zähne. Der Beschleunigungssensor war bei allen Messungen mit einem Permanentmagneten auf eine mittig aufgeklebte Stahlbeilagscheibe geheftet - Bild 5.4 rechts, Seite 77.



Bild 5.4: **Links:** Aluminiumroller als Auflager auf einem I-Träger. **Rechts:** Angeklebte Beilagscheibe für die magnetische Aufnahme des Beschleunigungssensors in der Mitte der Prüfdecke.

### 5.1.2 Ausrüstung und Sensoren

1. **Beschleunigungssensor:** piezoelektronisch, uni-axial, Modell „KS95C.100“, Hersteller ASC (<https://www.asc-sensors.de/en/sensoren/ks95c-100-en/>, zuletzt aufgerufen Februar 2025), mit PZT-Keramik und integriertem Schaltkreis, der die piezoelektrische Ladung in eine analoge Spannung ausgibt. Gewicht 3,2 g mit seitlichem Schraubanschluss und einem Frequenzgang bis zu 20 kHz. Mittig auf der Decke aufgeklebt wie rechts in Bild 5.4, Seite 77, ersichtlich.
2. **Messverstärker/AD-Wandler:** 8-Kanal, 24-bit universal measuring amplifier, Modell „HBM QuantumX MX840A“ (<http://www.sensor-hbm.com/upload/product-file/b2924.pdf>, zuletzt aufgerufen Februar 2025), Abtastrate bis 3200 Hz.
3. **Abtastrate:** 600 Hz konstant für alle Messungen.
4. **Anti-aliasing filter:** 100 Hz Lowpass-Besselfilter der in den AD-Wandler eingebaut ist. Aus der Impulsantwort wurden also Frequenzen über 100 Hz mit einem analogen Besselfilter weggefiltert.
5. **Digitale Signalverarbeitung:** Die Messdaten des Beschleunigungssensors wurden als Matlab \*.mat-Dateien abgespeichert und in GNU-Octave (<https://octave.org/>, zuletzt aufgerufen Mai 2025) mit dem load \*.mat Befehl eingelesen. Die Graphen des Zeitsignals und der dazugehörigen Fouriertransformation wurden in GNU Octave mit dem fft-Befehl erzeugt.
6. **Signalverarbeitungssoftware:** „catmanEasy V5.3.3“ (<https://www.hbkworld.com>, zuletzt aufgerufen März 2025)
7. **Schwingungserregung:** Es wurden zwei Methoden angewandt:
  - (a) **Gummischuhsohle:** Die Betondecke wurde durch einen moderaten Tritt mit der Ferse/Gummischuhsohle angeregt. Es wurde auch mit einem Hartplastikhammer experimentiert, der zu kurzen, aber sehr hohen Beschleunigungsamplituden führte. Da hier in erster Linie tiefe Frequenzen von Interesse sind, wurde eine Anregung mit der Gummischuhsohle/Ferse bevorzugt. Die Betondecke wurde mittig mit dem Schuh kurz getreten/angehämmt und dadurch in Schwingung versetzt. Die Erregung durch einen Tritt mit einem gummibesohlenen Schuh führte zu harmonischeren Zeitsignalen mit geringeren Amplitudenspitzen und ist somit für niedrige Frequenzen besser geeignet.
  - (b) **Fussball:** Ein Fallenlassen aus einer konstanten Höhe über der Prüfdecke stellt sicher, dass die Decke mit gleicher Energie angeregt wird (Bild 5.6, Seite 79.)

Auflagerabstand vom Rand	$f_0$ ohne Zähne	$f_0$ mit symmetrischen 10mm-Zähnen
1 cm	9,5Hz	10Hz
30cm	12Hz	12,5Hz
70cm	17Hz	17Hz

Tabelle 5.3: Erste Eigenschwingung  $f_0$  für zahnlosen Verbund und verzahnten Verbund bei den drei Auflagerabständen 1cm, 30cm und 70cm. Ergebnisse aus Bild 5.5, Seite 78 entnommen. Auflagerabstände sind in Bild 5.3, Seite 76 illustriert.

## 5.2 Ergebnisse

### 5.2.1 Eigenfrequenz $f_0$ der zahnlosen und verzahnten 260x600x5000mm Holz-Beton-Verbunddecke

In Tabelle 5.3 sind die Frequenzen der ersten Eigenschwingung  $f_0$  zwischen zahnlosem und verzahntem Verbund bei den drei Auflagerabständen 1cm, 30cm und 70cm zusammengefasst. Aus Tabelle 5.3, Seite 77, lässt sich folgendes feststellen:

1. **Effekt der Länge:** mit steigender Länge (d.h. mit vektinernden Abständen der Auflager zu den Enden) nimmt die Eigenfrequenz ab. Dies ist bei verzahntem und nicht verzahntem Verbund so.
2. **Effekt der Verbundart:** Die erste Eigenfrequenz  $f_0$  beim verzahnten Verbund scheint geringfügig über dem des unverzahnten Verbundes zu liegen. Nur beim kürzesten Träger (also beim größtem Abstand der Aluminiumauflagerrollen zu den Enden) ist die Eigenfrequenz  $f_0$  bei beiden Verbundformen identisch mit 17Hz. Auf Basis dieser sehr begrenzten Untersuchungen kann durchaus vermutet werden, daß die erste Eigenfrequenz  $f_0$  bei der verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke geringfügig über der der unverzahnten Holz-Beton-Verbunddecke liegt. Damit wäre die erste Eigenfrequenz  $f_0$  eventuell ein Indikator für die Steifigkeit der Holz-Beton-Verbunddecke. Höhere Eigenfrequenzen gehen einher mit höheren Steifigkeiten.

### 5.2.2 Eigenfrequenzanalyse der reinen Betondecke

Um die Eigenschwingung  $f_0$  der Betondecke alleine - also ohne Holzlamellen - messen zu können, wurden die Holzlamellen entfernt, und die Schwingungen mittig an der Betonplatte mit dem Beschleunigungssensor aufgenommen. Der Aufbau ist in Bild 5.6 oben, Seite 79, zu sehen. Weitere Details der Eigenfrequenzmessung sind wie folgt:

1. **Auflager:** Die Betondecke wurde an den Enden auf je einem I-Träger aus Stahl gelagert, wobei die beiden I-Träger soweit wie möglich nach aussen gelegt wurden und die Betondecke gerade noch gehalten wurde.
2. **Abtastrate Beschleunigungssensor:** 600 Hz
3. **Anti-aliasing-filter:** 200 Hz Butterworthfilter (war bisher 100 Hz)
4. **Erregung:** Ein Fußball wurde aus einer Höhe von 30 cm auf die Betondecke fallen gelassen (Bild 5.6) und nach dem Aufprall sofort wieder aufgefangen so daß ein einzelner Impuls entstand.

Aus dem Fourierspektrum der reinen Betondecke 600x4000x60mm mit Bewehrung in Bild 5.6, Seite 79, ist folgendes zu erkennen:

1. **Fünf Impulsantworten:** insgesamt wurde der Fußball fünfmal aus einer Höhe von 30cm über der Betondecke auf die Betondecke fallengelassen und sofort wieder aufgefangen - es sind fünf Impulse zu erkennen und die Fouriertransformation/das Frequenzspektrum wurde über alle fünf Impulse erstellt.
2. **Amplituden:** die Amplitude der Zeitsignals ist vergleichsweise gering mit knapp  $4 \frac{m}{s^2}$  da der Ball nur aus einer geringen Höhe von 30 cm auf die Betondecke fallengelassen wurde.

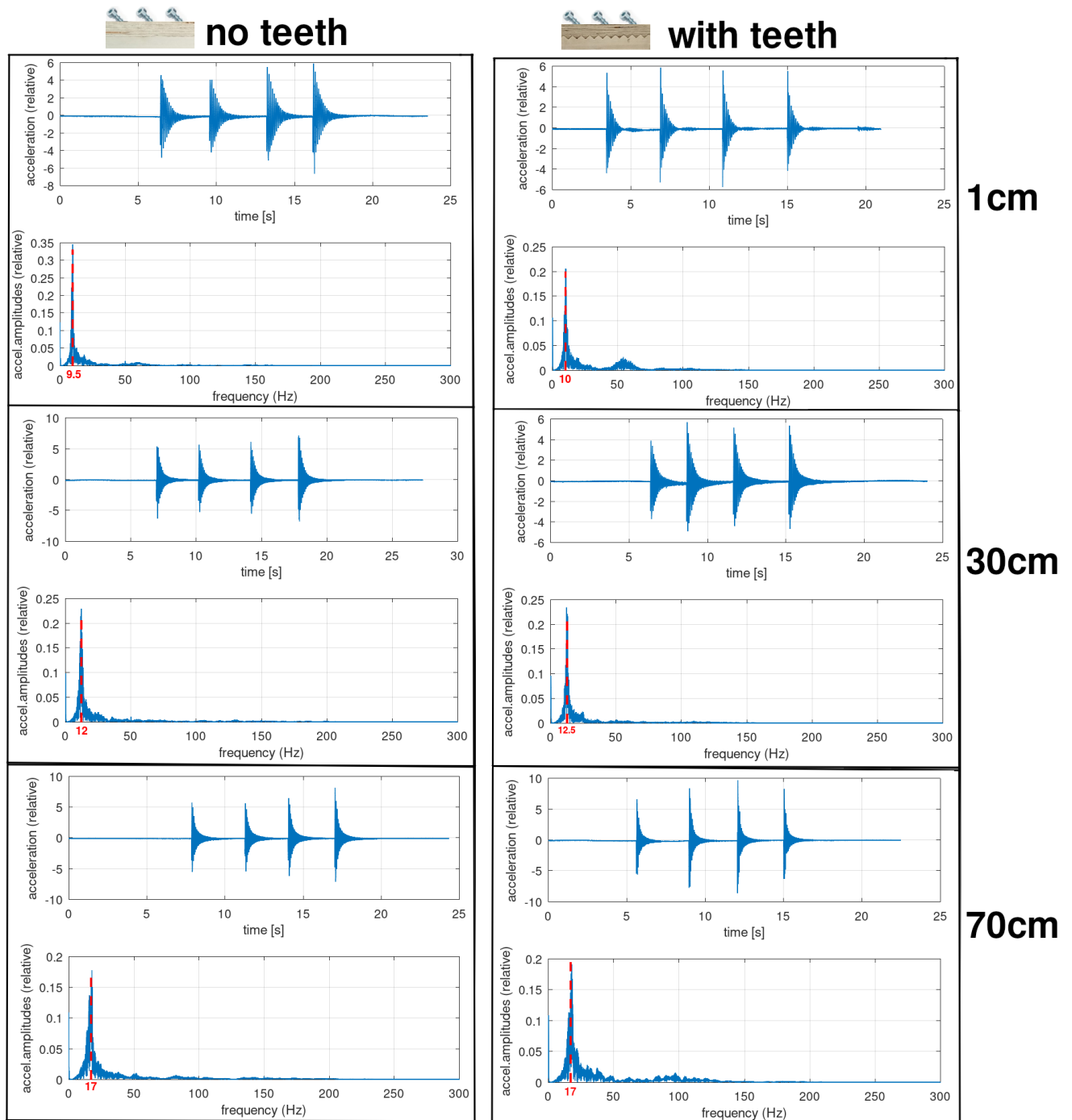


Bild 5.5: Impulsantworten mit zugehöriger Fouriertransformation bei drei Auflagerabständen 1cm (oben), 30cm (mitte) und 70cm (unten) für die Holz-Beton-Verbunddecke ohne Zähne (linke Seite) und für die Holz-Beton-Verbunddecke mit symmetrischen, 10mm hohen Zähnen (rechte Seite). Auflagerabstände sind in Bild 5.3, Seite 76, eingezeichnet.

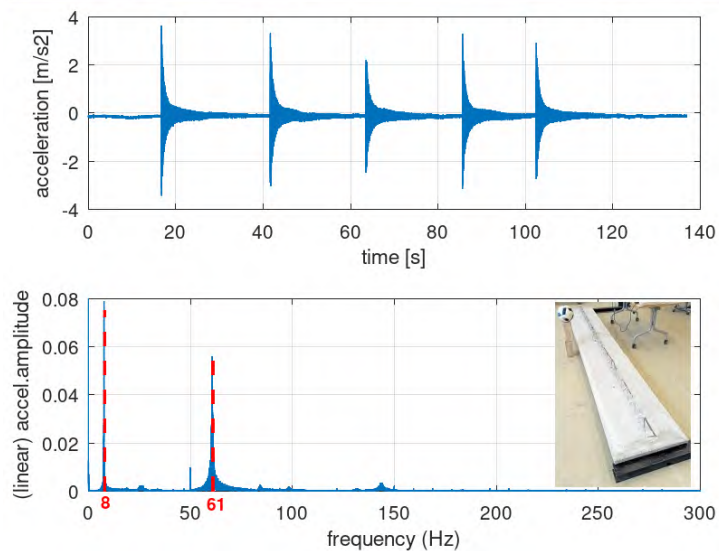
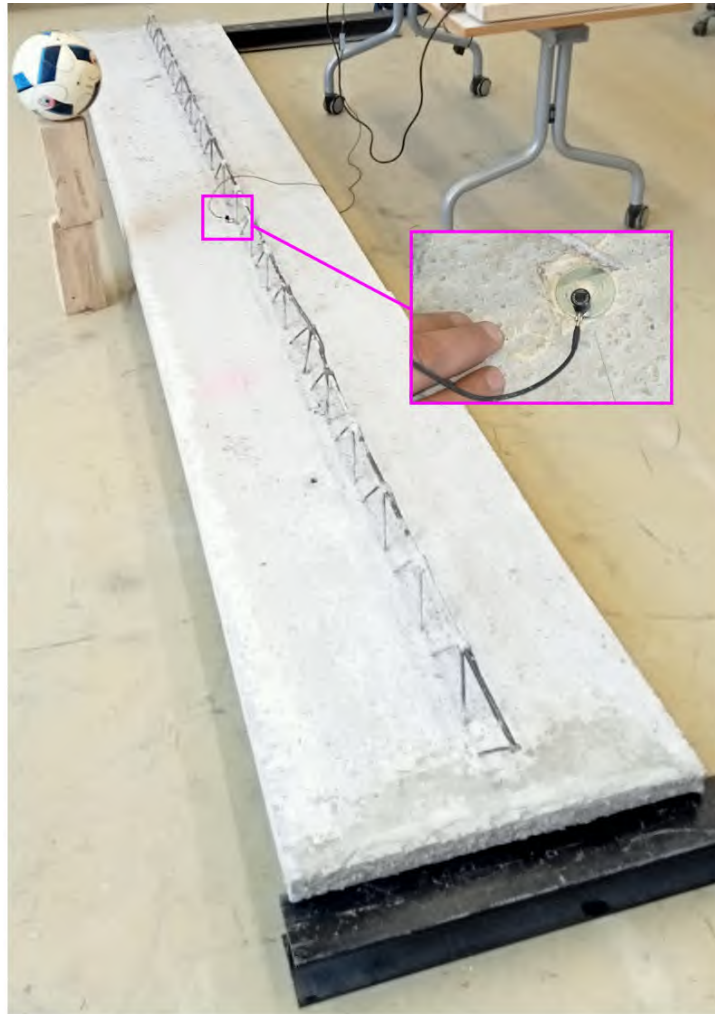


Bild 5.6: **Bild oben:** Messung der Eigenfrequenz für die Betondecke alleine bei mittig angebrachtem Beschleunigungssensor und Erregung mit einem Fussball der auf die Decke von einer Höhe von 30 cm fallengelassen wurde. **Graph unten:** Zeitsignal des Beschleunigungssensors zusammen mit dessen Fouriertransformation. Zwei Eigenschwingungen bei 8 und 61 Hz sind ersichtlich.

3. **Zwei Eigenfrequenzen:**  $f_0$  bei 8 Hz und eine weitere Eigenfrequenz bei 61 Hz (rote Zahlen in Bild 5.6 unten), die wahrscheinlich die vierte Modalfrequenz  $f_3$  sein dürfte. Die vierte Modalfrequenz  $f_3$  stellt eine transversale Welle dar, mit maximalem Ausschlag in der Mitte der Decke, dort wo der Beschleunigungssensor sitzt.
4. **Netzfrequenz:** Bei 50 Hz ist ein winziger, dünner peak zu erkennen, der von der 220 V Steckdosenspannung verursacht wird.

### 5.2.3 Vergleich von Impulsantwort und Eigenfrequenz bei Betondecke, einzelner Holzlamelle und Holz-Beton-Verbunddecke

Hier wurde das Zeitsignal der Impulsantwort für folgende drei Bauelemente mit einem mittig angebrachten Beschleunigungssensor gemessen:

1. **Betondecke allein:** Ein Fußball wurde aus einer Höhe von 30cm auf etwa mittig auf die Betondecke fallengelassen und nach dem Aufschlag wieder aufgefangen.
2. **einzelne, stehende Holzlamelle:** Ein Fußball wurde aus einer Höhe von 30cm auf etwa mittig auf die Betondecke fallengelassen und nach dem Aufschlag wieder aufgefangen. Da es sich hier nicht um die gesamte Breite der Holzlamellen (von  $10 \times 60 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$ ) handelte, sondern nur um eine einzelne Holzlamelle, dürfte die Amplitude der Beschleunigung um den Faktor 10 höher sein bei einer Einzellamelle im Vergleich zur Gesamtdecke mit 10 Lamellen.
3. **Holz-Beton-Verbunddecke (Beton und Holz):** Hier wurde, um eine höhere Amplitude zu erhalten, die Erregung nicht mit dem Fußball vorgenommen sondern durch einen Stoß/Impuls mit der Schuhferse. Nachteil ist daß die Anregung nicht mehr konstant ist, wie das bei einem Ballwurf aus einer bestimmten Höhe der Fall ist. Gängig in der Forschung ist auch der sogenannte "heel drop", bei dem ein Mensch sich stehend vom Ballen auf die Ferse fallen lässt und so einen Impuls erzeugt. Durch das menschliche Gewicht von etwa 70 kg plus Impuls würde aber solch ein heel drop eventuell zum Bruch der 60mm dicken und 4 m langen Betondecke führen.

Die Ergebnisse der Impulsantworten zusammen mit deren Fourierspektrum sind in Bild 5.7, Seite 82 zu sehen. Aus Bild 5.7 lässt sich folgendes erkennen:

1. **Amplitude Holzlamelle:** Der maximale Ausschlag der Beschleunigung ist hier  $24 \frac{m}{s^2}$  für eine einzelne Lamelle. Nimmt man lineares Verhalten an, so wäre der Ausschlag für die komplette Decke mit 10 Lamellen und identischer Erregung durch Fallenlassen eines Fußballs aus 30 cm Höhe, ein Zehntel davon, also  $2,4 \frac{m}{s^2}$ .
2. **Eigenfrequenz Betondecke:** Die erste Eigenfrequenz der Betondecke beträgt niedrige 7,5Hz. Die Betondecke weist eine zweite Eigenfrequenz bei 60,5 Hz auf. Dabei dürfte es sich um die vierte Eigenfrequenz handeln - eine transversale Mode. Der Betonstahl führt wie erwartet zu höheren Eigenfrequenzen im Vergleich zu reinem Beton.
3. **Frequenz stehende Holzlamelle:** Die erste Eigenfrequenz einer einzelnen Lamelle beträgt 22Hz. Eine weitere Eigenfrequenz ist bei 172 Hz zu erkennen (Bild 5.7 (b) rechte Seite). Es dürfte sich hier um die vierte Eigenfrequenz handeln.
4. **Frequenz Holz-Beton-Verbunddecke:** Die erste Eigenfrequenz der kompletten Holz-Beton-Verbunddecke liegt bei 11 Hz (Bild 5.7 (c) rechts). Die Holzlamellen sorgen also dafür daß die Eigenfrequenz (die ja bei der Betondecke alleine 7,5 Hz beträgt) sich erhöht auf 11 Hz. Die Holzlamellen bewirken also eine willkommene Erhöhung der Eigenfrequenz der Holz-Beton-Verbunddecke.
5. **Verfallskonstante  $\sigma$ :** Eine ungefähre Verfallsfunktion in Form einer e-Funktion  $Ae^{-\sigma t}$  wurde an die Hülle der Impulsantwort angeheftet - grüne Linien in Bild 5.7, Seite 82, unten. Diese Dämpfungskurven wurden mit folgenden, ungefähren Verfallskonstanten  $\sigma$  erstellt:

- (a) **gesamte Betondecke:**  $Ae^{-\sigma t}$  mit  $\sigma = 1,1$

- (b) **Holzlamelle alleine:**  $Ae^{-\sigma t}$  mit  $\sigma = 1, 4$   
(c) **Holz-Beton-Verbunddecke:**  $Ae^{-\sigma t}$  mit  $\sigma = 2, 3$

Das Anpassen der exponentiellen Hüllkurve an die Impulsantwort des Beschleunigungssensors gelingt bei Bild 5.7 (b) links und (c) links (Seite 82) einigermaßen gut, lässt sich bei der Betondecke alleine (Bild 5.7 (a)) allerdings nur annähernd erreichen. Die Dämpfung der Betondecke lässt sich also mit einer e-Funktion nur mässig gut beschreiben, da die Betondecke wesentlich länger nachschwingt als die Holzlamelle(n). Die Betondecke weist also die geringste Dämpfung auf, die Holzlamelle dämpft wie erwartet mehr, und die gesamte Holz-Beton-Verbunddecke weist mit  $\sigma = 2, 3$  die höchste Dämpfung auf. Der Holz-Beton-Verbund führt also zu mehr Dämpfung als Beton und Holz separat.

#### 5.2.4 Dämpfungsverhältnis $\zeta$ der Holz-Beton-Verbunddecke

Die Impulsantwort einer Bauteils kann als Zeitsignal einschliesslich Dämpfung folgendermaßen dargestellt werden:

$$h(t) = A_0 e^{-\sigma t} \sin(\omega t) \quad (5.4)$$

Die Dämpfung tritt hier in Form der Verfallskonstante  $\sigma$  (mit der Einheit  $\frac{1}{s}$ ) auf und ist bei Holz größer als bei Beton. Die Verfallskonstante  $\sigma$  ist für die Holz-Beton-Verbunddecke also größer im Vergleich zur Stahlbetondecke alleine. In Bild 5.8 kann die Impulsantwort zusammen mit der Verfallskonstante  $\sigma$  in etwa folgendermaßen mathematisch dargestellt werden:

1. Holz-Beton-Verbunddecke  $\sigma = 2, 7$ : Zeitsignal  $h(t) = A_0 e^{-2,7t} \sin(\omega t)$
2. Betondecke allein  $\sigma = 0, 45$ : Zeitsignal  $h(t) = A_0 e^{-0,45t} \sin(\omega t)$

Die Dämpfung in Form der Verfallskonstante  $\sigma$  ist also bei der Holz-Beton-Verbunddecke wesentlich höher als bei der Betondecke alleine. Die Verfallskonstante  $\sigma$  wurde dabei rein visuell durch probieren verschiedener Werte an das experimentelle Zeitsignal angeglichen - es wurde keine Optimierungs- oder Fehlerminimierungsroutine benutzt, um die Verfallskonstante  $\sigma$  für Holz-Beton-Decke und Betondecke zu bestimmen.

Da im Eurocode 1995 das Dämpfungsverhältnis zeta  $\zeta$  für Holz-Beton-Verbunddecken mit  $\zeta = 0.4$  angegeben ist, wurde aus dem Zeitsignal aus Bild 5.7 (c), Seite 82 das Dämpfungsverhältnis zeta  $\zeta$  berechnet. Zuerst wurde das logarithmische Dekrement  $\delta$  aus den Maximas der ersten Schwingungsperiode und der zehnten Schwingungsperiode bestimmt. Dann wurde mit diesem logarithmischen Dekrement  $\delta$  das Dämpfungsverhältnis  $\zeta$  berechnet:

$$\delta = \frac{1}{10} \ln\left(\frac{y_1}{y_{10}}\right) \quad \longrightarrow \quad \zeta = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + (2\pi)^2}} \quad (5.5)$$

Bild 5.9 auf Seite 84 zeigt das Zeitsignal des Beschleunigungssensors an der Holz-Beton-Verbunddecke mit den beiden für die Berechnung benutzten Amplitudenmaxima  $y_1$  und  $y_{10}$ . Das logarithmische Dekrement  $\delta$  aus den Maxima der ersten Sinusperiode und zehnten Sinusperiode ist:

$$\delta = \frac{1}{10} \ln\left(\frac{y_1}{y_{10}}\right) = \frac{1}{10} \ln\left(\frac{4.80}{0.845}\right) = 0.2262 \quad (5.6)$$

wie in Bild 5.9 illustriert. Mit diesem experimentell bestimmten, logarithmischen Dekrement  $\delta$  der ersten und zehnten Periode, lässt sich das Dämpfungsverhältnis zeta  $\zeta$  ableiten:

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + (2\pi)^2}} = \frac{0.2262}{\sqrt{0.2262^2 + (2\pi)^2}} = 0.03597 \quad (5.7)$$

Die Dämpfung/das Dämpfungsverhältnis zeta  $\zeta$  der hier getesteten, rohen Holz-Beton-Verbunddecke ist also mit  $\zeta = 0.036$  oder 3.6 Prozent in der Tat zwischen den im Eurocode 1995 angegeben Werten:

- „ $\zeta = 0.025$  für Holz-Beton-Verbunddecken
- $\zeta = 0.04$  für Holz-Beton-Verbunddecken mit schwimmendem Aufbau“ (etwa Betonestrich).

In dieser Arbeit wurde die Dämpfung/das Dämpfungsverhältnis  $\zeta$  an der rohen Decke ohne Aufbau gemessen.

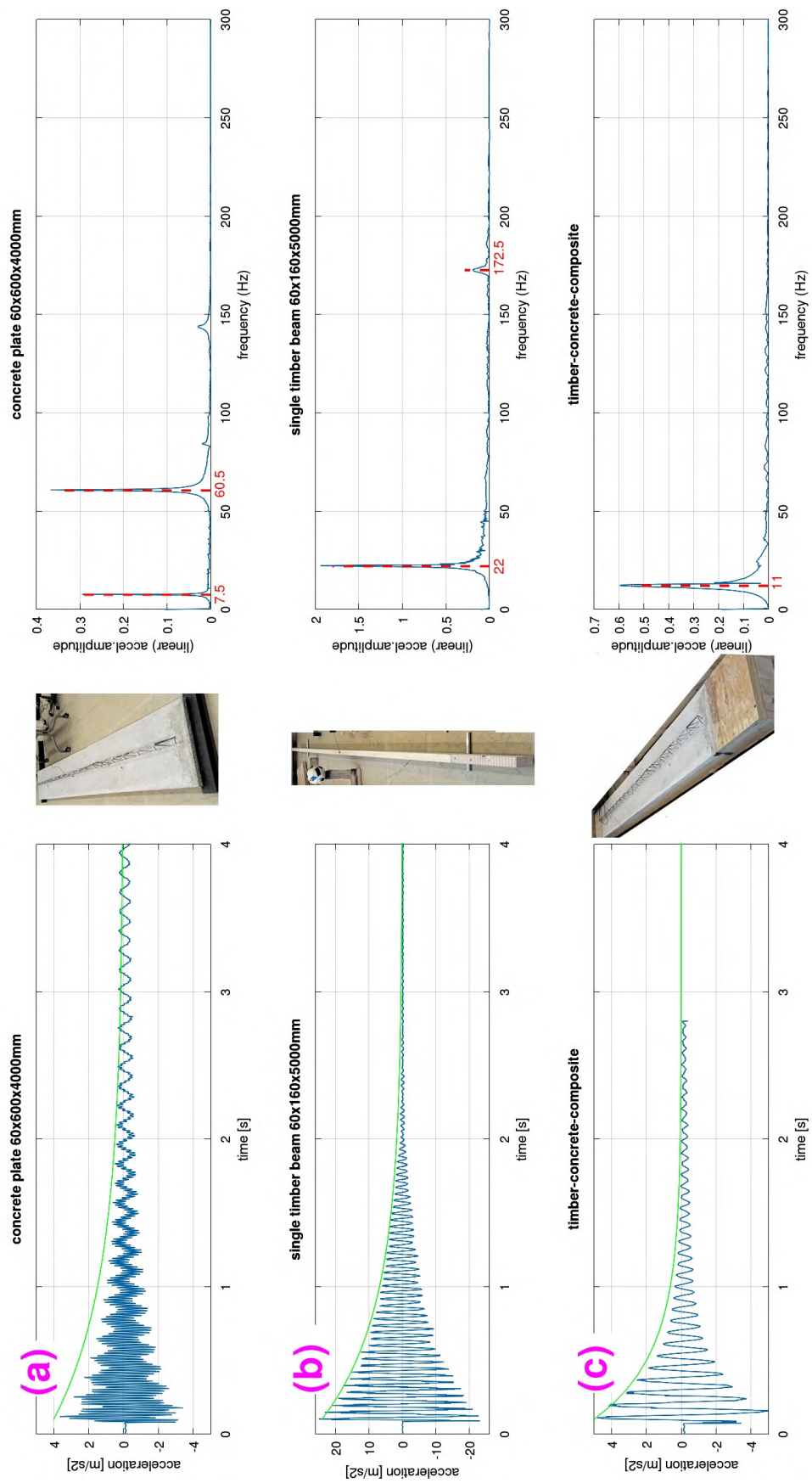


Bild 5.7: Impulsantwort und dazugehöriges Frequenzspektrum für (a) Stahlbetondecke allein 60x600x4000mm, (b) einzelner Holzlamelle 160x60x5000mm Konstruktionsvollholz C24 und (c) Holz-Beton-Verbunddecke 220x600x5000mm.

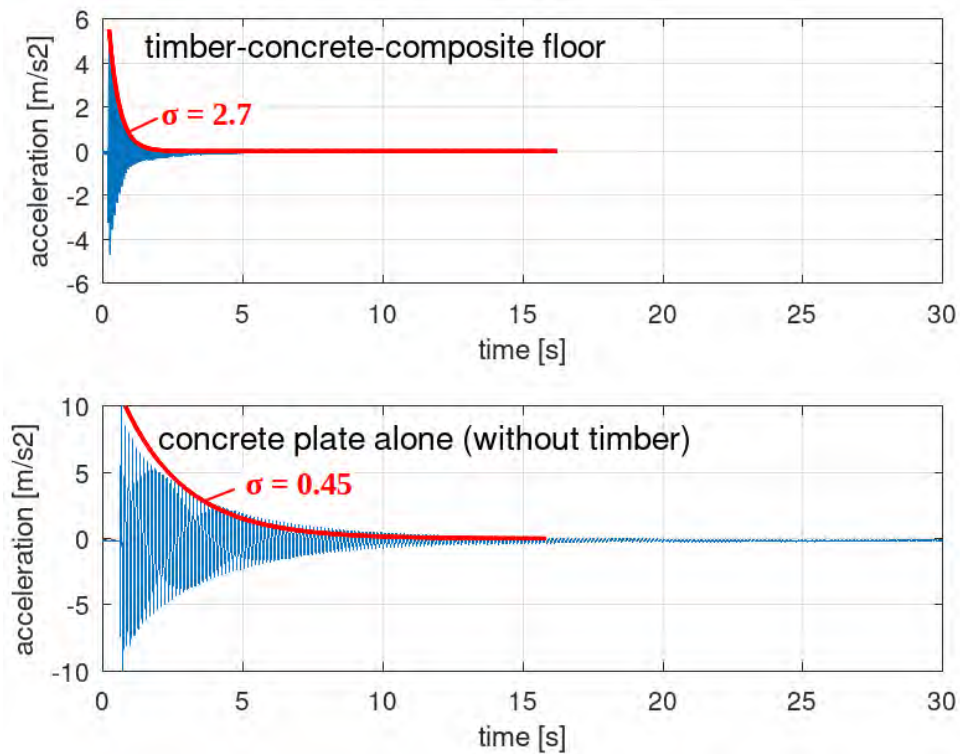


Bild 5.8: Impulsantwort für Holz-Beton-Verbunddecke (oben) und Impulsantwort der Betondecke alleine (unten). Die Dämpfung (Verfallskonstante  $\sigma$ ) ist wesentlich niedriger bei der Betondecke alleine ohne Holzlamellen.

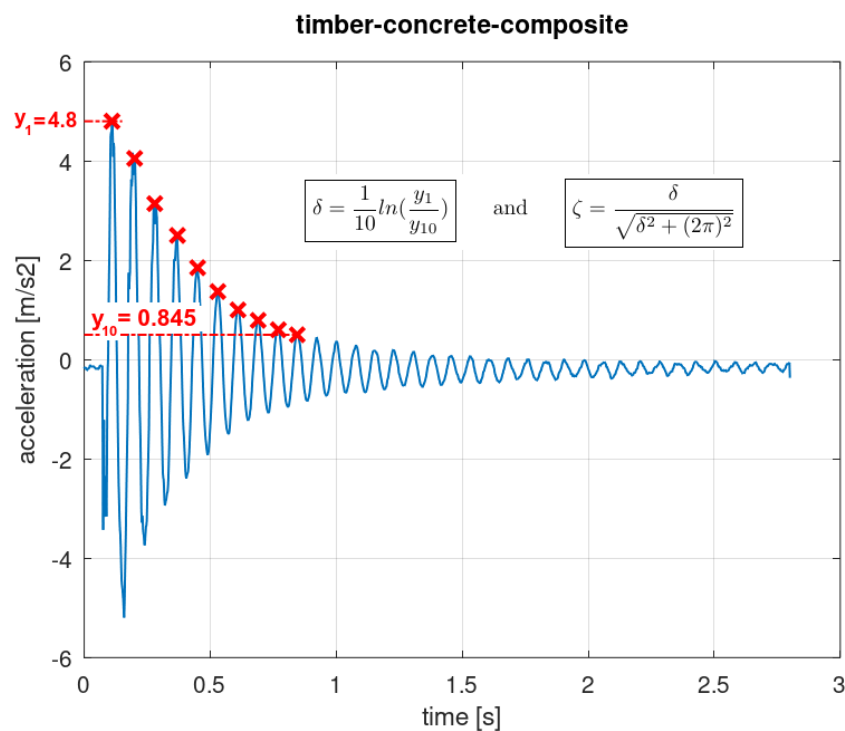


Bild 5.9: Zeitsignal des Beschleunigungssensors an der Holz-Beton-Verbunddecke (identisch mit Zeitsignal (c) in Bild 5.7, Seite 82). Aus dem Maximum der ersten Sinusperiode  $y_1$  und dem Maximum der zehnten Sinusperiode  $y_{10}$  wurde das logarithmische Dekrement  $\delta$  errechnet. Aus dem wird dann das Dämpfungsverhältnis  $\zeta$  errechnet.

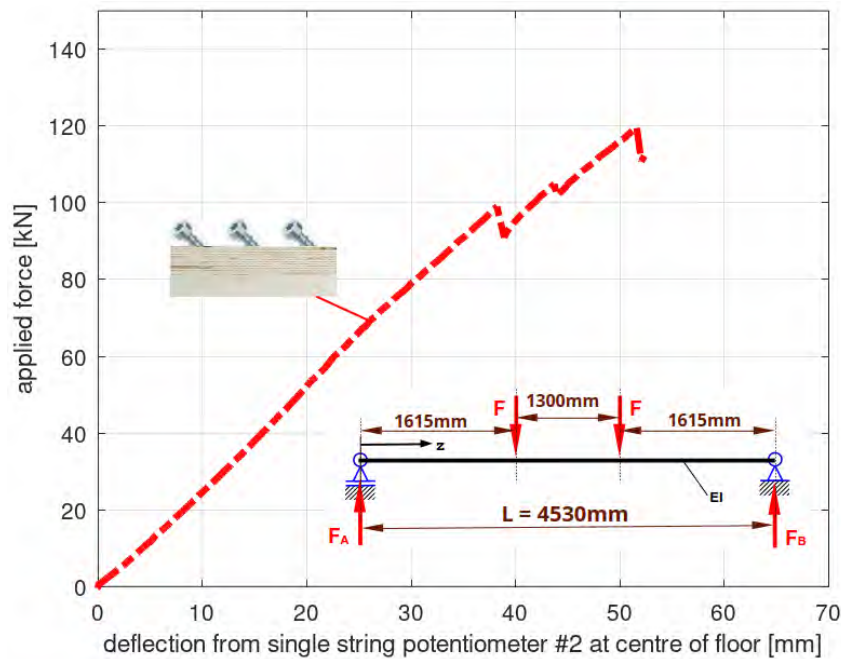


Bild 5.10: Kraft-Durchbiegungsdiagramm des Biegeversuchs mit einer verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke die mit vier Schrauben pro Holzlamelle verbunden war. Bei einer aufgetragenen Kraft von  $F = 80 \text{ kN}$  (y-Achse) wurde eine Durchbiegung am mittig angebrachten Fadenpotentiometer von 31 mm (x-Achse) gemessen. Diese Werte werden in Gleichung 5.10 eingesetzt um die Steifigkeit  $EI$  der Holz-Beton-Verbunddecke zu berechnen.

### 5.2.5 Eigenfrequenzberechnungen nach Eurocode 1995

Nach Eurocode 1995 kann die erste Eigenfrequenz  $f_0$  einer Balkendecke mit einem Feld (Einfelddecke) berechnet werden mit

$$f_0 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (5.8)$$

in der Einheit  $[\frac{1}{s}] = [Hz]$ . Mithilfe von Gleichung 5.8 des Eurocode 1995 und unter einer vorausgreifenden Berechnung der Steifigkeit  $EI$  aus den erst später beschriebenen Biegetests an vier Holz-Beton-Verbunddecken im Labor, soll nun die erste Eigenfrequenz berechnet werden. Die unverzahnte, streifenförmige Holz-Beton-Verbunddecke mit den Maßen  $220 \times 600 \times 5000 \text{ mm}$ , die mit sechs Schrauben pro Holzlamelle befestigt war, wies in den später beschriebenen Biegetests die höchste Steifigkeit auf (also die geringste Durchbiegung bei gleicher aufgetragener Kraft  $F$ ). Aus dem experimentell ermitteltem Kraft-Durchbiegungsdiagramm kann man bei einer Kraft die dazugehörige Durchbiegung  $w$  ablesen und dann mit Gleichung 5.9 einen Wert für die Steifigkeit ( $EI$ ) errechnen. Aus Bild 5.10 Seite 85 liest man bei einer aufgetragenen Kraft von z.B. 80 kN eine korrespondierende Durchbiegung von 31 mm ab. Die maximale Durchbiegung  $w_{max}$  in der Mitte eines Trägers, der mit zwei symmetrischen Einzelkräften (wie in der Skizze rechts unten in Bild 5.10, Seite 85 gezeigt) von oben belastet wird, wird in Lehrbüchern angegeben mit

$$w_{max} = \frac{Fl^3 a}{8EI l} \left(1 - \frac{4a^2}{3l^2}\right) \quad (5.9)$$

Löst man nach der Steifigkeit ( $EI$ ) auf:

$$EI = \frac{Fl^3 a}{8w_{max} l} \left(1 - \frac{4a^2}{3l^2}\right) \quad (5.10)$$

Mit den gegebenen Maßen der Prüfdecke, der aufgetragenen Kraft  $F = 80 \text{ kN}$  und der gemessenen Durchbiegung  $w_{max} = 31 \text{ mm}$  am Fadenpotentiometer in der Mitte der Holz-Beton-Verbunddecke in den später beschriebenen Biegeexperimenten (aus denen Bild 5.10 Seite 85 erstellt wurde), kann man folgende Werte in Gleichung 5.10 zur Berechnung der Steifigkeit ( $EI$ ) einsetzen:

- $F = 80000\text{N}$  (aufgebrachte Gesamtkraft, muss durch zwei geteilt werden da im 4-Punktbiegetest an zwei Stellen Kraft eingeleitet wird);
- $a = 1,615\text{m}$ ;
- $l = 4,530\text{m}$ ;
- $w_{max} = 0,031\text{m}$  (Fadenpotentiometer).

Somit berechnet sich die Steifigkeit (EI) der (später beschriebenen) Prüfdecke wie folgt:

$$EI = \frac{Fl^3a}{8w_{max}l} \left(1 - \frac{4a^2}{3l^2}\right) = \frac{40000\text{N} \times (4,53\text{m})^3 \times 1,615\text{m}}{8 \times 0.031\text{m} \times 4,53\text{m}} \left(1 - \frac{4 \times (1,615\text{m})^2}{3 \times (4,530\text{m})^2}\right) = 4.4395 \times 10^6 \text{Nm}^2 \quad (5.11)$$

Die Berechnung kann mit folgendem code in GNU Octave/Matlab überprüft werden:

```
F=40000           %force is not 80000N - take care
a=1.615          %in metres
l=4.530          %in metres
w_max=0.031      %deflection in the middle in metres
EI=((F*l*l*l*a)/(8*w_max*l))*(1-((4*a*a)/(3*l*l)))
```

ergibt

```
EI = 4.4395e+06   %in Newton metres squared
```

Mit dieser für die Prüfdecke experimentell bestimmten Steifigkeit (EI) kann nun die Eigenfrequenz  $f_0$  mithilfe von Gleichung 5.8 berechnet werden:

```
m=599;           %mass in kg for floor with teeth
a=3;             %area of floor in m2 (0.6*5 square metres)
EI=4.4395e+06   %stiffness from bending test
b=0.6;          %width of the beam in m
h=0.22;         %height of the beam in m
l=5;            %length of the timber floor in m
f_0=(pi/(2*l*l))*sqrt((EI)/(m/a))
```

Ergibt eine Eigenfrequenz von

```
f_0=9.4         %in Hz
```

Man vergleiche die errechnete erste Eigenfrequenz von 9,4 Hz mit der experimentell gemessenen Eigenfrequenz von 11 Hz. Errechnete und gemessene Frequenz liegen erstaunlich nahe beieinander.

## 5.2.6 Zusammenfassung der Schwingungsversuche

Die in diesem Kapitel beschriebenen Schwingungsexperimente an zwei Holz-Beton-Verbunddecken mit den Maßen 660x5000x220mm lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. **Eigenschwingung als Steifigkeitsindikator:** Die verzahnte Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle weist eine geringfügig höhere erste Eigenfrequenz auf als die unverzahnte Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle. Dies war zu beobachten obwohl die Masse der verzahnten Decke mit 599 kg etwas höher war als die der unverzahnten mit 578 kg. Höhere Masse führt eigentlich zu niedrigerer Eigenfrequenz. Die Eigenfrequenzmessung könnte also als Indikator für die Steifigkeit der Geschoßdecke herangezogen werden.
2. **Experimentelle Eigenfrequenz:** Die experimentelle Eigenfrequenz der 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke betrug 11 Hz. Die mithilfe der technischen Mechanik errechnete, theoretische Eigenfrequenz lag mit 9,4 Hz erstaunlich nahe am experimentellen Wert.
3. **Dämpfung der Holz-Beton-Verbunddecke:** Experimentelle Messungen mit einem piezoelektronischen Beschleunigungssensor, der mittig an der Decke aufgebracht war, zeigen, daß Holz höhere Dämpfung aufweist, während die 60mm-Stahlbetondecke alleine niedrigere Dämpfung aufweist. Die Stahlbetondecke schwingt wesentlich länger nach als eine Holzlamelle. Der Holz-Beton-Verbund fördert also die Dämpfung im Vergleich zu einer reinen Stahlbetondecke.

4. **8Hz-Eigenfrequenzgrenze nach Eurocode 5:** Da die Länge der Decke mit eins über dem Quadrat der Länge in die Eigenfrequenz eingeht, kann bei großen Spannweiten die Anforderung, eine erste Eigenfrequenz von 8 Hz oder höher zu erreichen, nur schwer umgesetzt werden.

# Kapitel 6

## 4-Punktbiegetests an vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken

Rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecken stellen ein Novum in der Baubranche dar. Durch die Abwesenheit von klassischen Schubverbindern wie einbetonierte Schrauben, Schubleche, oder Stahlstifte, ist bei einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke jedoch unklar, wie und wo ein Versagen bei hoher Biegebeanspruchung eintritt. Mit einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke wären folgende Versagensszenarien denkbar:

1. Scherversagen der Schubknaggen an den Enden der Holz-Beton-Verbunddecke;
2. Zug/Ausziehversagen der Schraubverbindungen in den Schubknaggen;
3. Versagen der Stahlbetondecke durch Biegebruch;
4. Versagen der Holzlamellen durch Biegebruch;
5. Versagen der Quellschichtfuge durch Druck.

Um in Erfahrung zu bringen welches Element der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke bei übermäßiger Biegebeanspruchung versagt, wurden vier streifenförmige Versuchsdecken der Maße 600x5000x220mm einem Biegetest nach EN 408 bis zum Bruch unterzogen. Der Aufbau der Biegepresse in der Bauteilprüfhalle der TH-Rosenheim samt einer eingebauten Prüfdecke ist in Bild 6.2, Seite 88 zu sehen. Für die Biegetests wurden vier streifenförmige Holz-Beton-Verbunddecken hergestellt und bis zum Bruch belastet wie in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

### 6.1 Materialien

#### 6.1.1 Herstellung und Materialien der vier Prüfdecken

In den vier biegegetesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken wurden folgende Materialien verbaut:

Nr. der Prüfdecke	Zähne ja/nein	Anzahl der Schrauben pro Lamelle
1	Ja	6
2	Nein	6
3	Ja	4
4	Nein	4

Tabelle 6.1: Es wurden insgesamt vier 600x5000x220mm Prüfdecken einem 4-Punktbiegetest nach EN 408 unterzogen. Die geborstenen Decken sind in Bild 6.19, Seite 109, zu sehen.

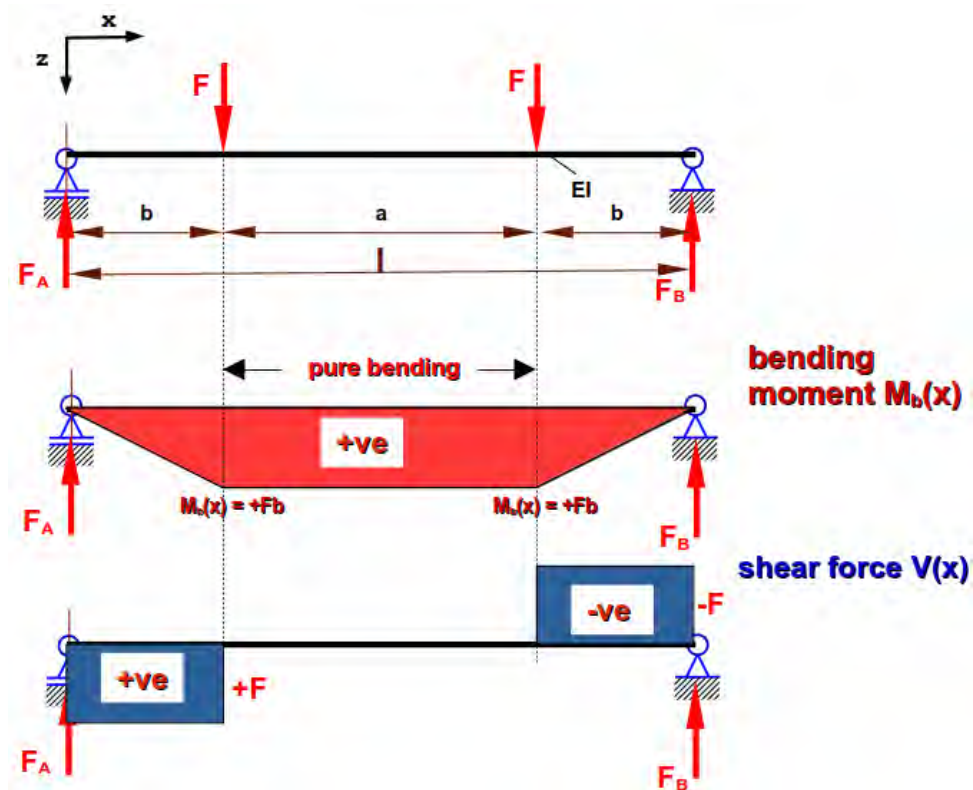


Bild 6.1: 4-Punktbiegeversuch nach EN 408.

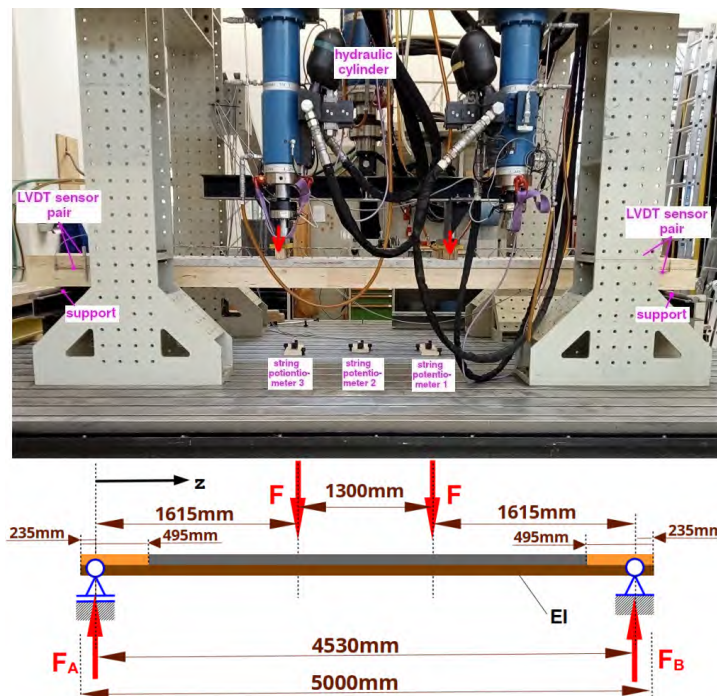


Bild 6.2: **Oben:** Bauteilpresse mit einer der vier Prüfdecken. Es wurde nur der Hydraulikzylinder in der Mitte benutzt. Die beiden kleineren Hydraulikzylinder rechts und links waren geparkt - sie wurden nicht benutzt. **Unten:** Maße im 4-Punkttest in der Bauteilpresse.

- **Konstruktionsvollholz:** C24, Maße 60x160x5000mm;
- **Knagge:** Mehrschichtfurnierholz „Steico-LVL R“ (<https://www.steico.com/de/produkte/konstruktion/furnierschichtholz-lvl>, zuletzt aufgerufen März 2025); d = 75 mm; Rohmaß 600x12000x75mm; hergestellt in Polen; da die Zahntiefe bei den verzahnten Holz-Beton-Verbunddecken 10mm ist, ist in der eingebauten Knagge die effektive Höhe/Dicke nur noch 65mm; um eine identische Dicke bei der unverzahnten Knagge zu erhalten, wurden die unverzahnten Knaggen vor dem Einbau um 10mm von 75mm auf 65mm Dicke heruntergehobelt (Dickenhobel).
- **Vollgewindeholzschrauben:** „Würth ASSYplus VG 4 CH“, 10x220mm, Stahl verzinkt, VG Zylinderkopf RW, Würth Art.-Nr. 0150010220; ETA 11/0190 ([https://www.dibt.de/pdf\\_storage/2018/ETA-11%210190%288.06.03-125%2117%29.pdf](https://www.dibt.de/pdf_storage/2018/ETA-11%210190%288.06.03-125%2117%29.pdf), zuletzt aufgerufen März 2025) und ETA 13/0029. Die Schubknaggen an den vier 600 mm breiten Prüfdecken wurden also mit insgesamt entweder
  - 10 mal 6 = 60 Schrauben oder
  - 10 mal 4 = 40 Schrauben an den Holzlamellen angeschraubt,
 was sechs oder vier Schrauben pro Holzlamelle entspricht. Einschraubwinkel 45 Grad zur Holzfasern.
- **kein Vorbohren:** Da die „Würth ASSYplus VG 4 CH“ 10x220mm nur mässig selbstbohrend sind, wurde etwa 10mm tief (leicht) angebohrt, aber nicht komplett vorgebohrt.
- **Quellmörtel:** „EuroGrout Plast 01“, Korngröße 0-1 mm, plastischer Quellmörtel, Datenblatt [https://www.eurogrout.de/files/p+t/content/PDF/Download/Ingenieur\\_und\\_Industriebau/Plastische\\_quellmoertel/EuroGrout\\_Plast\\_01\\_Datenblatt\\_hellblau.pdf](https://www.eurogrout.de/files/p+t/content/PDF/Download/Ingenieur_und_Industriebau/Plastische_quellmoertel/EuroGrout_Plast_01_Datenblatt_hellblau.pdf), zuletzt aufgerufen März 2025, für Aufbauhöhen von 5 mm bis 40 mm, Lieferform 25 kg Papier/PE-Sack, mit folgenden Druckfestigkeiten:
  - nach 1 Tag:  $\geq 45 \frac{N}{mm^2}$
  - nach 7 Tagen:  $\geq 70 \frac{N}{mm^2}$
  - nach 28 Tagen:  $\geq 75 \frac{N}{mm^2}$
 Quellmaß nach 24h  $\geq +0,5$  Volumenprozent.
- **Betongüte der Elementdecke:** Eine der beiden 60mm dicken Filigrandecken mit Betongüte C25/30, die aus den Akustiktests bereits vorhanden war, wurde mit einem Diamantblatt in vier 600mm breite Streifen naß geschnitten (Bild 6.3). Bestellt wurde 60mm Betondicke, allerdings ergab eine Nachmessung nur etwa 58mm Dicke. Stahldurchmesser der verbauten Gitterträger war 10mm.

Bei der Herstellung der vier Prüfdecken für die Biegetests wurden zwei Maßnahmen ergriffen um ein Abbinden des Quellmörtels zu gewährleisten:

- **Folie Holzlamellen:** Die Grundfläche der Vollholzlamellen wurde mit einem Streifen dünner Folie ausgelegt um direkten Kontakt des Mörtels mit dem Holz zu verhindern (Bild 6.4 links).
- **Hirnholzack Knagge:** Die in Richtung der Mörtelfuge zeigende Stirnfläche der Knagge wurde mit Hirnholzversiegelung bestrichen um zu vermeiden daß die Knagge dem Mörtel das Wasser entzieht und damit eine Abbindung verhindert (Bild 6.4 rechts).

Zwei Arten von Längensensoren wurden in den vier Biegeversuchen eingesetzt:

1. **Seilzuglängenmesser:** Drei identische Seilzugpotentiometer ASM10SG-375-R1K-L07-SB0-M12, Messlänge 375mm, Empfindlichkeit 2.4904mV/V/mm, Hersteller <https://www.asm-sensor.com> (zuletzt aufgerufen März 2025) wurden benutzt um die Durchbiegung in der Mitte der Holz-Beton-Verbunddecken zu messen, wie in Bild 6.5 gezeigt.
2. **LVDT-Sensoren:** An jede der vier biegegetesteten Prüfdecken wurden vier hochsensible LVDT-Wegmesser Modell „WSF/100mm“ von HBM angeschraubt (<https://www.hbm.com>, zuletzt aufgerufen März 2025), die die Verschiebung zwischen Knagge und Vollholzlamellen messen. Diese Sensoren waren farbkodiert (Bild 6.6 auf Seite 97).



Bild 6.3: Eine der beiden 60mm dicken Filigrandecken, die für die Akustiktests verbaut worden war, wurde mit der Betonsäge in vier 600mm breite Streifen geschnitten worden.



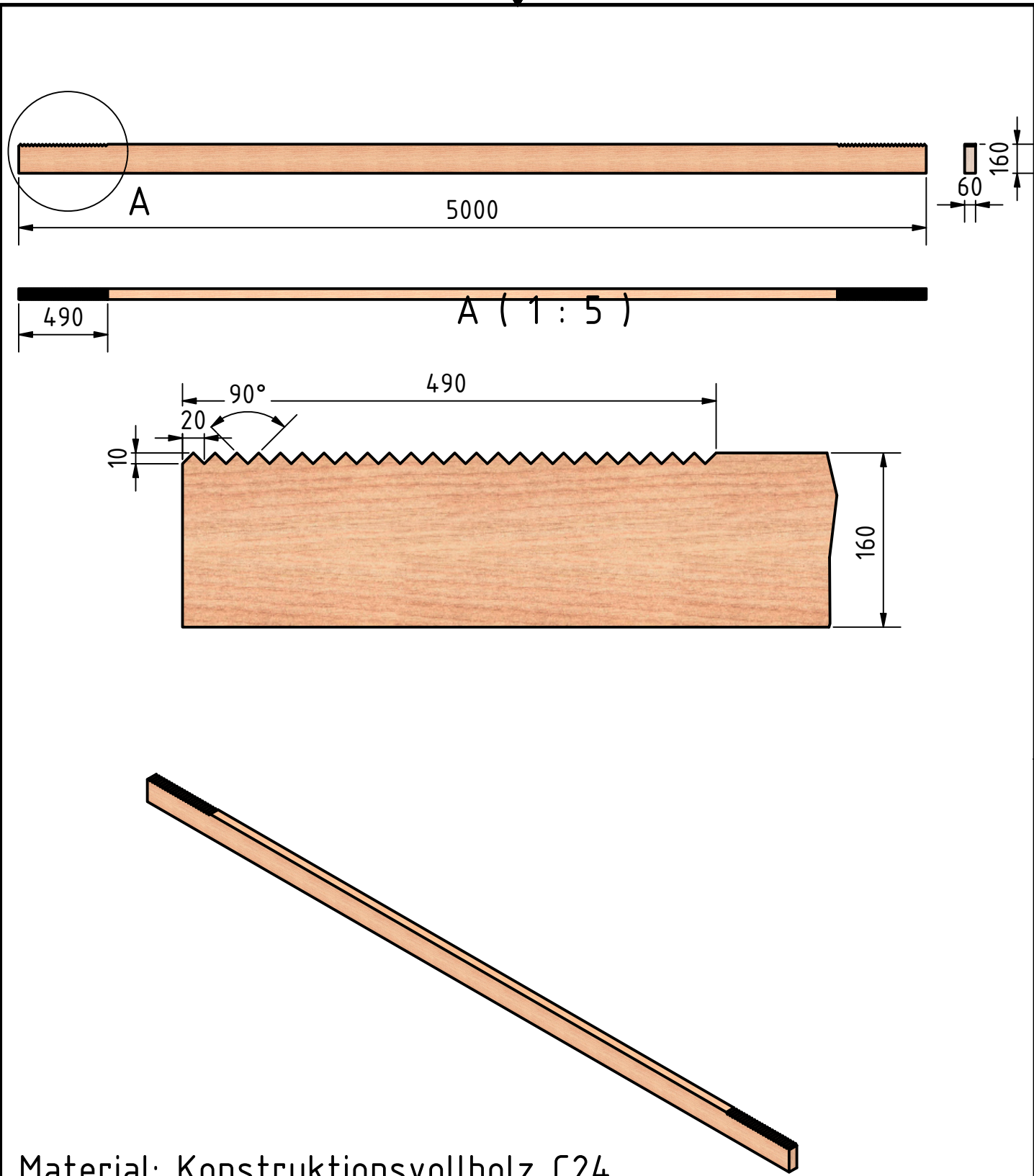
Bild 6.4: **Links:** Die Grundfläche der Vollholzlamellen wurde in Höhe der Mörtelfuge mit einem etwa 10cm breitem Streifen dünner Folie quer zur Faserrichtung ausgelegt, um direkten Kontakt des Quellmörtels mit dem Holz zu verhindern. **Rechts:** Die nach innen zeigende Stirnfläche der Knagge wurde mit Hirnholzversiegelung bestrichen, um zu vermeiden daß die Knagge dem Mörtel das Wasser entzieht und damit die Abbindung verhindert.

### 6.1.2 Technische Zeichnungen einer verzahnten Prüfdecke

Vier Holz-Beton-Verbunddecken wurden einem Biegetest bis zum Bruch unterworfen. Alle vier getesteten Prüfdecken waren von den Aussenmaßen her identisch - sie unterschieden sich nur durch die Anzahl der Schrauben (4 oder 6 Schrauben pro Lamelle) und die An/Abwesenheit einer Verzahnung (Tabelle 6.1, Seite 87). Im folgenden sind vier technische Zeichnungen zu sehen, die zur Fertigung der Holz-Beton-Verbunddecke mit 10mm hoher Verzahnung benutzt wurden:

1. Holzlamelle aus C24 Konstruktionsvollholz;
2. Schubknagge aus Steico LVL-R 75mm hoch;
3. Elementdecke aus C24/30 Beton mit Armierung;
4. Komplette Prüfdecke. Gezeigt ist nur die Decke mit 10mm hoher Verzahnung und sechs Schrauben pro Lamelle.

Die Zeichnungen hier zeigen die Version mit Verzahnung und sechs Schrauben pro Lamelle. Es gab drei weitere Prüfdecken, die bis auf die fehlende Verzahnung und die Schraubenanzahl (4 oder 6 Schrauben pro Lamelle) identisch waren.

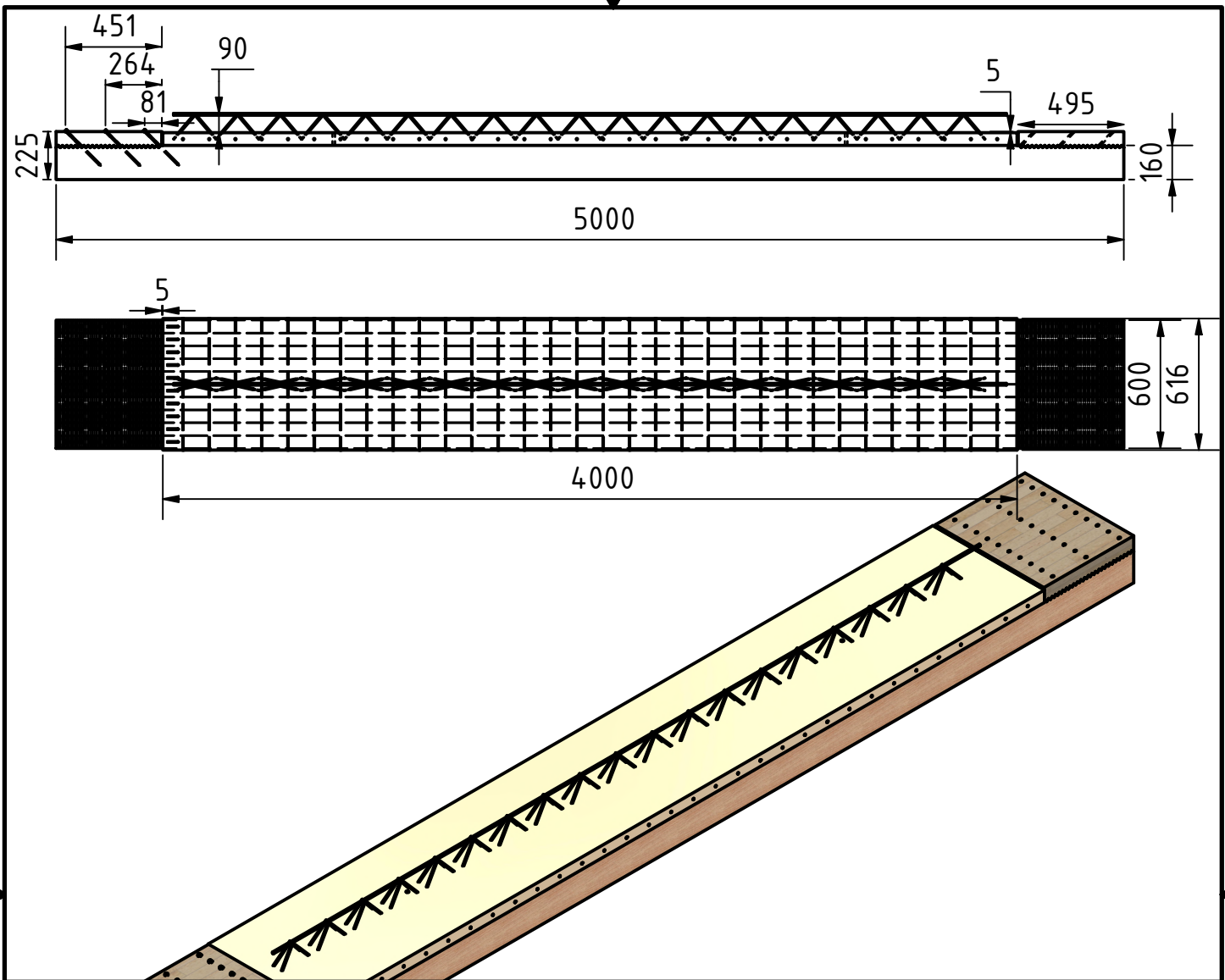


Material: Konstruktionsvollholz C24

				Datum	Name	Lamelle		
				Gezeichnet	17.10.2024			grld755
				Kontroll				
				Norm				
						KVH160x60symmetric_teeth_10mm		
						A4		
Status	Änderungen	Datum	Name					







BAUTEILLISTE

OBJEKT	ANZAHL	BAUTEILNUMMER	BESCHREIBUNG
1	2	Steico_LVL_R_75mm	
2	2	low_shrinkage_grout	
4	10	KVH_160x60_symmetric_teth	
7	30	Wuerth_ASSY_fully_threaded_220x10	
8	1	concrete_plate_assembly_bending_test_simplified_as_one_part	

		Datum	Name	timber concrete composite floor for 4-point bending test	
	Gezeichnet	07.10.2024	Gredmaier		
	Kontrolliert				
	Norm				
				timber-concrete-composite floor	
Status	Änderungen	Datum	Name	A4	



Bild 6.5: Mit drei identischen Seilzugpotentiometern von <https://www.asm-sensor.com> (zuletzt aufgerufen März 2025) wurde die Durchbiegung in der Mitte der vier geprüften Holz-Beton-Verbunddecken gemessen.

### 6.1.3 Anordnung der vier LVDT-Längensensoren zur Messung der Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknaagge und Holzlamelle

Beide Enden der vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken wurden mit einem paar symmetrisch angebrachter LVDT-Sensoren ausgestattet wie in Bild 6.6 illustriert. Diese vier LVDT-Sensoren messen die Verschiebung zwischen Knaagge und Lamelle auf Bruchteile eines Millimeters genau. Aufgrund der zweifachen Symmetrie der Holz-Beton-Verbunddecke (symmetrisch in Nord-südrichtung als auch symmetrisch in Ostwestrichtung in Bild 6.6) würde man in jedem der vier LVDT-Sensoren bei mittiger Belastung von oben eine identische Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknaagge und Holzlamelle erwarten. Wie in den folgenden Abschnitten gezeigt, sind die gemessenen vier Verschiebungen allerdings nur mäßig identisch.

## 6.2 Ergebnisse der Biegetests nach EN 408

Insgesamt vier Prüfdecken wurden hergestellt, die alle einem Vierpunktbiegetest unterworfen wurden. Einer der vier Biegetests bis zum Bruch der Holz-Beton-Verbunddecke ist auf <https://youtu.be/T0mGDKxsgI4> dokumentiert (zuletzt aufgerufen Mai 2025).

### 6.2.1 Gemittelte Verschiebung an den vier LVDT-Längensensoren bei verzahnter und unverzahnter 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 60kN

Wie bereits erwähnt ist die Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknaagge und Holzlamelle bei Belastung durch den Hydraulikzylinder der Bauteilpresse für jede der vier LVDT-Längensensoren (Bild 6.6) unerwartet verschieden. Durch die Symmetrie des Bauteils sowohl in Ost-West-Richtung als auch in Nord-Süd-Richtung würde man theoretisch eine identische Verschiebung bei allen vier LVDT-Sensoren erwarten. Diese ungleiche Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknaagge und Vollholzlamelle bei Belastung durch den Hydraulikzylinder ist wahrscheinlich zurückzuführen auf

1. **Nichtvollständiges Aufliegen der Knaagge auf dem Vollholz:** Im Gegensatz zu Teilgewindeschrauben sind die hier verwendeten 220x10mm Vollgewindeschrauben nicht in der Lage die Schubknaagge beim Einschrauben an die Holzlamelle anzupressen. Vor dem Anschrauben der Knaagge wurde zwar die Knaagge mit Schraubzwingen in die Holzlamellen gezwungen, dennoch liegt die Knaagge aufgrund von Unebenheiten von Knaagge und Vollholz nicht immer spaltlos auf den zehn Vollholzlamellen auf.

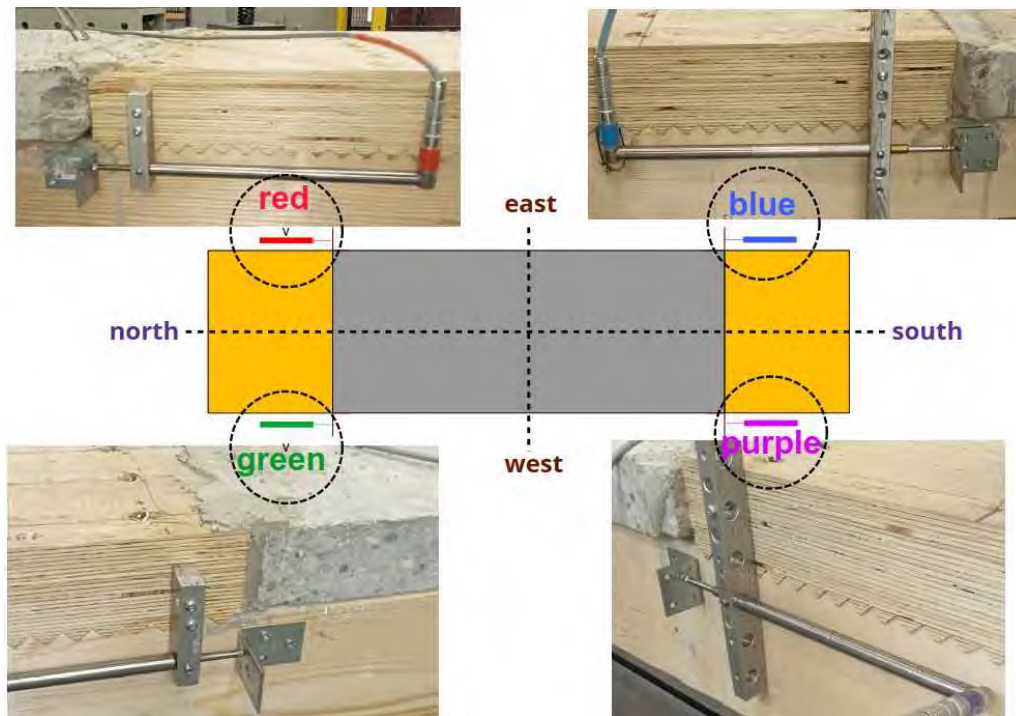


Bild 6.6: Anordnung der vier LVDT-Längensensoren an den vier 600x5000x220mm großen Holz-Beton-Verbunddecken. Hier mit Zahnverbund. Die Anordnung der LVDT-Sensoren war bei den zahnlosen Holz-Beton-Verbunddecken identisch.

2. **Mangelhaftes Einbringen des Quells Mörtels:** Ist der Quells Mörtel zu flüssig läuft er unter die Fuge. Ist er zu wenig viskos, fließt er nicht ganz in den Fugenboden hinein.
3. **Fertigungsunperfektionen:** Nicht ganz genaue 90-Gradwinkel beim Herstellen der Knaggen können die Fugendicke (von hier 5mm) über die Fugenlänge schnell verändern. Dasselbe gilt für Fertigungstoleranzen der Betondecke.
4. **Querwölbung der zehn Vollholzlamellen:** Bei einigen der Prüfdecken wölbten sich die zehn Holzlamellen leicht kreisförmig (in Ost-West-Richtung), so daß die Prüfdecke in Höhe der beiden Auflager nur in den mittleren der zehn Lamellen auflag. Erst bei höherem Hydraulikzylinderdruck pressten sich alle zehn Lamellen an das Auflager an. Eine dieser Wölbungen ist in Bild 6.7 zu sehen.

Man kann die vier Längenänderungen die die vier LVDT-Sensoren (Bild 6.6) ausgeben statistisch mitteln (also zusammenzählen und durch vier teilen). Diese gemittelte Längenänderung wurde für folgende zwei Prüfkörper in einem Kraft-Weg-Diagramm aufgetragen:

1. **verzahnte** 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke: Belastung bis 60kN; jede der 10 Holzlamellen mit sechs Vollgewindeschrauben 220x10mm befestigt (drei Schrauben pro Seite der Vollholzlamelle).
2. **unverzahnte** 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke: Belastung bis 60kN; jede der 10 Holzlamellen wird mit sechs Vollgewindeschrauben 220x10mm befestigt (drei Schrauben pro Seite der Vollholzlamelle).

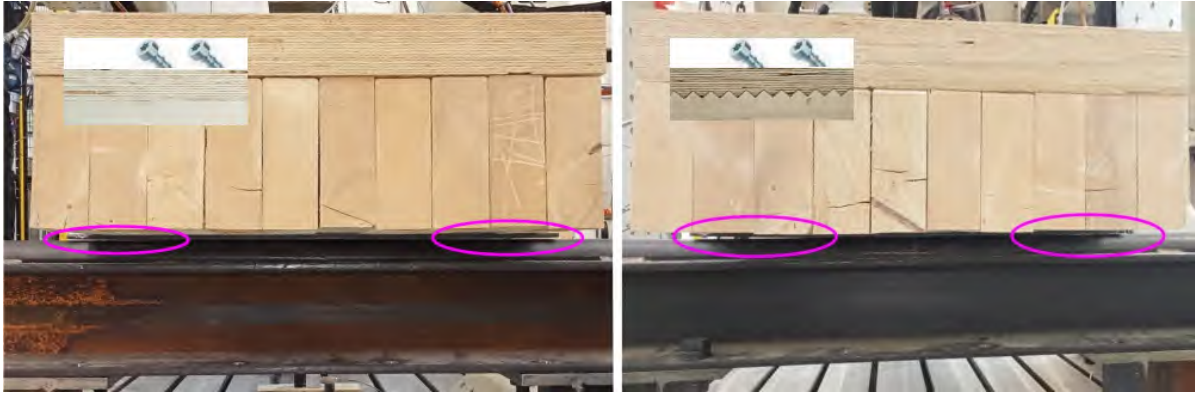


Bild 6.7: **Links:** Leichte Krümmung der unverzahnten, mit 4 Schrauben pro Lamelle befestigten Holz-Beton-Verbunddecke auf einem der beiden Auflager. **Rechts:** Leichte Krümmung der verzahnten, mit 4 Schrauben pro Lamelle befestigten Holz-Beton-Verbunddecke auf einem der beiden Auflager.

### 6.2.2 Auslenkung der drei Seilzugpotentiometer der verzahnten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bei Aufbringen von 45kN

Die Durchbiegung der vier streifenförmigen Holz-Beton-Verbunddecken bei Last wurde mit drei identischen Seilzugpotentiometern (Bild 6.6 und Bild 6.2) gemessen wie in EN 408 vorgeschrieben. Bild 6.8, Seite 99, zeigt den Weg dieser drei Seilzugpotentiometer über der Zeit bei der verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle, wenn die Belastung von 0 auf 45kN innerhalb von 100 Sekunden aufgebracht wird. Aus Bild 6.8, Seite 99, ist folgendes zu erkennen:

1. **Grüne Linie:** Seilzugpotentiometer zwei in der Mitte der Holz-Beton-Verbunddecke weist wie erwartet die höchste Durchbiegung auf.
2. **Blaue Linie:** Seilzugpotentiometer eins links von der der Mitte der Holz-Beton-Verbunddecke weist wie erwartet eine geringere Durchbiegung auf im Vergleich zum zentralen Seilzugpotentiometer (grüne Linie).
3. **Rote Linie:** Seilzugpotentiometer drei rechts von der der Mitte der Holz-Beton-Verbunddecke (nach Osten blickend) weist wie erwartet eine geringere Durchbiegung auf als die grüne Linie des zentralen Seilzugpotentiometers.
4. **rote und blaue Linie:** Die beiden äusseren Seilzugpotentiometer eins (blaue Linie) und drei (rote Linie) sollten theoretisch übereinanderliegen, weichen aber aufgrund von natürlichen Imperfektionen in Holz und Beton leicht voneinander ab. Die Durchbiegung des rechten Seilzugpotentiometers drei (rote Linie) ist hier geringfügig niedriger als die des linken (blaue Linie).
5. **gestrichelte, blaue Linie:** Arithmetisches Mittel der Durchbiegung aus den drei Seilzugpotentiometern zusammen. Mit diesem arithmetisches Mittel der drei Seilzugpotentiometer wurden auch die Kraft-Weg-Diagramme in Bild 6.13 unten erzeugt.

### 6.2.3 Vergleich der Kraft-Weg-Kurven bei Belastung mit 30 kN und 45 kN

Um zu prüfen ob Hystereseeffekte auftreten, wenn man die verzahnte Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Vollholzlammelle zweimal hintereinander belastet, wurden die Kraft-Weg-Diagramme bei 30kN Belastung (rote Linie) und 45kN Belastung (blaue Linie) übereinandergelegt wie in Bild 6.9 gezeigt. Beide Lasten wurden am gleichen Tag innerhalb einer Stunde hintereinander aufgebracht. Beide Kraft-Weg-Linien liegen nahezu perfekt übereinander und Hystereseeffekte konnten somit nicht beobachtet werden.

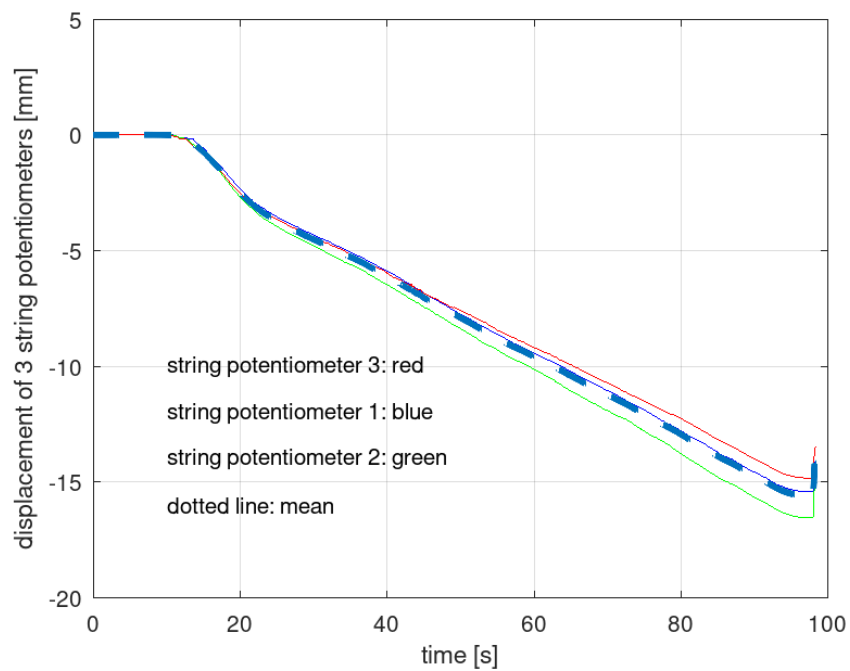


Bild 6.8: Weg-Zeit-Diagramm der drei Seilzugpotentiometer bei der verzahnten, mit sechs Schrauben pro Lamelle verbundenen Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 45kN. Das arithmetisches Mittel der Durchbiegung aus den drei Seilzugpotentiometern zusammen ist durch die blaue, gestrichelte Linie dargestellt.

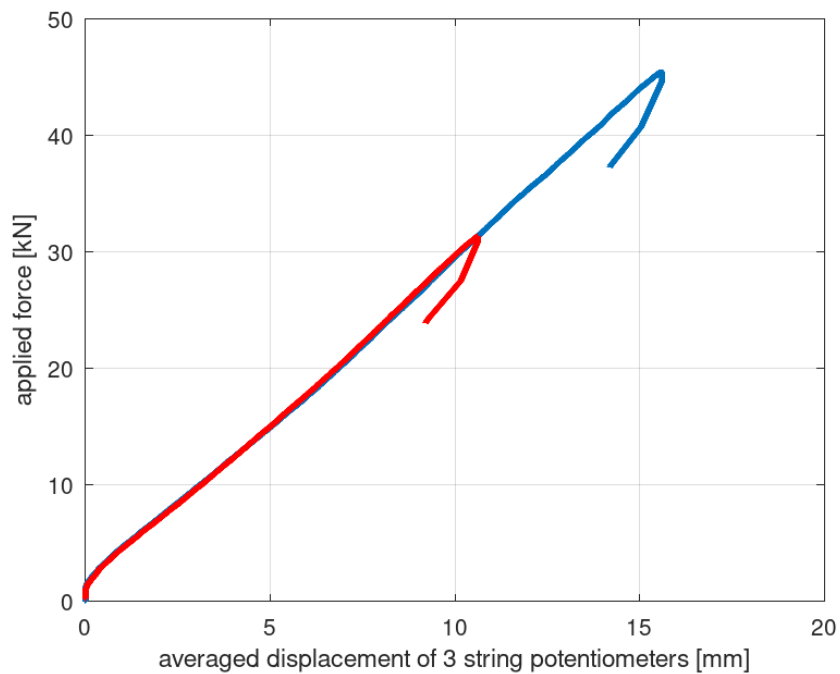


Bild 6.9: Kraft-Weg-Diagramm bei 30kN Belastung in rot und 45kN-Belastung in blau. Die Kurven liegen fast genau übereinander.

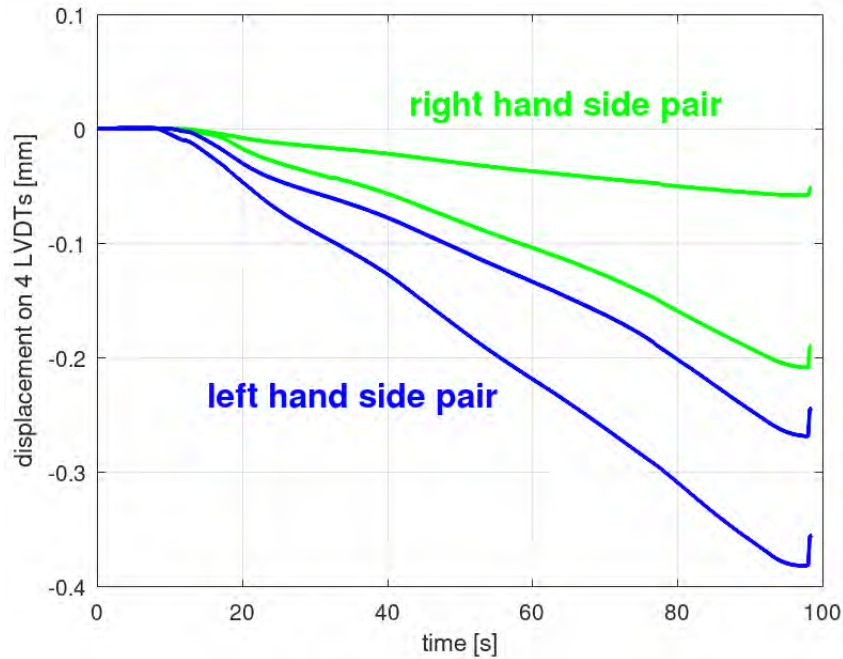


Bild 6.10: Weg-Zeit-Diagramm der vier LVDT-Wegmesser der verzahnten Prüfdecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bis zum Bruch.

#### 6.2.4 Weg der vier LVDT-Wegmesser bei der verzahnten Prüfdecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bis zum Bruch

Bild 6.10 zeigt die vier LVDT-Wegmesser für die verzahnte Prüfdecke, die mit sechs Schrauben pro Lamelle befestigt ist. Die größte gemessene Längenänderung zwischen Knagge und Vollholzlamelle beim Bruch der streifenförmigen Holz-Beton-Verbunddecke beträgt etwa minus 0.05 mm auf der rechten Seite der Decke, und knappe minus 0.4 mm an der linken Seite der Holz-Beton-Verbunddecke. Für die folgenden Kraft-Weg-Diagramme (Bild 6.13 unten) werden diese vier Wege zusammengezählt und durch vier geteilt.

#### 6.2.5 Bestimmung des lokalen Biege-E-Moduls nach EN 408

In der Literatur wird häufig zwischen lokalem und globalem Biege-Elastizitätsmodul unterschieden, wobei die Art der Biegelinienmessung eine Rolle spielt. Nach EN 408 „Prüfanordnung zur Messung des lokalen Biege-Elastizitätsmoduls“ (dort Bild 1 auf Seiten 9 und 10) kann man das sogenannte lokale Biege-E-Modul aus drei symmetrisch angebrachten Seilzugpotentiometern bestimmen, was in den hier beschriebenen Biegeversuchen ursprünglich auch geplant war. Dabei wird der gemittelte Ausschlag der beiden äusseren Kabelpotentiometer vom Ausschlag des mittleren Seilzugpotentiometers abgezogen, und die Zylinderkraft der Bauteilpresse über diesem differentiellen Weg aufgetragen, um ein Kraft-Weg-Diagramm zu erhalten. Für die vier, hier getesteten Prüfdecken ist dieser differentielle Weg nach EN 408 über der Kraft in Bild 6.12 zu sehen. Da dieser differentielle Weg zwischen den Seilzugpotentiometern sehr klein wird, und die Empfindlichkeit der Seilzugpotentiometer nicht besonders hoch ist, erscheinen die resultierenden Kraft-Weg-Diagramme übermäßig ruckelig (Bild 6.12). Es ist deshalb schwierig eine Gerade durch diese vier Kraft-Weg-Diagramme der vier Prüfdecken zu legen. Eine Ermittlung dieses sogenannten lokalen Biege-E-Moduls nach EN 408 würde wesentlich sensiblere LVDT-Sensoren anstelle der zu groben Kabelpotentiometer erfordern - dieses Problem ist bekannt (Loko et al. [2024], Denzler JK. [2008]). Die Ermittlung des lokalen Biege-E-Moduls wurde hier deshalb unterlassen. Stattdessen wurde das arithmetische Mittel der drei Seilzugpotentiometer benutzt, um Kraft-Weg-Diagramme für die vier Prüfdecken zu erstellen. Durch das arithmetische Mitteln wird das Ruckeln der Kabelpotentiometer geglättet und die Kraft-Weg-Kurven werden wesentlich linienförmiger.

Aus Bild 6.12, Seite 102 ist zu erkennen, daß - wider Erwarten - die unverzahnte Prüfdecke mit sechs

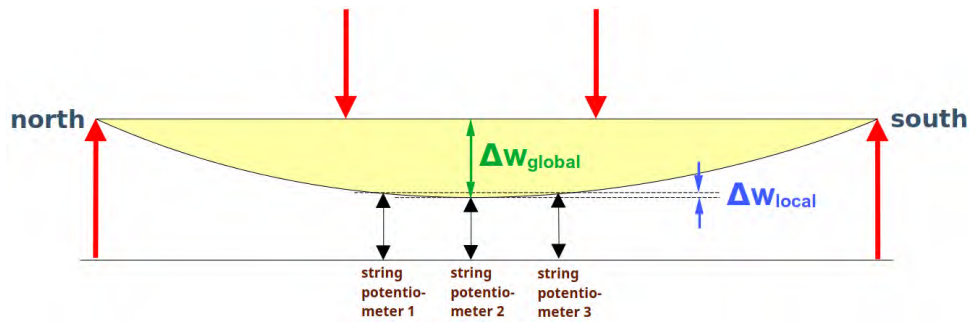


Bild 6.11: Zur Ermittlung des globalen Biege-E-Moduls (modulus of elasticity) wird die Gesamtdurchbiegung  $\Delta w_{global}$  (in grüner Farbe) gemessen. Zur Ermittlung des lokalen Biege-E-Moduls (local modulus of elasticity) wird die lokale oder differentielle Durchbiegung  $\Delta w_{local}$  (in blauer Farbe) gemessen. Nach EN 408 besteht die lokale oder differentielle Verschiebung aus der Differenz des Mittels der beiden äusseren Kabelpotentiometer und dem Kabelpotentiometer in der Mitte. Für das sogenannte lokale Biege-Elastizitäts-Moduls soll nach EN 408 die differentielle Durchbiegung  $\Delta w$  zwischen drei symmetrisch angeordneten Schnurpotentiometern (Bild 6.5) herangezogen werden.

Schrauben pro Vollholzlamelle die geringste Durchbiegung mitsichbringt (durchgehende, schwarze Linie in Bild 6.12). In den Kraft-Weg-Diagrammen mit gemittelten Wegen in Bild 6.13, Seite 104, ist das allerdings besser ersichtlich.

### 6.2.6 Gemittelte Kraft-Weg-Diagramme von den vier LVDT-Wegmessern und den drei Fadenpotentiometern bis zur Bruchlast

In den Biegebruchtests wurden vier hochsensible LVDT-Wegmesser in die Prüfdecke verbaut zusammen mit drei weniger sensiblen Seilzugsensoren. Es wurden also zwei Arten von Wegmessern benutzt:

1. **vier Stück LVDT-Wegmesser:** Diese messen die Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholz und Vollholzlamelle bei Belastung.
2. **drei Stück Seilzugpotentiometer:** Messen die Durchbiegung der Prüfdecke an drei Positionen. Die Seilzüge werden dabei in eine der mittleren Lamellen eingeschraubte, kleine Haken eingehängt. Dabei sollten Seilzug 1 und Seilzug 3 identische Ausschläge ergeben - sie sind symmetrisch angebracht. Da Seilzug 2 mittig am Träger angebracht ist, ergibt sich hier der größte Ausschlag/die größte Durchbiegung aller drei Seilzugpotentiometer.

Es werden für jede der vier Prüfdecken Kraft-Weg-Diagramme mit den gemittelten Wegen aus beiden Längenmesserarten erstellt - also zwei Kraft-Weg Diagramme pro Prüfdecke. Man würde erwarten daß bei Belastung die vier LVDT-Sensoren identische Ausschläge ergeben - dies traf nicht oder nur begrenzt zu. Da die gemessene Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknagge und Vollholz bei den vier angebrachten LVDT-Längenmessern bei den vier geprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken wider Erwarten unterschiedlich war, wurden die Längenänderungen dieser vier LVDT-Längenmesser gemittelt (also zusammengezählt und durch vier geteilt). Mit dieser nun gemittelten LVDT-Verschiebung wurde für jede der vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken ein Kraft-Weg-Diagramm erstellt wie in Bild 6.13, Seite 104 oben zu sehen. Aus Bild 6.13 oben können eine Reihe von Beobachtungen gemacht werden:

1. **Kraft-Weg-Diagramm Bild 6.13 oben:** Es ist die Kraft des Hydraulikzylinders über dem arithmetischen Mittel der Verschiebung der vier an den Ecken angebrachten LVDT-Längenmesser aufgetragen.
2. **höchste Bruchlast:** Die Holz-Beton-Verbunddecke mit symmetrischen Zähnen und sechs Vollgewindeschrauben 220x10mm wies die höchste Bruchlast von 140 kN auf (Bild 6.13 oben, gestrichelte, schwarze Linie). Wider Erwarten ist diese Decke aber nicht die steifste Decke. Die steifste Decke ist die verzahnte, mit vier Schrauben pro Lamelle (Bild 6.13 oben, gestrichelte, rote Linie). Zwei mögliche Erklärungen wären:

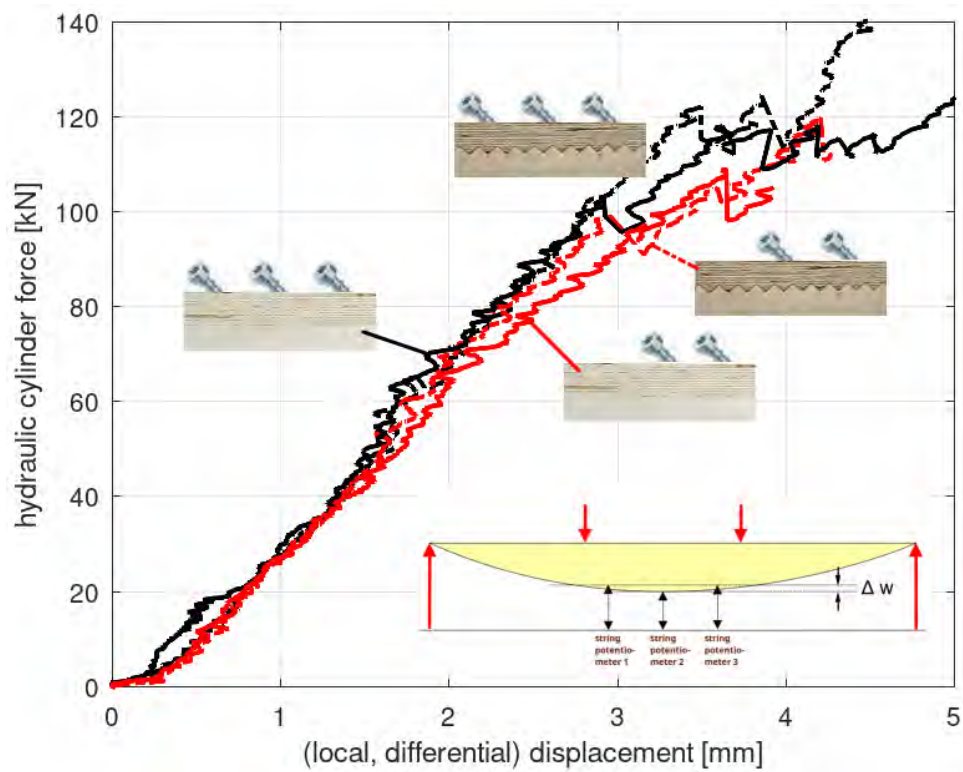


Bild 6.12: Kraft-Weg-Diagramme auf Basis der lokalen Verschiebung. Nach EN 408 besteht die lokale oder differentielle Verschiebung aus der Differenz des Mittels der beiden äusseren Kabelpotentiometer und dem Kabelpotentiometer in der Mitte.

- (a) die verzahnte, mit vier Schrauben pro Lamelle befestigte Knagge war besonders gut und spaltlos mit den Holzlamellen verbunden
  - (b) die Mörtelfuge der verzahnten, mit vier Schrauben pro Lamelle befestigte Knagge war besonders gut und ohne Leerraum über dem Querschnitt vergossen worden.
3. **niegrigste Bruchlast:** Die unverzahnte Holz-Beton-Verbunddecke mit vier Schrauben pro Lamelle (Bild 6.13 oben, rote Volllinie) weist die niedrigste Bruchlast von 108 kN auf.
  4. **Geringste Steifigkeit:** Wie erwartet ist die zahnlose Holz-Beton-Verbunddecke, die mit vier Schrauben pro Lamelle verschraubt ist (durchgehende, rote Linie in Bild 6.13 oben und unten) am wenigsten steif. Die Steigung der beiden Kraft-Weg-Kurven dieser Holz-Beton-Verbunddecke ist am niedrigsten.
  5. **Bruch einzelner Lamellen:** Zacken in der Kraft-Weg-Kurve (Bild 6.13, Seite 104) entstehen, wenn einzelne, schwächere Lamellen brechen, die restlichen Lamellen aber intakt bleiben und weiter belastet werden können. Einzelne Vollholzlamellen brachen z.B. bei Asteinschlüssen oder bei der Keilverzinkung des C24 Konstruktionsvollholzes, wenn die Keilverzinkung nahe der Mitte der Lamelle (beim höchsten Biegemoment) lagen. Bei Bruchlast brachen letztlich alle der 10 Vollholzlamellen durch Biegezug.
  6. **Höchste Steifigkeit:** Wider Erwarten ist die Steifigkeit/Steigung der mit vier Schrauben befestigten, verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke (Bild 6.13 oben, Seite 104, gestrichelte, rote Linie) etwas höher als die Steifigkeit/Steigung der mit sechs Schrauben befestigten, verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke (Bild 6.13, oben, gestrichelte schwarze Linie). Gründe können sein:
    - (a) **Fertigungstoleranzen:** Imperfektionen der Holzlamellen, Vergussfuge, Betondecke und Stahlbewehrung, oder mangelhaftes Vorspannen der Knagge mit Schraubzwingen beim Einschrauben sind alles Faktoren die die Steifigkeit der Decke beeinflussen können.
    - (b) **Fugenherstellung:** Die Vergussfuge kann Leerräume enthalten vor allem wenn der Vergussmörtel nicht genug fließt, oder aber zu flüssig ist und aus der Fuge nach unten entrinnt.

Im Fall der beiden verzahnten Prüfdecken mit vier und sechs Schrauben pro Holzlamelle hat also 'mehr Schrauben' nicht zu einer Erhöhung der Steifigkeit geführt.
  7. **Versagensmechanismus:** Bei allen vier geprüften Holz-Beton-Verbunddecken sind schrittweise einzelne Lamellen gebrochen. Die restlichen, noch ungebrochenen Lamellen konnten aber weiter belastet werden. Es tritt kein schlagartiger Bruch aller zehn Lamellen auf. In der Regel ist also die Bruchlast (das Maximum der Lastkurve) nicht für alle 10 verbauten Lamellen zutreffend, sondern nur für die verbliebenen 7 oder 8 qualitativ besseren Lamellen.
  8. **Durchschnittliche Bruchlast:** Der Mittelwert aller vier gestesteten Holz-Beton-Verbunddecken beträgt 121 kN (siehe Bild 6.13 oben, Seite 104, und Tabelle 6.2).
  9. **Biegebruch:** Alle vier getesteten Holz-Beton-Verbunddecken versagten identisch durch Biegezug wie in Bild 6.14, Seite 105 gezeigt. Weder die verzahnten noch die unverzahnten Schubknaggen waren in irgendeiner Weise beschädigt. Die 60mm dicken Betonelementdecken sind durch die Stempel leicht gewölbt worden, wiesen nur eine geringe Zahl von mit dem bloßem Auge gerade noch ersichtlichen Haarrissen auf, insbesondere in der Nähe der beiden Stempel.
  10. **Schraubverbindung:** Die Vollgewindeholzschrauben (Typ: Würth ASSYplus VG 4 CH, 10x220mm, mit bauaufsichtlicher Zulassung) versagen weder beim zahnlosen noch beim verzahnten Verbund.

Vergleicht man die gemittelten Ausschläge der vier LVDT-Wegmesser an den Knaggen mit der Durchbiegung der Fadenpotentiometer des Holz-Beton-Verbundes (Bild 6.13 oben und Bild 6.13 unten), so lässt sich folgendes feststellen:

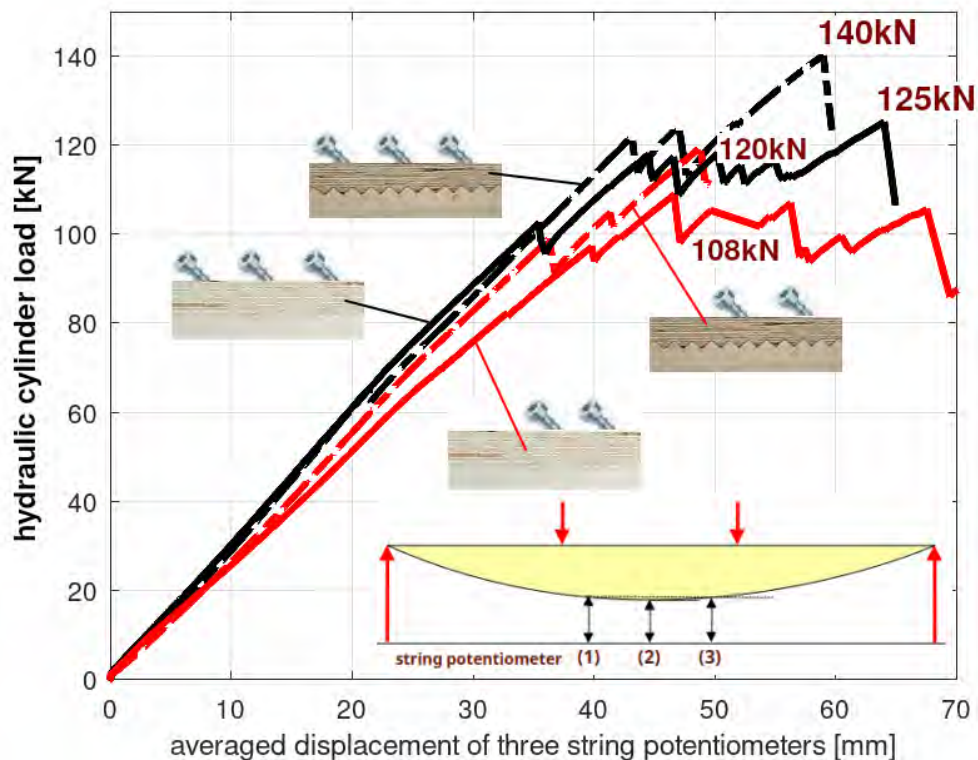
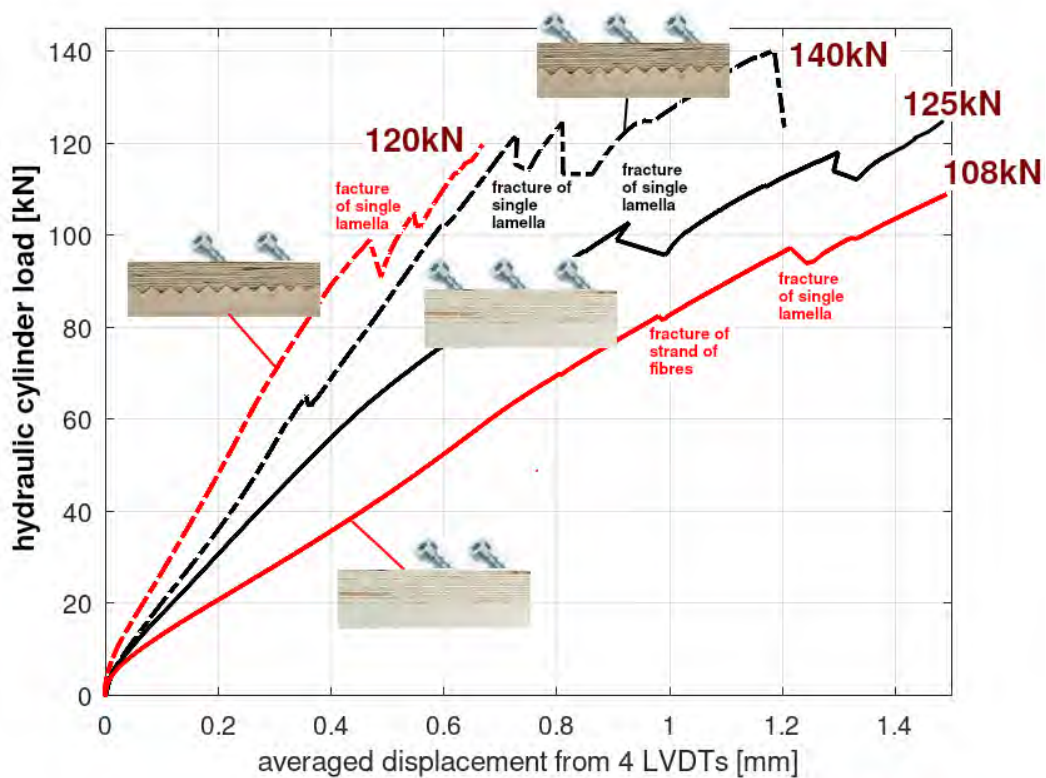


Bild 6.13: **Oben:** Kraft-Weg-Diagramm aus dem Mittel der vier LVDT-Wegmesser (Bild 6.6) für die vier biegebruchgeprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken. Wegmittlung durch Aufsummieren der vier Wege mit anschließendem Teilen durch vier. **Unten:** Kraft-Weg-Diagramm der drei Seilzugpotentiometer für die vier biegebruchgeprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken. Der Weg wurde gemittelt durch Aufsummieren der Messungen der drei angebrachten Seilzugpotentiometer/Seilzuglängenmesser mit anschließendem Teilen durch drei.



Bild 6.14: Alle vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken im 4-Punktbiegetest versagten durch Biegebruch. Alle Schubknaggen aus Mehrschichtfurnierholz blieben dagegen unversehrt. Ein Video eines der vier Biegetests ist auf <https://youtu.be/T0mGDKxsgi4> (zuletzt aufgerufen Mai 2025).

1. **Effekt Verzahnung:** Der verzahnte Verbund führt zu weniger Wegausschlag im Vergleich zum unverzahnten Verbund mit einer Ausnahme: Der zahnlose Verbund mit sechs Schrauben pro Lamelle ist besser/steifer (führt also zu weniger Ausschlag) als der verzahnte Verbund mit sechs Schrauben (Bild 6.13 unten, schwarze Volllinie). Wider Erwarten führt also die zahnlose Fuge mit sechs Schrauben 220x10mm pro Lamelle bei den Seilzugensensoren zur geringsten Durchbiegung (Bild 6.13 unten, schwarze Volllinie). Erwarten würde man die geringste Durchbiegung aber von der verzahnten Fuge mit sechs Schrauben (Bild 6.13 unten, schwarze, gestrichelte Linie). Erklärt werden kann die gute Steifigkeit der unverzahnten Decke mit der qualitativ besten Mörtelfuge dieser Decke - siehe Bild 6.16.
2. **Effekt zahnloser Verbund:** Der zahnlose Verbund mit nur vier Schrauben (anstatt sechs) pro Lamelle ist sowohl bei den LVDT-Wegmessern als auch bei den Seilzug-Wegmessern am wenigsten steif, d.h. führt zu den grössten Verschiebungen (Bild 6.13 unten, rote Volllinie, und Bild 6.13 oben, rote Volllinie).
3. **Bester Verbund:** Der verzahnte Verbund mit vier Schrauben pro Lamelle führt wider Erwarten bei den LVDT-Sensoren zur geringsten Verschiebung (6.13 oben, gestrichelte, rote Linie), ist aber bei den Seilzug-Wegen nur an dritter Stelle (Bild 6.13 unten, gestrichelte, rote Linie).

Die Verschiebungen an der Knagge verhalten sich also meist, aber nicht immer unisono mit den Durchbiegungen der Decke.

### 6.2.7 Nichtlinearitäten im Kraft-Weg-Diagramm

Daß in den Kraft-Weg-Diagrammen Nichtlinearitäten eine Rolle spielen, läßt sich am durchschnittlichen Weg der vier horizontalen LVDT-Wegmesser bei unverzahntem und verzahntem Verbund mit sechs Schrauben pro Lamelle beobachten. Die gemittelte Längenänderung an den vier LVDT-Wegmessern bei verzahnter und unverzahnter 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 60kN ist in Bild 6.15 in einem Kraft-Weg-Diagramm dargestellt. Aus Bild 6.15 läßt sich folgendes herauslesen:

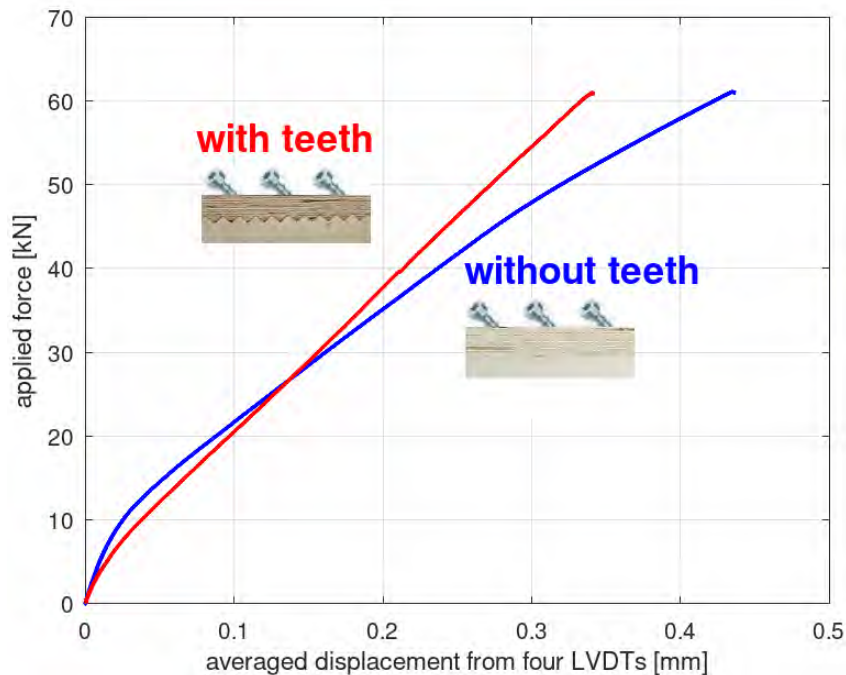


Bild 6.15: Gemittelte Längenänderung aus den vier LVDT-Längensensoren bei verzahnter (rote Linie) und unverzahnter (blaue Linie) 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 60kN. Jede der 10 Holzlamellen wurde an der Knagge mit drei Vollgewindeschrauben 220x10mm befestigt (insgesamt sechs Schrauben pro Lamelle).

1. **Belastung unter 25 kN:** Hier erzeugt die **zahnlose** Holz-Beton-Verbunddecke im Durchschnitt eine kleinere Verschiebung zwischen Mehrschichtfurnierholzknagge und Holzlamelle als die verzahnte Holz-Beton-Verbunddecke.
2. **Belastung über etwa 25 kN:** Nun erzeugt die **verzahnte** Holz-Beton-Verbunddecke im Durchschnitt kleinere Verschiebungen zwischen Mehrschichtfurnierholzknagge und Holzlamelle - die erwartete, höhere Steifigkeit des verzahnten Verbundes greift also erst ab einer bestimmten Last. Unterhalb dieser Grenzbelastung führt die Verzahnung zu keiner Erhöhung der Steifigkeit.

Zusammenfassend führt der verzahnte Verbund wie erwartet zu kleineren relativen Verschiebungen zwischen Mehrschichtfurnierholzknagge und Vollholzlamelle als der zahnlose Verbund. Allerdings tritt dieser Effekt erst ab einer Anfangsbelastung ein, die in Bild 6.15 etwa 25 kN beträgt.

### 6.2.8 Imperfektionen der Mörtelfuge

Die 60mm-Betondecken wurden nach den Biegetests von den Holzlamellen entfernt und die Ausbildung der Quellmörtelfugen wurde begutachtet wie in Bild 6.16, Seite 107 gezeigt. Es stellte sich heraus, daß von allen vier geprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken nur die unverzahnte, mit sechs Schrauben pro Lamelle befestigte Holz-Beton-Verbunddecke, eine vollständig ausgegossene Quellmörtelfuge besaß (siehe dritte Betondecke von oben in Bild 6.16, Seite 107). Dies erklärt, warum die unverzahnte Decke mit sechs Schrauben pro Lamelle die höchste Steigung im Kraft-Weg-Diagramm erreichte und sogar geringfügig steifer war als die verzahnte Decke mit sechs Schrauben pro Lamelle. Bild 6.17, Seite 107 zeigt, daß der Quellmörtel nicht immer bis auf den Lamellengrund durchläuft. Die Konsistenz und Fließfähigkeit des Mörtels spielt also für die Qualität der Mörtelfuge eine große Rolle. Die unzureichende Befüllung der Mörtelfuge zwischen Schubknagge und Betondecke liess sich auch nach der Demontage der Knaggen beobachten. In Bild 6.18 sind vier Knaggen der vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke nebeneinanderstellt, um die unzureichende Befüllung der Quellmörtelfuge bei drei der vier Decken zu demonstrieren.



Bild 6.16: Ausbau der Betondecken nach den Biegetests. Die Mörtelfuge war in drei von vier Holz-Beton-Verbunddecken nicht komplett befüllt und wies Hohlräume auf. Die unverzahnte Decke mit sechs Schrauben pro Lamelle (dritte Decke von oben) war als einzige vollständig befüllt. Dies erklärt die höchste Steifigkeit dieser Decke.



Bild 6.17: Die 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle nach dem Biegebruch im 4-Punktbiegetest nach dem Abschrauben der Schubknagge. Sowohl die Lamellenzähne als auch die Knaggenzähne sind völlig intakt. Der schwundlose Mörtel floß auf der linken Seite nicht komplett in den 5mm-Spalt. Mörtelfuge identisch mit der in Bild 6.16 rechts unten.



Bild 6.18: Vier Knaggen (einer Seite) der vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke nebeneinanderstellt, um die unzureichende Befüllung der Quellschicht zu zeigen. Nur die unverzahnte Knagge mit sechs Schrauben pro Lamelle (zweite Knagge von links) war ausreichend mit Quellschicht befüllt und prompt wies diese die höchste Steifigkeit auf.

### 6.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen aus den Biegetests

Die vier streifenförmigen Holz-Beton-Verbunddecken mit den Maßen 600x5000x220mm nach erfolgtem Biegebruch sind in Bild 6.19, Seite 109 zu sehen. Die vom Hydraulikzylinder aufgebraachte maximale Kraft beim Bauteilversagen ist in Tabelle 6.2, Seite 109 zusammengefasst. Aus den Biegeversuchen von vier Holz-Beton-Verbunddecken mit den Maßen 600x5000x220mm lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

1. **Biegezugbruch im Zuggurt:** Alle vier Prüfdecken versagten ausschliesslich durch Biegezugbruch der 260x60x5000mm Holzlamellen. Betondecke, Schubknaggen und Schraubverbindungen blieben unversehrt.
2. **Kein schlagartiger Bruch:** Versagen durch Biegezugbruch der Holzlamellen tritt schrittweise ein - es brechen zuerst einzelne, schwächere Holzlamellen bis die restlichen, noch unversehrten Holzlamellen auch versagen.
3. **Steifigkeit:** Verzahnte Holz-Beton-Verbunddecken sind steifer als unverzahnte Holz-Beton-Verbunddecken. Als steifste Decke erwies sich hier allerdings eine unverzahnte Decke, die mit sechs Schrauben pro Lamelle verschraubt war. Der Grund für das gute Abschneiden dieser unverzahnten Holz-Beton-Verbunddecke war, daß die Mörtelfuge bei dieser Prüfdecke als einzige perfekt ausgefüllt war, während die Mörtelfugen bei den anderen drei Holz-Beton-Verbunddecken nicht vollständig befüllt waren und Hohlräume aufwiesen.
4. **Messung der Durchbiegung:** Die Ermittlung des Biege-E-Moduls nach EN 408 erfordert hochpräzise Längenmessungen mit LVDT-Sensoren, um die lokale (nicht die globale) Durchbiegung zu ermitteln. Seilzugpotentionmeter erwiesen sich als zu ruckelig.
5. **Bruchlasten:** Die Bruchlast für die vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken waren 120 kN, 140 kN, 125 kN und 108 kN wie in Tabelle 6.2 zusammengefasst.



Bild 6.19: Die vier streifenförmigen Holz-Beton-Verbunddecken mit dem Maßen 600x5000x220mm die in 4-Punktbiegetests bis zum Bruch belastet wurden. Bruchkräfte zusammengefasst in Tabelle 6.1, Seite 87.

6. **Qualität der Mörtelfuge:** Die 5mm-Mörtelfuge war in drei von den vier getesteten Holz-Beton-Verbunddecken ungenügend ausgefüllt und wies unerwünschte Hohlräume auf. Die Fließfähigkeit des Quellmörtels muß so eingestellt sein, dass ein vollständiges Befüllen der Fuge gewährleistet wird. Eventuell sollte man die Fuge vergrößern (etwa von 5 auf 10 mm), um das vollständige Befüllen mit Quellmörtel besser beobachten zu können.

Nr. der Prüfdecke	Zähne ja/nein	Anzahl Schrauben 220x10mm pro Lamelle	Bruchlast
1	Ja	6	140 kN
2	Nein	6	125 kN
3	Ja	4	120 kN
4	Nein	4	109 kN
			<b>121 kN (Mittelwert)</b>

Tabelle 6.2: Vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken wurden einem 4-Punktbiegetest nach EN 408 unterzogen. Die vier geborstenen Decken sind in Bild 6.19, Seite 109 zu sehen.

# Kapitel 7

## Rechnerische Abbildung des 4-Punkt-Biegeversuchs im Stabwerksmodell

Um das unerwartete Bruchverhalten der Holz-Beton-Verbunddecke nachvollziehen zu können, wird im Folgenden der Prüfaufbau mit einem Stabwerksprogramm rechnerisch erfasst (Grosse et al. [2003]). Die ermittelten Verformungen und inneren Beanspruchungen werden mit den im Versuch beobachteten Werten verglichen.

### 7.1 Statisches System

Im Laborversuch lagen die gelenkigen Auflager mit Abstand von 235 mm zum Prüfkörperende. Da im Stabwerk die Regellänge der Stabelemente bei 200 mm lag, wurde der Abstand der Lagerung zum Bauteilende auf 240 mm aufgerundet, wie in Bild 7.1, Seite 110 skizziert.

### 7.2 Material- und Querschnittskennwerte

Die 600x5000x220mm Prüfdecke besteht aus einem Massivholzelement in Brettstapelbauweise aus 10 Bohlen in Nadelholz C24 jeweils mit dem Querschnitt  $b / h = 6 / 16$  cm wie in Bild 7.2, Seite 111 illustriert. An den beiden Enden des Massivholzelements wurde eine Furnierschichtholzplatte „Steico LVL R“ mit 10 x 3 Vollgewindeschrauben Würth „ASSY plus VG4CH 10/220“ aufgeschraubt. Die Schubknagge besteht aus Furnierschichtholz Fichte mit Faserverlauf in Elementlängsrichtung. Die Platte hatte eine Dicke von 66 mm (d.h. 22 Furnierschichten) und wurde für die nichtverzahnte Version der

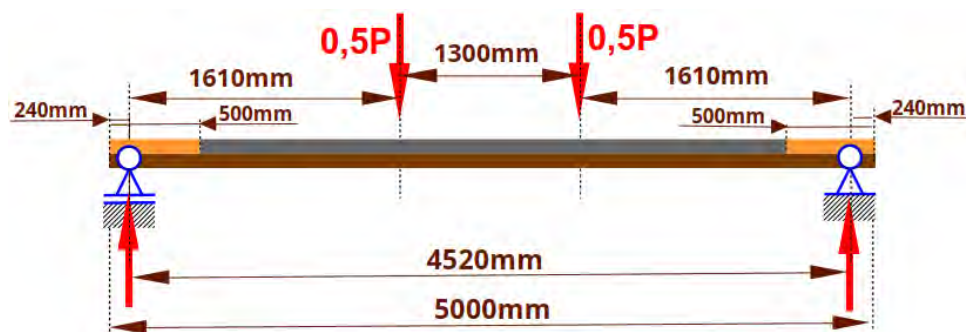


Bild 7.1: Statisches System für die Vergleichsberechnung im Stabwerksmodell.

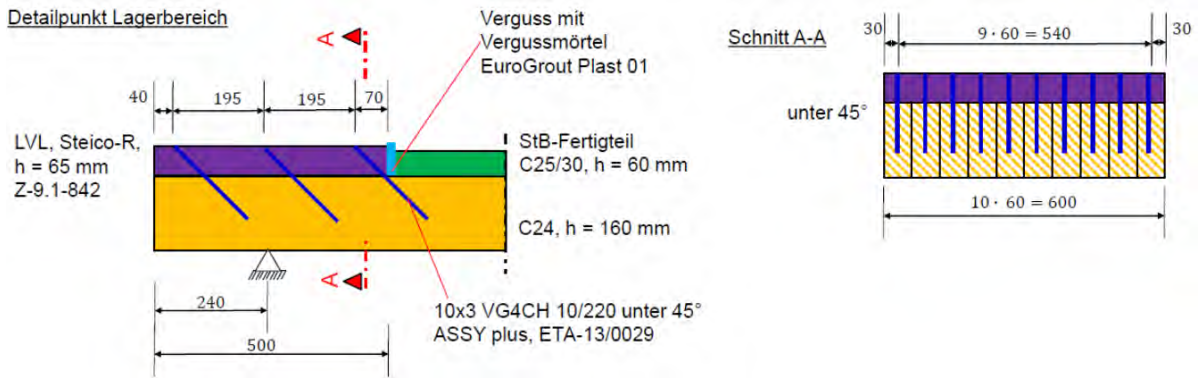


Bild 7.2: Bauteilquerschnitte und Materialgüten der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im 4-Punktbiegetest.

Schubknagge von ursprünglich 75 mm auf 65 mm maschinell heruntergehobelt<sup>1</sup>. Die Verschraubung erfolgte von der Furnierschichtholzplatte in die Vollholzbohlen mit Vollgewindeschrauben unter 45° zur Elementachse. Horizontalkräfte aus der Furnierschichtholzplatte werden unter Ausnutzung der Schraubenzugfestigkeit in die Vollholzbohlen abgeleitet. Die Schraubenachsen sind zum Elementende hin steigend angeordnet. Zwischen den beiden Schubknaggen an den Elementenden ist über den verbleibenden 4,00 m Zwischenraum eine Elementdecke aus Stahlbeton in C25/30 mit Gitterträger eingelegt. Die Betondecke mit den Abmessungen  $b/h = 60/6$  cm ist mittig mit einem Gitterträger der Marke Filigran vom Typ E11-6610 ausgestattet. Als Bewehrung in die Betondecke wurde Betonstahl BSt500

- in Längsrichtung mit  $a_{s,l} = 3,35 \frac{m^2}{m}$  und
- in Querrichtung mit  $a_{s,q} = 1,23 \frac{m^2}{m}$  eingelegt.

Um einen Kraft- sowie Formschluss zwischen Fertigteil- und Furnierschichtholzplatte zu erreichen, wurde die Stoßfuge der beiden Platten mit Vergussmörtel „EuroGrout Plast 01“ verfüllt.

### 7.3 Stabwerksmodell

Das statische System der Holz-Beton-Verbunddecke wurde als Stabwerk modelliert. Dazu wird das Brettstapelelement als Stabelement mit Vollholzquerschnitt C24,  $b/h = 60/16$  cm abgebildet. Die Furnierschichtholzplatte wird als Vollquerschnitt Steico-R,  $b/h = 60/6,5$  cm erfasst. Die Betonplatte wird unter Vernachlässigung des Gitterträgers und der Betonstahlbewehrung als Vollplatte in Beton C25/30 mit  $b/h = 60/6$  cm modelliert. In Längsrichtung werden die Stabelemente in Regellängen von 20 cm unterteilt, nur im Auflagerbereich wird davon abgewichen, um die genaue Lage der Schrägverschraubung zu erfassen. Die Massivholzstabelemente werden nach oben an die Furnierschichtholzelemente und die Stahlbetonfertigteilelemente über Koppelstäbe angebunden.

#### Verschiebungsmodul/Längsnachgiebigkeit 220x10mm Vollgewindeschraube bei 45°:

Die Gewindelänge der 220x10mm Vollgewindeschraube im Steico-R ergibt sich aus Höhe Steico-R  $\times \sqrt{2}$ :

$$l_{ef,Steico} = 65mm\sqrt{2} - 10mm = 82mm \quad (7.1)$$

Gewindelänge Vollgewindeschraube im 160mm hohen Konstruktionsvollholz:

$$l_{ef,C24} = 220mm - 65mm\sqrt{2} - 10mm = 118mm \quad (7.2)$$

Verschiebungsmodul  $K_{ser,Steico}$  für den Gewindeteil im Steico-R:

$$K_{ser,Steico} = 780 \times 10^{0.2} \times 82^{0.4} = 7205 \frac{N}{mm} = 7205 \frac{kN}{m} \quad (7.3)$$

<sup>1</sup>Demn bei der verzahnten Version der ursprünglich 75mm hohen Steico LVL fällt die Knagge um 10 mm in die Gegenverzahnung.

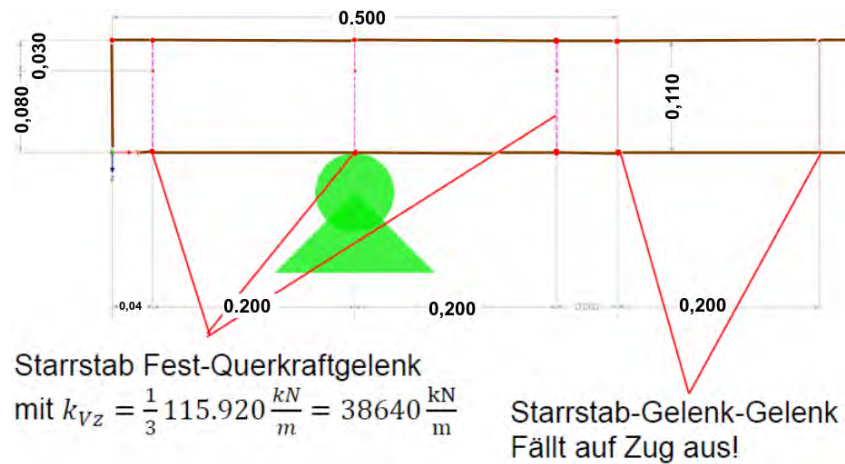


Bild 7.3: Details des Stabwerksmodells an den beiden Auflagern.

Das Verschiebungsmodul  $K_{ser,C24}$  für den Gewindeteil im Nadelholz C24 ist

$$K_{ser,C24} = 780 \times 10^{0.2} \times 118^{0.4} = 8334 \frac{N}{mm} = 8334 \frac{kN}{m} \quad (7.4)$$

Das Verschiebungsmodul der Vollgewindeschraube im gesamten Querschnitt (von C24 und Steico-R) erhält man durch Summation der Kehrwerte:

$$K_{ser,gesamt} = \frac{1}{\frac{1}{7205} + \frac{1}{8334}} = 3864 \frac{kN}{m} \quad (7.5)$$

Dieses Verschiebungsmodul gilt für eine einzelne Schraube. Der gesamte Anschluss besitzt 3x10 Schrauben und damit ist das Verschiebungsmodul für den gesamten Anschluß mit 30 Schrauben:

$$K_{ser,gesamt,10x3} = 10 \times 3 \times 3864 \frac{kN}{m} = 115920 \frac{kN}{m} \quad (7.6)$$

Bei den Koppelstäben zwischen den Massivholzstabelementen und den Stabelementen der Betondecke handelt es sich um starre Gelenkstäbe, die nur Druck aufnehmen können und auf Zug ausfallen. Die Koppellemente im Bereich der Schrägverschraubung zwischen Massivholzplatte und Furnierschichtholzplatte besitzen eine Querverfedersteifigkeit die sich aus der Nachgiebigkeit der Schraubenverbindung ergibt wie in Bild 7.3, Seite 112 illustriert.

- **Lastfall 1:** Die Belastung der Holz-Beton-Verbunddecke ergibt sich zum einen aus den Eigengewichtslast, die in Lastfall 1 erfasst wird (Bild 7.4, Seite 113).
- **Lastfall 2:** Hier wird die Prüflast erfasst. Dabei wurde der Grundwert jeder Einzellast zu 10 kN eingegeben. Die Laststeigerungen können im Programm dann über einen Laststeigerungsfaktor für den Lastfall 2 eingegeben werden (Bild 7.5, Seite 113).

Solange sich das System linear-elastisch verhält, kann die Durchbiegung in Abhängigkeit der Prüflast wie folgt berechnet werden.

$$w_m = \frac{8,8mm}{2 \times 10kN} \times P_{pruef} = 0.44 \frac{mm}{kN} \times P_{pruef} \quad (7.7)$$

Stellt man die Last-Verformungskurve aus der Berechnung und aus den Versuchen zusammen, ergibt sich eine erstaunlich gute Übereinstimmung wie in Bild 7.6, Seite 114 an der lilafarbenen Linie ersichtlich.

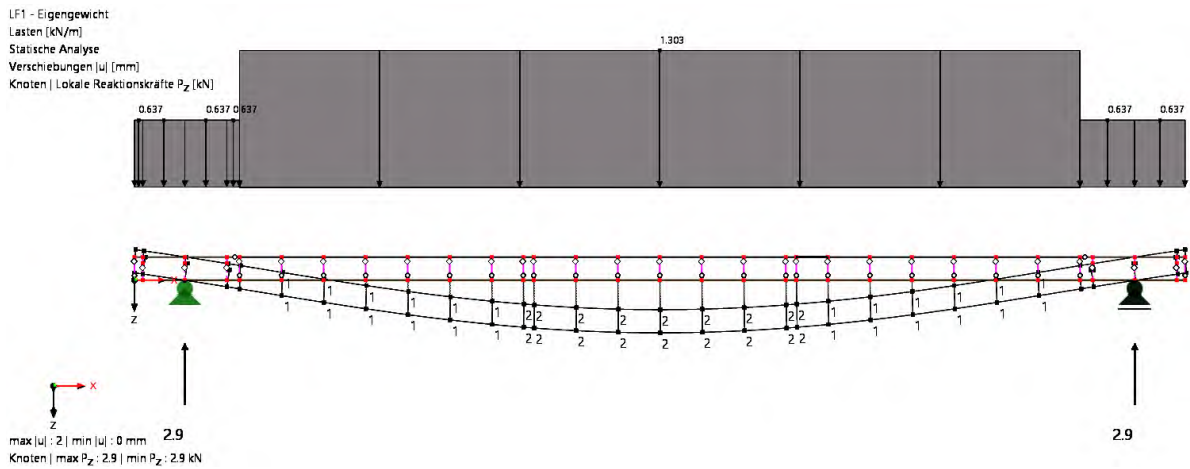


Bild 7.4: Holz-Beton-Verbunddecke unter Lastfall 1 (Eigengewicht) ständige Last (Res.=5,8kN oder 580kg, Durchbiegung 2mm).

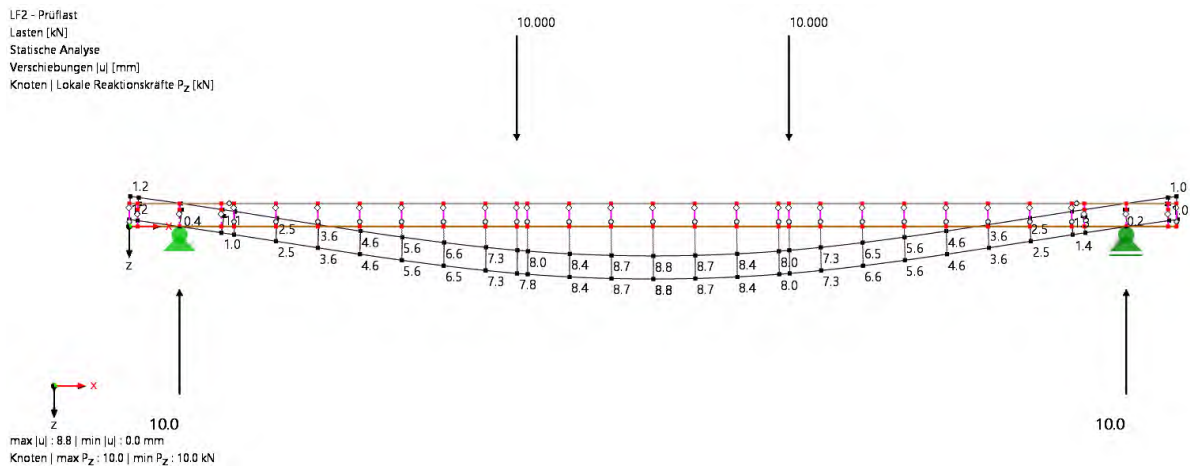


Bild 7.5: Holz-Beton-Verbunddecke unter Lastfall 2 (Prüflast)  $2 \times P = 2 \times 10,0$  kN. Die Prüflast beträgt 10 kN an jedem der beiden Kräfteinleitungspunkte im Vierpunkttest. Durchbiegung = 8,8 mm in der Feldmitte.

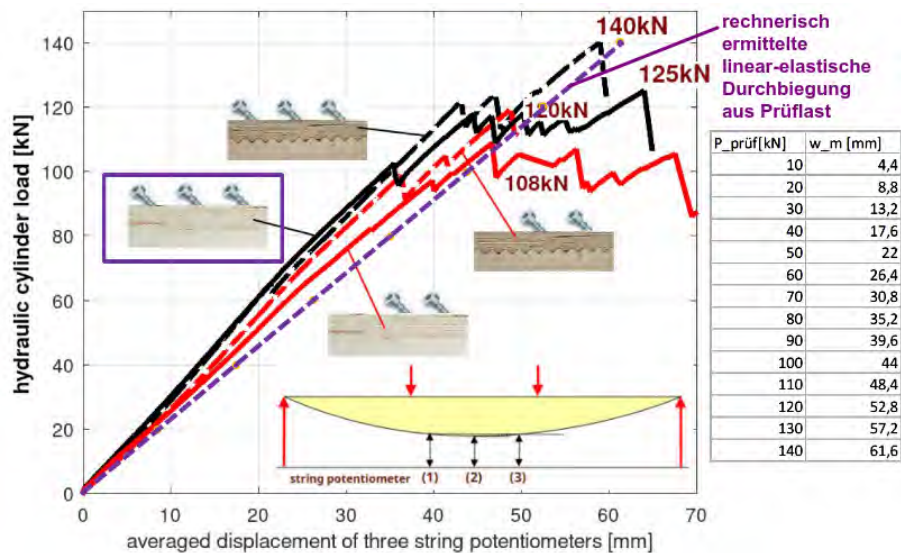


Bild 7.6: Last-Verformungskurven aus den Laborversuchen und der Berechnung. Gestrichelte Linie in lila: Rechnerische Durchbiegung aus Prüflast.

### 7.3.1 Untersuchung des Bruchverhaltens

In den Versuchen kommt es, völlig unabhängig von der Verschraubungsart der Furnierschichtholzplatten an den Elementenden, immer zu einem Biegezugbruch der Brettstapeldecke. In der Berechnung ergibt sich jedoch als schwächstes Glied der Konstruktion die Schrägverschraubung der Furnierschichtholzplatte. Um das unterschiedliche Bruchverhalten zwischen Versuch und Rechenmodell beurteilen zu können, wird die Berechnung mit der mittleren Bruchlast aus den Versuchen  $P_u = 125 \text{ kN}$  durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse werden Bauteil für Bauteil mit den realen Versuchsergebnissen verglichen (Bild 7.7, Seite 115). Eine genauere Untersuchung der Stahlbetonfertigteileplatte nach dem Bruch zeigt, dass die Betonplatte im Bereich der Einleitungspunkte der Prüflast Risse aufweist.

Die Risse (Bild 7.8, Seite 115) lassen sich dadurch erklären, dass im Bereich der Lasteinleitung die Stahlbetonplatte das Maximum der Biegemomentenbeanspruchung erleidet. Die Längsbewehrung der Platte liegt bei einer Betondeckung von  $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$  fast mittig im 6 cm dicken Fertigteilschnitt und kann daher wenig zum Abtrag des Biegemoments beitragen. Infolge der Risse entsteht an den Lasteinleitungspunkten jeweils ein Momentengelenk. Die Stahlbetonplatte wirkt daher zwischen den Momentengelenken als reiner Druckstab. Infolge dieser Erkenntnis wurde das Stabwerksmodell angepasst. Im Folgenden werden daher auch im Stabwerksmodell Momentengelenke an den beiden Lasteinleitungspunkten eingeführt und die Beanspruchungen im Querschnitt des umgelagerten Systems ermittelt. Damit ergeben sich im Bruchzustand die in Abbildung 7.9, Seite 116 dargestellten, neuen Schnittgrößen im Rechenmodell.

Wie den Schnittgrößenverläufen in Bild 7.9, Seite 116 zu entnehmen ist, trägt die Stahlbetondecke im Bereich der Bruchlast nahezu nur auf Druck. Die Massivholzdecke trägt dagegen auf Zug und Biegung. Die Druckkraft aus der Betondecke wird an den Elementenden über den Fugenverguss hinweg in die Furnierschichtholzplatte als Druck eingeleitet. Von dort tragen die Schrauben der 3x10 Schrägverschraubung die Last in das Brettstapelelement, wo sich die Druckkraft aus der Betondecke mit der Zugkraft aus dem Massivholzelement kurzschließt. Eine rechnerische Untersuchung der Schraubenverbindung zeigt jedoch, dass die rechnerische Tragfähigkeit der Schraubenverbindung mit  $R_u = 225 \text{ kN}$  nicht ausreicht um die Druckkraft aus der Betondecke  $D_u = 299,4 \text{ kN}$  nach unten abzuleiten. Die Tragfähigkeit der Schrägschraubenverbindung muss in der Realität also viel höher sein als die Rechnung vorhersagt. Nach dem Bruch zeigen die Prüfkörper im Bereich der Verschraubungen keinerlei Verformungen oder Schädigungen. Es liegt nahe, dass die rechnerische Nachweisführung für die Schrägschraubenverbindung zu konservativ ist. Offensichtlich erzeugt die Zugkraft in der Schrägschraubenverbindung als Reaktion eine Kontaktdruckkraft, die in der Fuge zwischen Furnierschichtholzplatte (Unterseite) und Brettstapelelement (Oberseite) wirkt. Die Druckkraft

Bruchlast:  $1,0 \cdot g_k + P_{\text{prüf,bruch}}$  mit  $P_{\text{prüf,bruch}} = 2 \cdot 62,5 \text{ kN} = 125 \text{ kN}$

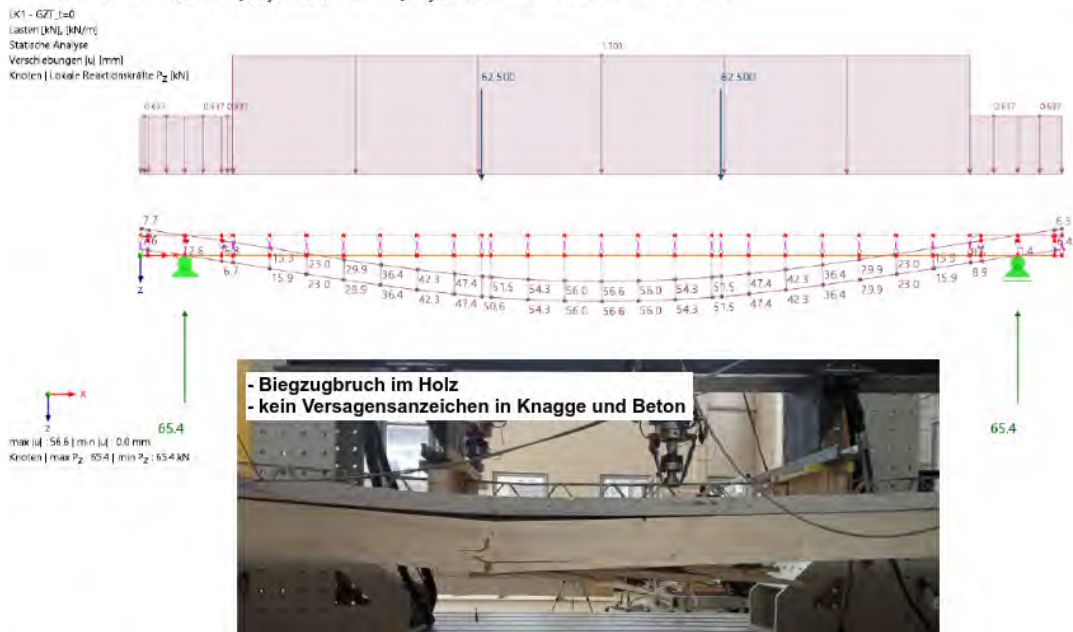


Bild 7.7: **Oben:** Rechenmodell unter Bruchlast (Durchbiegung 57mm). **Unten:** Foto aus dem Laborversuch nach Bruch.

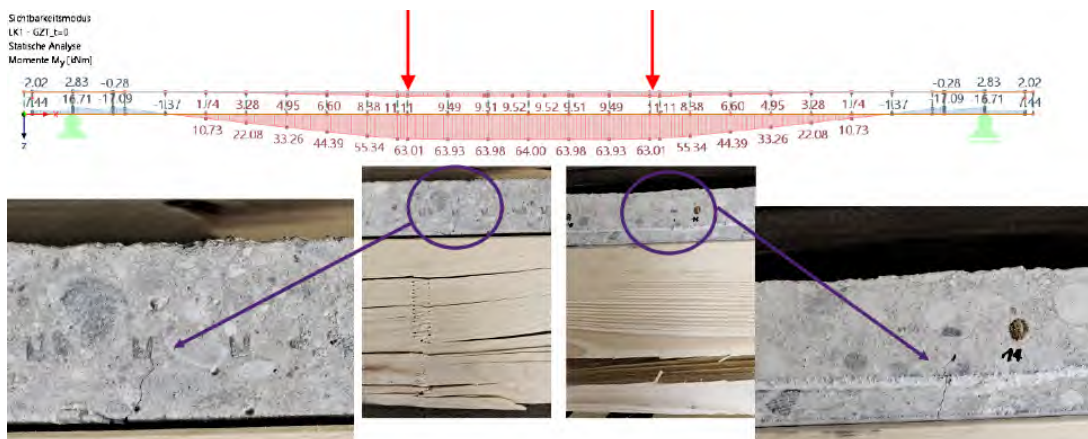


Bild 7.8: Risse im Stahlbeton. An der Stelle der punktuellen Einleitung der Prüflast im 4-Punkttest entsteht ein Momentengelenk in der Betonplatte. Es kommt zu einer Umlagerung des Biegemoments zum Holzquerschnitt.

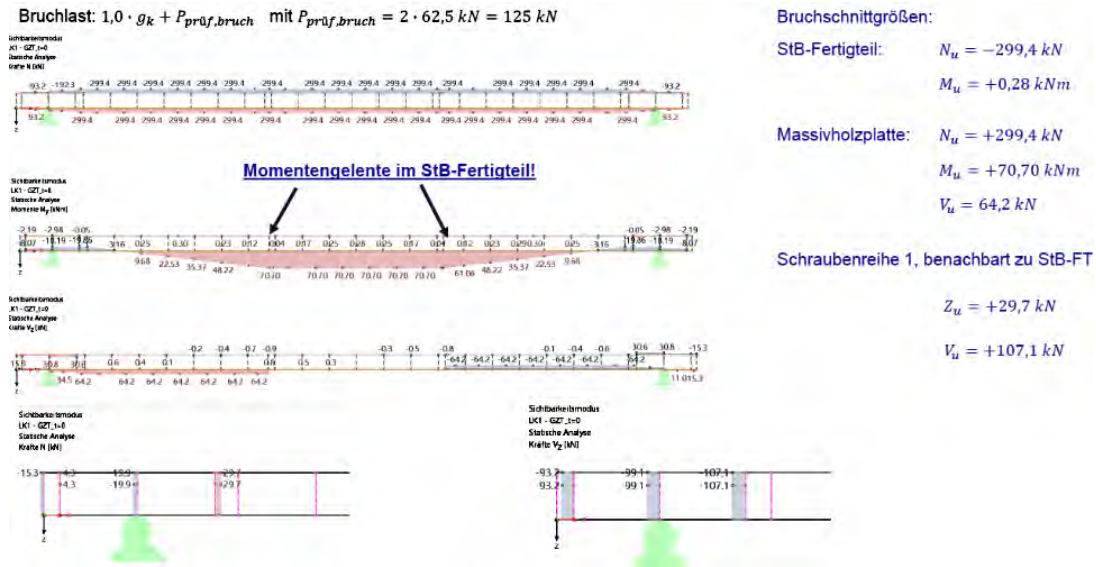


Bild 7.9: Schnittgrößen im Stabwerksmodell mit Momentengelenken im Stahlbeton unter Bruchlast.

in dieser Fuge ermöglicht die Übertragung einer Reibungskraft. Diese Reibung kann damit zusätzlich zu den Schrauben einen weiteren horizontalen Lastanteil von der Furnierschichtholzplatte in die Massivholzplatte ableiten. In der Literatur wird der Reibbeiwert für Holz/Holz (parallel und quer zur Faser) mit  $\mu = 0,4 \dots 1,0$  angegeben (Andrej [2024], Seite 4.21). Selbst wenn man nur den unteren Grenzwert des Reibbeiwerts mit  $\mu = 0,4$  annimmt, ergibt sich eine ausreichende Tragfähigkeit der Schrägverschraubung, mit der man das Ergebnis aus dem Versuch erklären könnte. Dass nämlich im Bruchzustand eine horizontale Last von  $D_u = 299,4 \text{ kN}$  (Bild 7.9 rechts oben) über die Schraubverbindung übertragen werden kann, ohne dass die Verbindung versagt.

### 7.3.2 Rechnerische Tragfähigkeit der $3 \times 10$ Schrägschraubenverbindung

Die rechnerische Tragfähigkeit der  $3 \times 10$  Schrägverschraubung an den Enden der rückbaubaren HBV-Decke ist in Bild 7.10, Seite 117 zusammengefasst.

### 7.3.3 Rechnerische Tragfähigkeit der $3 \times 10$ Schrägschraubenverbindung mit Berücksichtigung von Reibung

Die rechnerische Tragfähigkeit der  $3 \times 10$  Schrägverschraubung an den Enden der rückbaubaren HBV-Decke unter zusätzlichem Ansatz der Reibung in der horizontalen Kontaktfuge zwischen Schubknagge und Vollholz ist in Bild 7.11, Seite 117 zusammengefasst.

### 7.3.4 Druck und Biegemoment im Beton

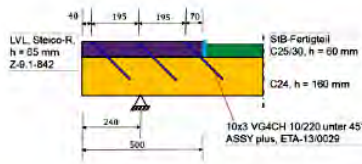
Nachdem die hohe tatsächliche Tragfähigkeit der Schrägschraubverbindung geklärt ist, können die maximalen Beanspruchungen in den weiteren Bauteilen im Stabwerksmodell genauer betrachtet werden. In der Betondecke ergeben sich nach der Ausbildung der Risszonen unter den Lasteinleitungsbereichen nahezu reine Drucktragwirkungen:

- Beanspruchung im Stahlbeton C25/30:  $N_u = -299,4 \text{ kN}$  und  $M_u = 0,28 \text{ kNm}$
- Querschnittsfläche Stahlbeton  $A = 6 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$

Damit ergeben sich die Spannungen  $\sigma_{o,u}$  mit

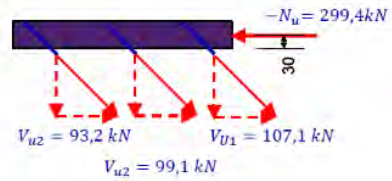
$$\sigma_{o,u} = \frac{-299,4 \text{ kN}}{360 \text{ cm}^2} \pm \frac{0,28 \text{ kNm}}{360 \text{ cm}^2} \quad (7.8)$$

oder  $\sigma_{o,u}$



$$l_{ef,Korto} = 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

$$l_{ef,C24} = 220 \text{ mm} - 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 118 \text{ mm}$$



### Schraubentragfähigkeit in Steico LVL-R gem. abZ-9.1-842

Für Holzschrauben mit einem Durchmesser von 5 mm  $\leq d \leq 12$  mm beträgt der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit aus dem Furnierschichtholz:

$$F_{ax,z,RR} = \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot 13 \cdot d_{ef} \cdot f_{axk}}{(1,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)^{0,8}} \cdot \left(\frac{p_k}{350}\right)^{0,8} \quad (22)$$

$$\bar{F}_{ax,z,RR} = \frac{n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 15 \cdot 10 \cdot 82 \cdot \left(\frac{480}{500}\right)^{0,8}}{1,5 \cos^2 45^\circ + \sin^2 45^\circ} = n_{ef} \cdot 9524 \text{ N} = n_{ef} \cdot 9,52 \text{ kN}$$

$$\bar{F}_{ax,z,RR} = 9,52 \text{ kN} \leq F_{t,RR} = 32,0 \text{ kN}$$

#### Verbindungen mit Holzschrauben

Für Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben (siehe Bild 2) gilt:

- Verbindung mit gekreuzten Schraubepaaren:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot (F_{t,RR} + F_{t,RR}) \cdot \cos \alpha \quad (20)$$

- Verbindung mit parallel angeordneten, geneigten Schrauben:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot F_{t,RR} \cdot (\cos \alpha + 0,25 \cdot \sin \alpha) \quad (21)$$

Hierin bedeuten:

$n_{ef}$  Wirksame Anzahl der in Kraftrichtung hintereinander angeordneten, gekreuzten Schraubepaare oder parallel angeordneten, geneigten Schrauben in der Verbindung,  $n_{ef} = \min(n^{0,9}, 0,9 \cdot n)$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 9,52 \text{ kN} \cdot (\cos 45^\circ + 0,25 \sin 45^\circ)] = 228 \text{ kN}$$

### Schraubentragfähigkeit in C24 gem. ETA-11/0190

#### A.1.3.1 Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

Der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit ist bei Schrauben, die in Vollholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettschichtholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettspertholz oder Furnierschichtholz mit einem Winkel zur Faserrichtung von  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  eingedreht werden, nach Gleichung (1.5) zu ermitteln:

$$F_{ax,z,RR} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{axk} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{p_k}{350}\right)^{0,8} \quad (1.5)$$

$f_{axk}$  Charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von 350 kg/m<sup>3</sup>

$f_{axk} = 12,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit 3,0 mm  $\leq d \leq 5,0$  mm

$f_{axk} = 11,5 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit 6,0 mm  $\leq d \leq 7,0$  mm und ASSY Isotop Schrauben

$f_{axk} = 11,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d = 8,0$  mm

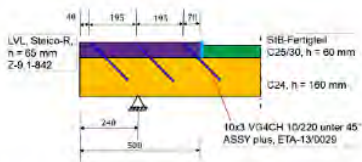
$f_{axk} = 10,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d \geq 10,0$  mm.

$$F_{ax,z,RR} = n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 118 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = n_{ef} \cdot 11.800 \text{ N} = n_{ef} \cdot 11,8 \text{ kN}$$

$$\bar{F}_{ax,z,RR} = 11,8 \text{ kN} \leq F_{t,RR} = 32,0 \text{ kN}$$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 11,8 \text{ kN} \cdot \cos 45^\circ] = 225 \text{ kN}$$

Bild 7.10: Rechnerische Tragfähigkeit der 3×10 Schrägschraubenverbindung an den Enden der rückbaubaren HBV-Decke.



$$\sum H = 0; 3 \cdot \alpha \cdot \frac{-N_u}{3} + \mu \cdot \alpha \cdot (-N_u) = -N_u$$

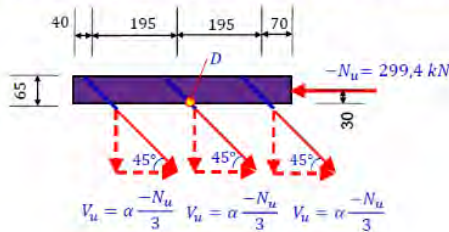
$$\Rightarrow \alpha = \frac{1}{1 + \mu}$$

**Z.B. Annahme**  $\mu = 0,4 \Rightarrow \alpha = 0,714$

$$3 \cdot V_u = \alpha \cdot (-N_u) = 0,714 \cdot 299,4 = 213,8 \text{ kN} \leq F_{Rk,C24} = 225 \text{ kN}$$

d.h. bei Reibbeiwert 0,4 ist die rechnerische charakteristische Schraubentragfähigkeit für den Lastabtrag ausreichend!

### Kombinierte Schubkraftaufnahme aus Schraubenkraft und Reibung



$$R_{\text{reib},u} = \mu \cdot R_{c,90,u}$$

$$R_{c,90,u} = \alpha \cdot 391,8 \text{ kN}$$

$\alpha$  ... Anteil der Schubkraftübertragung über Schrägschrauben

$\mu$  ... Reibung Holz-Holz • Steico LVL-R gem. abZ-9.1-842;  $\mu = 0,25$   
• Schneider Bautabellen, Seite 4.21;  $\mu = 0,4 \dots 1,0$

Bild 7.11: Rechnerische Tragfähigkeit der Schrägverschraubung unter zusätzlichem Ansatz der Reibung in der horizontalen Kontaktfuge.

- $\sigma_o = -0,909 \frac{kN}{cm^2} = -9,09MPa$
- $\sigma_u = -0,754 \frac{kN}{cm^2} = -7,54MPa$  d.h. die Betonplatte bleibt überdrückt.

Die charakteristische Druck- und Zugfestigkeit von Beton C25/30 von 25MPa und 30MPa wird nicht erreicht. Dies zeigt sich auch im Laborversuch - an der Stahlbetonplatte sind mit Ausnahme der Biegerisse um die Lasteinleitungspunkte keine weiteren Schäden erkennbar.

### 7.3.5 Zugkraft und Biegemoment im Vollholz

Nachdem sich die Betondecke infolge Rissbildung der Biegetragwirkung entzieht, erreichen Zugkraft und Biegemoment im Brettstapel sehr hohe Werte:

- Beanspruchung im Massivholz C24:  $N_u = +299,4kN$  und  $M_u = 70,70kNm$  und  $V_u = 64,2kN$
- Querschnittsfläche Massivholz:  $A = 16cm \times 60cm = 960cm^2$
- Widerstandsmoment  $W_y = \frac{60cm \times (16cm)^2}{6} = 2560cm^3$

Damit ergeben sich die Spannungen  $\sigma_{o,u}$  mit

$$\sigma_{o,u} = \frac{299,4kN}{960cm^2} \pm \frac{7070kN}{360cm^2} = 0,31 \frac{kN}{cm^2} \pm 2,76 \frac{kN}{cm^2} \quad (7.9)$$

also  $\sigma_{o,u}$  mit

- $\sigma_o = -2,450 \frac{kN}{cm^2} = -24,5MPa$
- $\sigma_u = +3,074 \frac{kN}{cm^2} = +30,7MPa > f_{m,k} = 24MPa$ . Die charakteristische Biegefestigkeit  $f_{m,k}$  von C24 in Höhe von  $24MPa$  wird also überschritten.

Der Nachweis von Biegung und Zug gegen die charakteristischen Festigkeiten von C24 Konstruktionsvollholz:

$$\frac{3,1MPa}{14,5MPa} + \frac{27,6MPa}{24MPa} = 0,21 + 1,15 = 1,36 \quad (7.10)$$

oder 136 %. Die Ausnutzung des Konstruktionsvollholz gegenüber kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Zug beträgt also das 1,36-fache der charakteristischen Festigkeit. Dieses Rechenergebnis wird durch alle 4-Punktbiegetests im Labor untermauert, wo stets ein Versagen der Feldmitte in der Biegezugzone des Brettstapels auftrat.

## 7.4 Zusammenfassung

Der Vergleich des tatsächlichen Materialverhaltens mit einem Rechenmodell in Form eines Stabwerkmodells zeigt folgendes:

1. **Reibung:** Die rechnerische Nachweisführung unterschätzt die Tragfähigkeit der Schraubenverbindung zwischen Steico-R und Brettstapelelement stark. Die Horizontalkraft aus der Steico-R-Platte wird nicht nur über die Schraubenzugkraft nach unten transportiert, sondern zusätzlich über eine Reibkraftkomponente, die sich in der überdrückten Fuge zwischen Furnierschichtholzplatte (Unterseite) und Brettstapelelement (Oberseite) einstellt. Selbst wenn der Reibbeiwert zwischen den beiden Holzoberflächen konservativ zu  $\mu = 0,4$  angenommen wird, kann die im Versuch beobachtete hohe Tragfähigkeit dieser Verbindung erklärt werden. An dieser Stelle scheinen weitergehende Versuche zum tatsächlichen, sehr günstigen Lastabtrag in Verbund mit 45°-Schrauben vielversprechend.
2. **Rissbildung und Momentengelenk:** Während anfänglich, bei geringer Prüflast, sowohl die Elementdecke aus Stahlbeton wie auch die Massivholzplatte auf Normalkraft und Biegung tragen, führt eine fortschreitende Rissbildung im Beton um die beiden Lasteinleitungspunkte im 4-Punktbiegetest zur Ausbildung von Momentengelenken im gerissenen Bereich. Bei weiterer Erhöhung der Prüflast, trägt folglich die Elementdecke aus Stahlbeton nur noch auf Druck. Die dadurch entstehende Lastumlagerung in das Brettstapelelement führt zu einer Überlastung im Vollholz und es kommt bei allen Versuchen zu einem Biegezugversagen in Feldmitte. Diese Versagensart konnte eindeutig im Rechenmodell nachvollzogen werden.

# Kapitel 8

## Die rückbaubare HBV-Decke im Schulbau

Das in den vorausgehenden Kapiteln beschriebene Deckensystem eignet sich besonders für den Objektbau bei weitgespannten Deckenfeldern. Ein Beispiel dafür ist die Geschossdecke über einem Klassenzimmer im Schulbau. Wird das Klassenzimmer in voller Breite überspannt, ergeben sich Spannweiten von ca. 8,0 m. Bei dieser Spannweite ist aus statischer Sicht weniger die Tragfähigkeit die Herausforderung, sondern die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit. Bei der Reduzierung der Durchbiegung und der Schwingungsanfälligkeit kann die HBV-Decke gegenüber einer reinen Holzkonstruktion ihre Vorteile ausspielen. Mit der neuen, rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke können die Nachteile, daß in die Holzkonstruktion durch das Betonieren Feuchtigkeit eingetragen wird und der für den Holzbau typische, schnelle Bauablauf gestört wird, vermieden werden, da es sich um eine reine Fertigteillösung handelt. In den nachfolgenden Unterabschnitten wird eine Beispieldecke unter Anwendung der in den beschriebenen Versuchen gewonnen Erkenntnisse dimensioniert und statisch nachgewiesen.

### 8.0.1 Statisches System

Das statische System für eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke in einer Schule mit 8,0 m Spannweite ist in Bild 8.1 oben, Seite 120 illustriert. Die Lastannahmen sind in Tabelle 8.1, Seite 120 aufgelistet. Bild 8.1 unten zeigt den Bodenaufbau der HBV-Decke im Schulbau. Aus Schallschutzgründen wird über der tragenden Konstruktion aus Brettstapelelement und Stahlbetonfertigteildecke eine elastisch gebundene Kalksplittschüttung eingebracht. Der Gitterträger ist so gewählt, daß die Oberkante die erforderliche Höhe der Kalkschüttung bestimmt oder geringfügig darüberhinausgeht. Über der Kalksplittschüttung liegt eine Trittschalldämmung, darüber der Zementestrich und der Fußbodenbelag wie in Bild 8.1 unten, Seite 120 zusammengefasst.

### 8.0.2 Anschlusssteifigkeit der Schrägschraubenverbindung

Die Biegedruckkraft aus der Stahlbetonplatte wird über Kontakt in die Furnierschichtholzplatte am Trägerende eingeleitet. Die Furnierschichtholzplatte leitet die Kraft dann über 45°-Schrauben nach unten in das Brettstapelelement. Die Nachgiebigkeit der Schraubenverbindung ist maßgeblich für die Steifigkeit der gesamten Konstruktion. Im folgenden wird die horizontale Federsteifigkeit der Verbindung mit 45°-Schrauben ermittelt. Dabei ist jede Bohle ( $b = 6 \text{ cm}$ ) des Brettstapelelements mit 3 Schrauben angeschlossen. Bei 10 Bohlen im betrachteten Element mit einer Breite von 60 cm, werden daher 30 Schrauben erforderlich. Die verwendete Vollgewindeschraube ASSY plus mit Durchmesser = 10 mm hält den erforderlichen seitlichen Randabstand in einer Bohle gerade noch exakt ein. Bei der Ermittlung der effektiven Gewindelängen wird für den Schraubenkopf und für die Schraubenspitze 10 mm Gewindelänge von der Gesamtlänge abgezogen. Da sowohl die Verankerung des Gewindes im Furnierschichtholz wie auch die Verankerung im Vollholz jeweils eine Feder darstellt, handelt es sich bei der gesamten Verbindung um eine Reihenschaltung zweier Federelemente. Die Gesamtfedersteifigkeit ergibt sich daher als Reziprokwert der addierten Steifigkeitskehrwerte wie in Gleichung 8.5 berechnet. Für das Steico-R

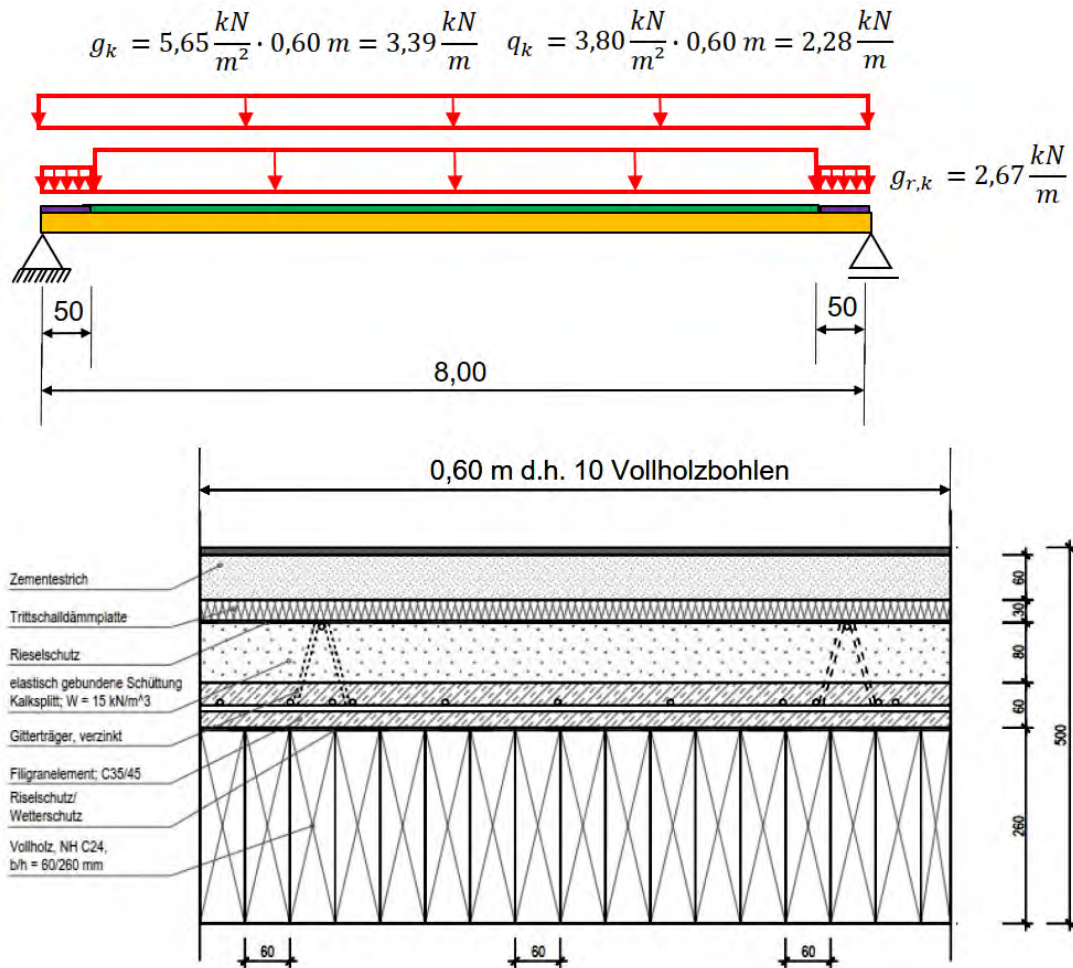


Bild 8.1: **Oben:** Statisches System für eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke mit 8,0m Spannweite. **Unten:** Deckenaufbau der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke bei einer Elementbreite von  $b = 0,60m$ .

<b>Eigenlasten:</b>				
Bezeichnung	Breite [m]	Höhe [m]	Rohdichte [ $kN/m^3$ ]	Last [ $kN/m^2$ ]
Nadelholz C24	1	0,26	4,20	1,10
Stahlbeton	1	0,06	25,00	1,50
Kalksplittschüttung	1	0,08	15,00	1,20
Trittschalldämmung	1	0,03	7,50	0,23
Estrich	1	0,06	22,00	1,32
Fußbodenbelag	1	0,01	-	0,3
			<b>Gesamt:</b>	5,65
<b>Nutzlasten:</b>				
Versammlungsräume Kategorie C1	-	-	-	3,0
Trennwandzuschlag (Last $\leq 3,0 kN/m$ Wandlänge)	-	-	-	0,8
			<b>Gesamt::</b>	3,8

Tabelle 8.1: Lastannahmen (Eigen- und Nutzlasten) einer Holz-Beton-Verbunddecke in einem Klassenraum mit 8,0m Spannweite. Im Knaggenbereich  $1,50 [kN/m^2]$  anstatt Stahlbeton und Steico LVL-R mit  $0,30 [kN/m^2]$ .

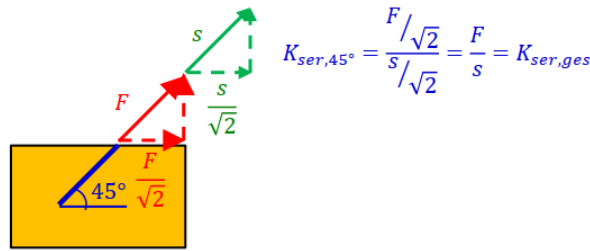


Bild 8.2: Die horizontale Federsteifigkeit/das Verschiebungsmodul der Schrägschraubenverbindung.

Furnierschichtholz beträgt die effektive Gewindelänge

$$l_{ef,Steico} = 65\text{mm} \times \sqrt{2} - 10\text{mm} = 82\text{mm} \quad (8.1)$$

Für das Vollholz beträgt die effektive Gewindelänge

$$l_{ef,C24} = 220\text{mm} - 65\text{mm} \times \sqrt{2} - 10\text{mm} = 118\text{mm} \quad (8.2)$$

Die Federsteifigkeit/das Verschiebungsmodul der Schraube im Steico-R ist

$$K_{ser,Steico} = 780\text{mm} \times 10^{0,2} \times 82^{0,4} = 7205 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 7205 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.3)$$

Die Federsteifigkeit/das Verschiebungsmodul der Schraube im Vollholz C24 ist

$$K_{ser,C24} = 780\text{mm} \times 10^{0,2} \times 118^{0,4} = 8334 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 8334 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.4)$$

Die beiden individuellen Federsteifigkeiten von Steico-R und Vollholz werden nun zusammengefasst:

$$K_{ser,ges} = \frac{1}{\frac{1}{7205} + \frac{1}{8334}} = 3864 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 3864 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.5)$$

Die horizontale Federsteifigkeit/das Verschiebungsmodul der Schrägschraubenverbindung im gesamten Anschluss mit  $3 \times 10 = 30$  Schrauben gemäß ETA-13/0029 (ETA Danmark A/S [2017]) ist damit

$$K_{ser,10x3} = 10 \times 3 \times 3864 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 115920 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (8.6)$$

wie in Bild 8.2, Seite 8.2 skizziert.

### 8.0.3 Modellierung der HBV-Decke in einem Stabwerksprogramm

HBV-Deckensystem werden vorteilhafterweise mit Stabwerksprogrammen abgebildet (Grosse et al. [2003]). Damit kann die Bemessung für das Holzelement und die Stahlbetonplatte direkt im Programm erfolgen. Die Kopplung der beiden Bauteile erfolgt über starre Gelenkkoppelstäbe, die auf Druck tragen und auf Zug ausfallen - Bild 8.3, Seite 122. Im Bereich der Schrägschraubenverbindung werden die Koppelstäbe mit einer horizontalen Feder ausgestattet, die mit dem in Gleichung 8.6 ermittelten Wert belegt wird. Material- und Querschnittskennwerte für die HBV-Decke sind in Bild 8.4 Seite 122 aufgelistet.

Bei HBV-Decken kommt es aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens von Holz und Beton in Abhängigkeit von der Zeit zu einer Lastumlagerung im System. Da der Beton wesentlich stärker kriecht als das Holz, entzieht sich der Beton mit fortschreitender Lebensdauer des Bauteils der Last. Dieses zeitabhängige Kriechverhalten wird durch eine Modifikation der Steifigkeiten berücksichtigt. In den Zeitpunkten  $T = 0$  und  $T = \infty$  wird daher mit unterschiedlichen Steifigkeiten gerechnet wie in den Modifikationswerten zur Anpassung der Steifigkeit infolge Kriechen in Bild 8.5, Seite 123 ersichtlich ist.

Ein weiterer Faktor, der zu einer Lastumlagerung vom Beton zum Holz führt ist das Schwinden des Betons. Gemäß Mitteilungsblatt TM09 der bayerischen Prüfingenieure (<https://www.vpi-by.de>,

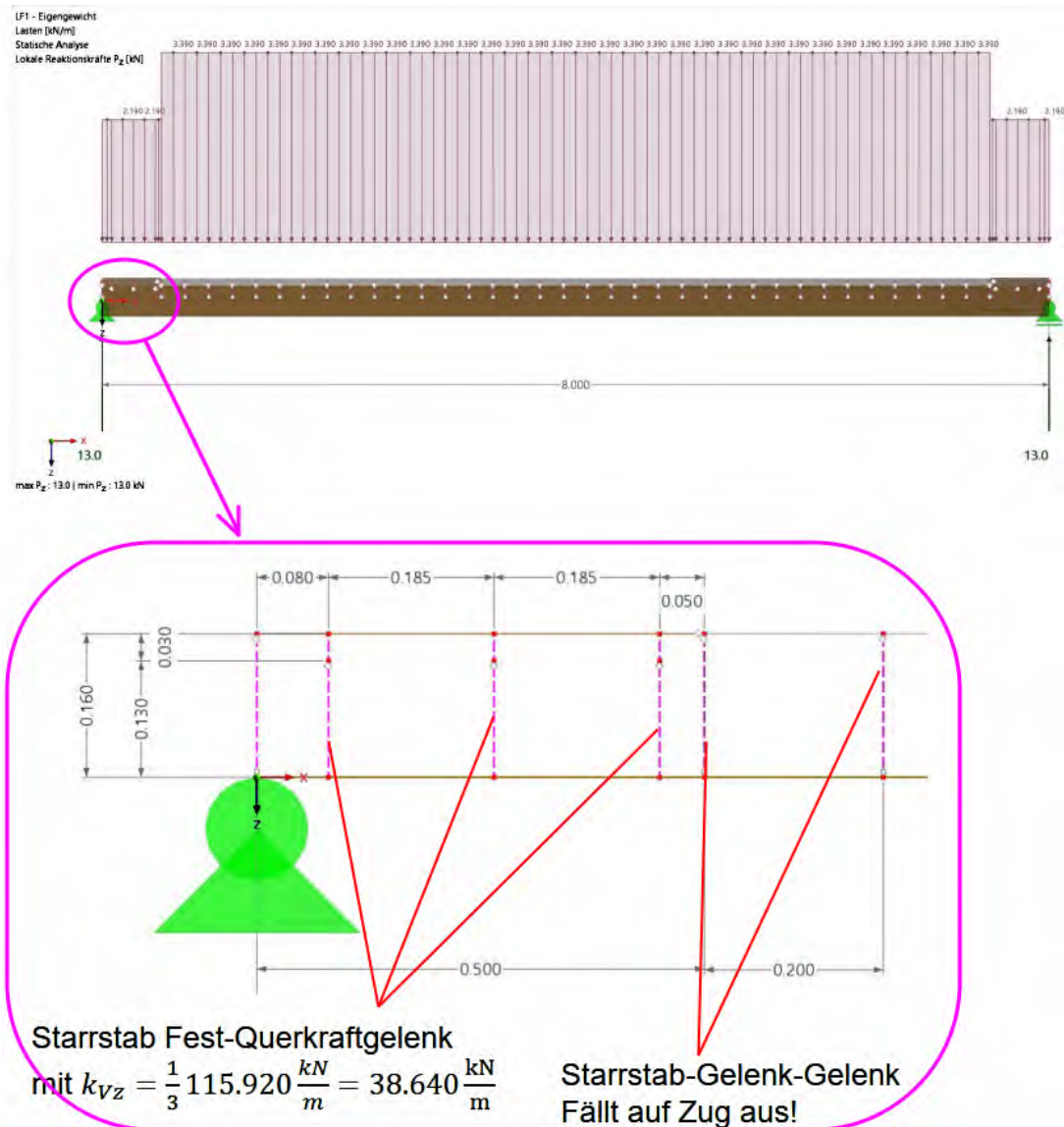


Bild 8.3: **Oben:** Stabwerksmodell für eine rückbaubare HBV-Decke mit 8,0 m Spannweite für Schulen. Regelelementlänge der Starrstäbe L = 20cm. **Unten:** Detail der Schubknagge.

Material	Querschnittsflächen [cm <sup>2</sup> ]			Flächenträgheitsmomente [cm <sup>4</sup> ]		
	Axial A	Schub A <sub>y</sub>	Schub A <sub>z</sub>	Torsion I <sub>T</sub>	Biegung I <sub>y</sub>	Biegung I <sub>z</sub>
1 - STEICO LVL R   Isotrop   Linear elastisch	390.00	325.00	325.00	5117.64	1373.13	117000.00
2 - C24   Isotrop   Linear elastisch	1560.00	1300.00	1300.00	255837.02	87880.00	468000.00
3 - C25/30   Isotrop   Linear elastisch	360.00	300.00	300.00	4047.84	1080.00	108000.00

Name des Querschnitts	Material	Querschnittsflächen [cm <sup>2</sup> ]			Flächenträgheitsmomente [cm <sup>4</sup> ]		
		Axial A	Schub A <sub>y</sub>	Schub A <sub>z</sub>	Torsion I <sub>T</sub>	Biegung I <sub>y</sub>	Biegung I <sub>z</sub>
R_M1 600/65	1 - STEICO LVL R   Isotrop   Linear elastisch	390.00	325.00	325.00	5117.64	1373.13	117000.00
R_M1 600/260	2 - C24   Isotrop   Linear elastisch	1560.00	1300.00	1300.00	255837.02	87880.00	468000.00
R_M1 600/60	3 - C25/30   Isotrop   Linear elastisch	360.00	300.00	300.00	4047.84	1080.00	108000.00

Bild 8.4: **Oben:** Materialkennwerte für das Stabwerksmodell der HBV-Decke Schulbau. **Unten:** Querschnittskennwerte für das Stabwerksmodell der HBV-Decke Schulbau.

Kriechen Holz:	Kriechen Beton	Kriechen Schraubverbindung	
k_def= 0,6	phi= 2,5	psi=1/2(k_def+phi) =	1,55
Steifigkeiten in den Verschiedenen Bemessungszuständen:			
GZG: Kurzzeitverhalten ohne Kriechen			Faktor für RSTAB
E_Holz	11.000,0 [MPa]	1	1,000
E_Beton	31.000,0 [MPa]	1	1,000
K_ser	38.640,0 [kN/m]	1	1,000
GZG: Langzeitverhalten mit Kriechen			
E_Holz	6.875,0 [MPa]	1/(1+kdef)=	0,625
E_Beton	8.857,1 [MPa]	1/(1+phi) =	0,286
K_ser	15.152,9 [kN/m]	1/(1+psi) =	0,392
GZT: Kurzzeitverhalten ohne Kriechen			Faktor
E_Holz	11.000,0 [MPa]	1	1,000
E_Beton	31.000,0 [MPa]	1	1,000
K_u	25.760,0 [kN/m]	2/3	0,667
GZT: Langzeitverhalten mit Kriechen			
E_Holz	6.875,0 [MPa]	1/(1+kdef) =	0,625
E_Beton	8.857,1 [MPa]	1/(1+phi) =	0,286
K_u	10.102,0 [kN/m]	2/3*1/(1+psi) =	0,261

Bild 8.5: Modifikationswerte zur Anpassung der Steifigkeit infolge Kriechen.

zuletzt aufgerufen Mai 2025) darf das Schwinden vereinfacht mit einer eingepprägten Dehnung des Betons erfasst werden:

$$\epsilon_{schwind} = -0,4 \times 10^{-3} \quad (8.7)$$

Gemäß dem Normenentwurf CEN TS 19103 2022 „Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“, darf das Schwinden in der Berechnung auf 90% abgemindert werden. Im Normenentwurf CEN TS 19103 2022 „Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten“, heißt es auf Seite 29:

„(9) Die Verringerung der Auswirkung des Schwindens von Beton infolge Kriechen darf bei der Bestimmung der inneren Kräfte nach Gleichung 7.3 bis Gleichung 7.5 erfasst werden:

$$\epsilon_{ef,conc}(t = t_0) = 0 \quad (\text{Gleichung 7.3})$$

$$\epsilon_{ef,conc}(t = 3 \text{ to } 7 \text{ years}) = 0,6\epsilon_{conc} \quad (\text{Gleichung 7.4})$$

$$\epsilon_{ef,conc}(t = \infty) = 0,9\epsilon_{conc} \quad (\text{Gleichung 7.5})$$

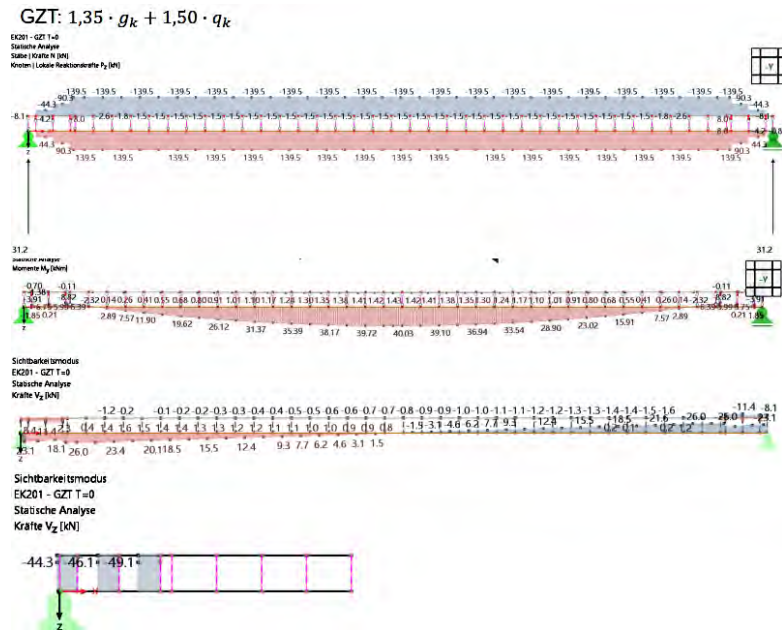
Gemäß dem Normenentwurf CEN TS 19103 2022 darf also das Schwinden in der Berechnung auf 90 % abgemindert werden. Damit wird berücksichtigt, daß das Zusammenwirken der Bauteile dem Schwinden mechanisch entgegenwirkt. Im vorliegenden Fall ergibt sich die Dehnungsbehinderung des Betons durch die Reibung zwischen Beton und Vollholz.

## 8.1 Bemessung für den Zeitpunkt T = 0

Die drei Schnittgrößen Normalkraft  $N_d$ , Biegemoment  $M_b$  und Querkraft  $V_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt T=0 für die drei Bauteile

- Stahlbetonfertigteile
- Holzlamellen und
- (drei) hintereinander angeordnete Vollgewindeschrauben

sind in Bild 8.6 zusammengefasst.



Bruchschnittgrößen:

StB-Fertigteil:  $N_d = -139,5 \text{ kN}$   
 $M_d = +1,42 \text{ kNm}$

Massivholzplatte:  $N_d = +139,5 \text{ kN}$   
 $M_d = +40,03 \text{ kNm}$   
 $V_d = 26,0 \text{ kN}$

Schrauben:

$V_{d1} = +49,1 \text{ kN}$   
 $V_{d2} = +46,1 \text{ kN}$   
 $V_{d3} = +44,3 \text{ kN}$

Bild 8.6: Die drei Schnittgrößen Normalkraft  $N_d$ , Biegemoment  $M_b$  und Querkraft  $V_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt  $T=0$  für die drei Bauteile Stahlbetonfertigteile, Massivholz und (drei) Vollgewindeschrauben.

### 8.1.1 Biegenachweise in Beton und Vollholz zum Zeitpunkt $T=0$

**Beanspruchung im Stahlbetonfertigteile zum Zeitpunkt  $T=0$ :**

Normalkraft  $N_d$  und Biegemoment  $M_d$  im Stahlbetonfertigteile aus C25/30 betragen

$$N_d = -139,5 \text{ kN} \quad (8.8)$$

und

$$M_d = +1,42 \text{ kNm} \quad (8.9)$$

Querschnittsfläche Stahlbetonfertigteile:

$$A = 6 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2 \quad (8.10)$$

Widerstandsmoment  $W_y$  für das Stahlbetonfertigteile:

$$W_y = \frac{60 \times 6^2 \text{ cm}^3}{6} = 360 \text{ cm}^3 \quad (8.11)$$

Damit ist die Spannung im Stahlbetonfertigteile oben/unten:

$$\sigma_{o,u,d} = \frac{-139,5}{360} \pm \frac{142}{360} = \quad (8.12)$$

ergibt die beiden Spannungen oben/unten

- $\sigma_{o,d} = -0,0782 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -0,78 \text{ MPa}$
- $\sigma_{u,d} = +0,007 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = +0,07 \text{ MPa} \approx 0$

d.h. die Betonplatte bleibt überdrückt.

**Beanspruchung im Vollholz zum Zeitpunkt  $T=0$ :**

Die vorhandene Beanspruchung im Massivholz C24 ist

- $N_d = +139,5 \text{ kN}$

- $M_d = +40,03kNm$
- $V_d = 26,0kN$

Die Querschnittsfläche A der Holzlamellen ist

$$A = 26cm \times 60cm = 1560cm^2 \quad (8.13)$$

Widerstandsmoment  $W_y$  für das Massivholz:

$$W_y = \frac{60 \times 26^2 cm^3}{6} = 6760cm^3 \quad (8.14)$$

Damit ist die Spannung im Massivholz oben/unten:

$$\sigma_{o,u,d} = \frac{139,5}{1560} \pm \frac{4003}{6760} = \quad (8.15)$$

ergibt die beiden Spannungen oben/unten

- $\sigma_{o,d} = -0,503 \frac{kN}{cm^2} = -5,03MPa$
- $\sigma_{u,d} = +0,682 \frac{kN}{cm^2} = 6,82MPa$

und damit unter der charakteristischen Bemessungsfestigkeit  $f_{m,d} = \frac{0,9 \times 24MPa}{1,3} = 16,6MPa$ . Damit ist der Nachweis zum Zeitpunkt  $T=0$  bei (gleichzeitiger) Biegung und Zug gegen die charakteristische Bemessungsfestigkeit  $f_{m,d}$ :

$$\frac{0,9MPa}{10,0MPa} + \frac{5,9MPa}{16,6MPa} = 0,09 + 0,36 = 0,45 \quad (8.16)$$

oder 45 %.

### 8.1.2 Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = 0$

Der Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt  $T = 0$  ist in Bild 8.7, Seite 126 zusammengefasst.

## 8.2 Bemessung für den Zeitpunkt $T = \infty$

Die drei Schnittgrößen Normalkraft  $N_d$ , Biegemoment  $M_b$  und Querkraft  $V_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt  $T=\infty$  für die drei Bauteile

- Stahlbetonfertigteile
- Holzlamellen und
- (drei) hintereinander angeordnete Vollgewindeschrauben

sind in Bild 8.8 zusammengefasst.

**Beanspruchung im Stahlbetonfertigteile C25/30 zum Zeitpunkt  $T=\infty$ :**

Normalkraft  $N_d$  und Biegemoment im Stahlbetonfertigteile aus C25/30 ist

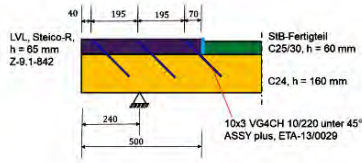
$$N_d = -37,4kN \quad (8.17)$$

und

$$M_d = +0,76kNm \quad (8.18)$$

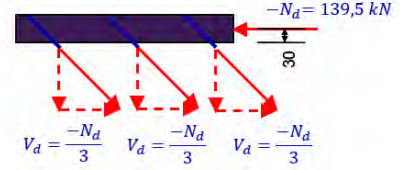
Querschnittsfläche Stahlbetonfertigteile:

$$A = 6cm \times 60cm = 360cm^2 \quad (8.19)$$



$$l_{ef,Kerto} = 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

$$l_{ef,C24} = 220 \text{ mm} - 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 118 \text{ mm}$$



### Schraubentragfähigkeit in Steico LVL-R gem. abZ-9-1-842

Für Holzschrauben mit einem Durchmesser von 5 mm  $\leq d \leq 12$  mm beträgt der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit aus dem Furnierschichtholz:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot 1,5 \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}}{(1,5 \cos^2 \beta + \sin^2 \beta)} \quad (22)$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 15 \cdot 10 \cdot 82}{1,5 \cos^2 45^\circ + \sin^2 45^\circ} \cdot \left(\frac{480}{350}\right)^{0,8} = n_{ef} \cdot 9524 \text{ N} = n_{ef} \cdot 9,52 \text{ kN}$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = 9,52 \text{ kN} \leq F_{t,Rk} = 32,0 \text{ kN}$$

#### Verbindungen mit Holzschrauben

Für Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben (siehe Bild 2) gilt:

- Verbindung mit gekreuzten Schraubenpaaren:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot (F_{t,Rk} + F_{a,Rk}) \cdot \cos \alpha \quad (20)$$

- Verbindung mit parallel angeordneten, geneigten Schrauben:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot F_{Rk} \cdot (\cos \alpha + 0,25 \cdot \sin \alpha) \quad (21)$$

Hierin bedeuten:

$n_{ef}$  Wirksame Anzahl der in Krachrichtung hintereinander angeordneten, gekreuzten Schraubenpaare oder parallel angeordneten, geneigten Schrauben in der Verbindung,  $n_{ef} = \max(n^{0,8}, 0,9 \cdot n)$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 9,52 \text{ kN} \cdot (\cos 45^\circ + 0,25 \sin 45^\circ)] = 228 \text{ kN}$$

### Schraubentragfähigkeit in C24 gem. ETA-11/0190

#### A.1.3.1 Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

Der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit ist bei Schrauben, die in Vollholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettschichtholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettspertholz oder Furnierschichtholz mit einem Winkel zur Faserrichtung von  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  eingedreht werden, nach Gleichung (1.5) zu ermitteln:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8} \quad (1.5)$$

$f_{ax,k}$  Charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von 350 kg/m<sup>3</sup>

$f_{ax,k} = 12,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $3,0 \text{ mm} \leq d \leq 5,0 \text{ mm}$

$f_{ax,k} = 11,5 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $6,0 \text{ mm} \leq d \leq 7,0 \text{ mm}$  und ASSY Isotop Schrauben

$f_{ax,k} = 11,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d = 8,0 \text{ mm}$

$f_{ax,k} = 10,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d \geq 10,0 \text{ mm}$ .

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 118 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = n_{ef} \cdot 11.800 \text{ N} = n_{ef} \cdot 11,8 \text{ kN}$$

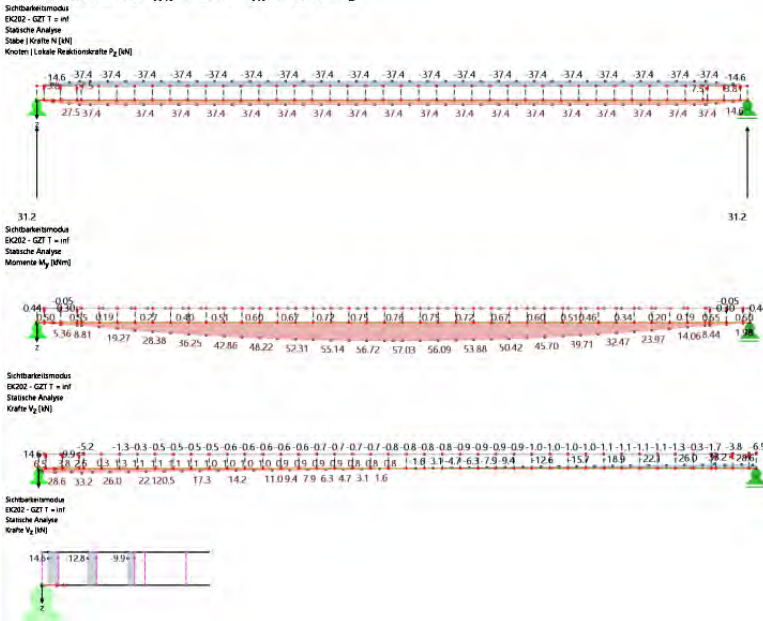
$$F_{ax,\alpha,Rk} = 11,8 \text{ kN} \leq F_{t,Rk} = 32,0 \text{ kN}$$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 11,8 \text{ kN} \cdot \cos 45^\circ] = 225 \text{ kN} \rightarrow F_{Rd} = \frac{0,9 \cdot 225 \text{ kN}}{1,3} = 156,8 \text{ kN}$$

$$3 \cdot V_d = 139,5 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 156,8 \text{ kN}$$

Bild 8.7: Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt  $T = 0$ .

$$\text{Bruchlast: } 1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k + 0,90 \cdot \epsilon_S$$



### Bruchschnittgrößen:

StB-Fertigteil:  $N_d = -37,4 \text{ kN}$   
 $M_d = +0,76 \text{ kNm}$

Massivholzplatte:  $N_d = +37,4 \text{ kN}$   
 $M_d = +57,03 \text{ kNm}$   
 $V_d = 28,6 \text{ kN}$

Schrauben:  $V_{d1} = +14,5 \text{ kN}$   
 $V_{d2} = +12,8 \text{ kN}$   
 $V_{d3} = +9,9 \text{ kN}$

Bild 8.8: Die drei Schnittgrößen Normalkraft  $N_d$ , Biegemoment  $M_b$  und Querkraft  $V_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt  $T = \infty$  für die drei Bauteile Stahlbetonfertigteile, Massivholz und (drei) Vollgewindeschrauben.

Widerstandsmoment  $W_y$  für das Stahlbetonfertigteileil:

$$W_y = \frac{60 \times 6^2 \text{cm}^3}{6} = 360 \text{cm}^3 \quad (8.20)$$

Damit ist die Spannung im Stahlbetonfertigteileil oben/unten:

$$\sigma_{o,u,d} = \frac{-37,4}{360} \pm \frac{7,6}{360} = \quad (8.21)$$

ergibt die beiden Spannungen oben/unten

- $-0,0782 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -3,15 \text{MPa}$
- $+0,007 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,07 \text{MPa}$

d.h. die Betonplatte reißt.

#### **Beanspruchung im Vollholz zum Zeitpunkt $T = \infty$ :**

Die vorhandene Beanspruchung im Massivholz C24 ist

- $N_d + 37,4 \text{kN}$
- $M_d = +57,3 \text{kNm}$
- $V_d = 28,6 \text{kN}$

Die Querschnittsfläche  $A$  der Holzlamellen ist

$$A = 26 \text{cm} \times 60 \text{cm} = 1560 \text{cm}^2 \quad (8.22)$$

Widerstandsmoment  $W_y$  für das Massivholz:

$$W_y = \frac{60 \times 26^2 \text{cm}^3}{6} = 6760 \text{cm}^3 \quad (8.23)$$

Damit ist die Spannung im Massivholz oben/unten:

$$\sigma_{o,u,d} = \frac{37,4}{1560} \pm \frac{5070}{6760} = \quad (8.24)$$

ergibt die beiden Spannungen oben/unten

- $-0,820 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -8,20 \text{MPa}$
- $+0,868 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 8,68 \text{MPa}$

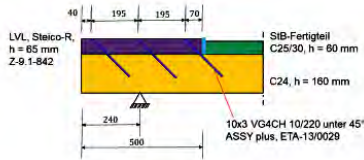
was unter der erlaubten Grenzspannung  $f_{m,d} = \frac{0,9 \times 24 \text{MPa}}{1,3} = 16,6 \text{MPa}$  liegt, und damit hält. Damit ist der Nachweis gegen (gleichzeitiger) Biegung und Zug gegen Bemessungsfestigkeiten:

$$\frac{0,2 \text{MPa}}{10,0 \text{MPa}} + \frac{8,4 \text{MPa}}{16,6 \text{MPa}} = 0,02 + 0,51 = 0,53 \quad (8.25)$$

oder 53 %.

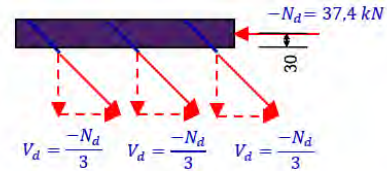
### **8.2.1 Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = \infty$**

Der Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt  $T = \infty$  ist in Bild 8.9 zusammengefasst.



$$l_{ef,Kerto} = 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

$$l_{ef,C24} = 220 \text{ mm} - 65 \text{ mm} \cdot \sqrt{2} - 10 \text{ mm} = 118 \text{ mm}$$



### Schraubentragfähigkeit in Steico LVL-R gem. abZ-9.1-842

Für Holzschrauben mit einem Durchmesser von  $5 \text{ mm} \leq d \leq 12 \text{ mm}$  beträgt der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit aus dem Furnierschichtholz:

$$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot 15 \cdot d \cdot f_{ax}}{(1,5 \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) \cdot \left(\frac{d_k}{350}\right)^{0,8}} \quad (22)$$

$$F_{ax,e,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 15 \cdot 10 \cdot 82}{1,5 \cos^2 45^\circ + \sin^2 45^\circ} \cdot \left(\frac{480}{500}\right)^{0,8} = n_{ef} \cdot 9524 \text{ N} = n_{ef} \cdot 9,52 \text{ kN}$$

$$F_{ax,e,Rk} = 9,52 \text{ kN} \leq F_{t,R,k} = 32,0 \text{ kN}$$

#### Verbindungen mit Holzschrauben

Für Verbindungen mit geneigt angeordneten Schrauben (siehe Bild 2) gilt:

- Verbindung mit gekreuzten Schraubenpaaren:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot (F_{t,Rk} + F_{ax,Rk}) \cdot \cos \alpha \quad (20)$$

- Verbindung mit parallel angeordneten, geneigten Schrauben:

$$F_{Rk} = n_{ef} \cdot F_{t,Rk} \cdot (\cos \alpha + 0,25 \cdot \sin \alpha) \quad (21)$$

Hierin bedeuten:

$n_{ef}$  Wirksame Anzahl der in Kraftrichtung hintereinander angeordneten, gekreuzten Schraubenpaare oder parallel angeordneten, geneigten Schrauben in der Verbindung,  $n_{ef} = \max\{n^{0,9}; 0,9 \cdot n\}$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 9,52 \text{ kN} \cdot (\cos 45^\circ + 0,25 \sin 45^\circ)] = 228 \text{ kN}$$

### Schraubentragfähigkeit in C24 gem. ETA-11/0190

#### A.1.3.1 Axiale Tragfähigkeit auf Herausziehen

Der charakteristische Wert der Ausziehtragfähigkeit ist bei Schrauben, die in Vollholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettschichtholz (Nadelholz oder Buchen- oder Eichenholz), Brettspertholz oder Furnierschichtholz mit einem Winkel zur Faserrichtung von  $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  eingedreht werden, nach Gleichung (1.5) zu ermitteln:

$$F_{ax,Rk} = n_{ef} \cdot k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{d_k}{350}\right)^{0,8} \quad (1.5)$$

$f_{ax,k}$

Charakteristischer Ausziehparameter bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzbauteils von  $350 \text{ kg/m}^3$

$f_{ax,k} = 12,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $3,0 \text{ mm} \leq d \leq 5,0 \text{ mm}$

$f_{ax,k} = 11,5 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $6,0 \text{ mm} \leq d \leq 7,0 \text{ mm}$  und ASSY Isotop Schrauben

$f_{ax,k} = 11,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d = 8,0 \text{ mm}$

$f_{ax,k} = 10,0 \text{ N/mm}^2$  für Schrauben mit  $d \geq 10,0 \text{ mm}$ .

$$F_{ax,e,Rk} = n_{ef} \cdot 1,0 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 118 \cdot \left(\frac{350}{350}\right)^{0,8} = n_{ef} \cdot 11.800 \text{ N} = n_{ef} \cdot 11,8 \text{ kN}$$

$$F_{ax,e,Rk} = 11,8 \text{ kN} \leq F_{t,R,k} = 32,0 \text{ kN}$$

$$F_{Rk} = 10 \cdot [0,9 \cdot 3 \cdot 11,8 \text{ kN} \cdot \cos 45^\circ] = 225 \text{ kN} \rightarrow F_{Rd} = \frac{0,9 \cdot 225 \text{ kN}}{1,3} = 156,8 \text{ kN}$$

$$3 \cdot V_d = 37,4 \text{ kB} \leq F_{Rd} = 156,8 \text{ kN}$$

Bild 8.9: Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt  $T = \infty$ .

## 8.2.2 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Bei der Nachweisführung wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der maximalen Durchbiegung maßgebend sein. Während der Nachweis zum Zeitpunkt  $T = 0$  mit großem Abstand zum zulässigen Grenzwert erfüllt ist (vgl. DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08, Tabelle NDP zu 7.2(2)), wird der Grenzwert zum Zeitpunkt  $T = \infty$  mit  $w = 40 \text{ mm}$  nahezu erreicht wie in Bild 8.10, Seite 129 ersichtlich. Tatsächlich wurde bei der Berechnung für den Zeitpunkt  $T = \infty$  die Volllast mit modifizierten Steifigkeiten berechnet. Tatsächlich müsste aber das Kriechen nur unter quasi-statischen Lasten berücksichtigt werden, d.h. nur die quasi-statischen Lasten müssten mit den abgeminderten Steifigkeiten berechnet werden. Der quasi-statische Anteil berechnet sich mit Hilfe des entsprechenden Kombinationsbeiwertes, der sich nach DIN EN 1990/NA „Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung“, Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A, Tabelle NA.A.1.1 zu  $\psi_2 = 0,6$  ergibt. Die Nutzlast dürfte also zur Erfassung des Kriechens auf 60% abgemindert werden, die restlichen 40% der Nutzlast dürften unter Ansatz der vollen Steifigkeiten berechnet werden. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der zulässigen Durchbiegung ist für die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke mit Spannweite 8,0 m damit ebenfalls erbracht.

## 8.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Eine Stabwerksberechnung des neuartigen Deckensystems über 8,0 m Spannweite und den Lastannahmen aus einem Schulbetrieb, führt zum Ergebnis, daß alle Nachweisformate in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind.

1. Während die Ausnutzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit hinsichtlich der Bemessungsfestigkeiten von Holz, Beton und Schraubenverbindung bei ca. 50% liegt, ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt  $T = \infty$  nur knapp erfüllt. Letzteres hängt mit dem starken Einfluß des Betonkriechens und -schwindens zusammen.
2. Während das Schwinden und Kriechen des Betons mit betontechnologischen Mitteln nur mäßig beeinflussbar ist, ist der Zeitpunkt der Lastaufbringung auf den Stahlbeton ganz maßgeblich. Je später das Stahlbetonbauteil lasttragend eingebaut wird, umso geringer fällt die Kriechverformung aus und umso mehr Schwindverformung ist bereits außerhalb des Tragwerks abgebaut worden. An dieser Stelle muss also ein Bauablauf gefunden werden, der den Beginn des Lastabtrags im Stahlbetonfertigteile möglichst weit nach hinten verschiebt.

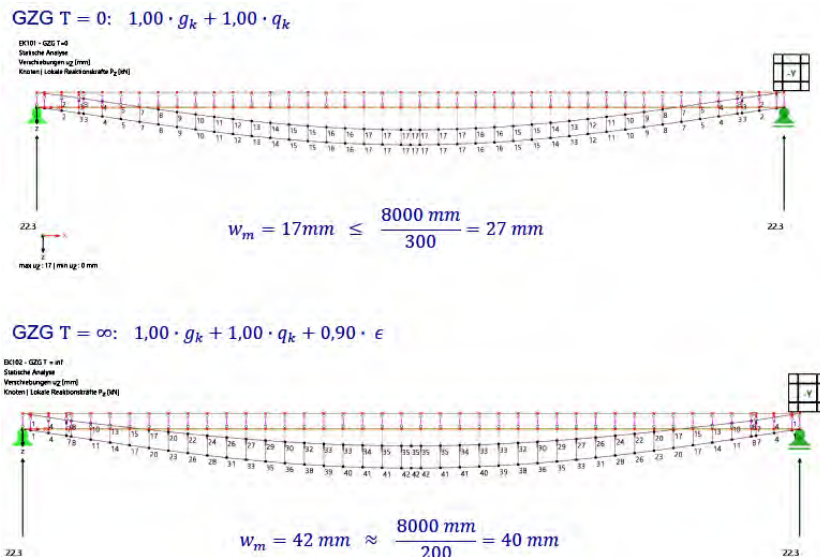


Bild 8.10: Durchbiegung einer Holz-Beton-Verbunddecke für Schulbauten mit 8,0m Spannweite zu den Zeitpunkten T = 0 und T = ∞.

3. Ein weiterer Punkt mit Optimierungsbedarf ist die Auslegung der Verbindung mit 45°-Schrauben zwischen der Furnierschichtholzplatte und dem Brettstapelelement. Bei der aktuellen Nachweisführung wurde hier von drei Schrägschrauben je Brettstapelbohle ausgegangen. Diese Anzahl könnte vermindert werden, wenn zum Ansatz gebracht wird, dass neben den schrägen Schrauben auch die entstehende Reibungskraft zwischen der Furnierschichtholzplatte und dem Brettstapelelement einen maßgeblichen Anteil der zu übertragenden Horizontallast abdecken könnte.
4. Derzeit sieht die Zulassung für die Furnierschichtholzplatte Steico LVL-R abZ-9.1-842 einen Reibbeiwert von nur  $\mu = 0,25$  an dieser Stelle vor. Für Zugverbindungen mit Schrägschrauben zwischen Vollhölzern darf nach derzeitigem Stand der Normung keine Reibung in Ansatz gebracht werden. Hier könnten allerdings weitere Versuche den günstigen Einfluss dieser Reibung unabhängig vom Holzwerkstoff belegen.

# Kapitel 9

## Zerlegung und Rückbau

Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke besteht im wesentlichen aus drei Teilen:

1. Schubknagge aus Mehrschichtfurnierholz;
2. Holzlamellen aus Konstruktionsvollholz mit dem Querschnitt 60x260mm - oder ähnlich je nach Spannweite - die z.B. in einer Holzständerwand sofort problemlos wiederverwendet werden können;
3. Fertigbetondecke/Elementdecke 60mm, die entweder als Elementdecke oder alternativ in einer Betonwand mit Ortbeton wiederverwendet werden kann.

Schubknagge und Holzlamellen sind mit Zylinderkopfholzschrauben mit Vollgewinde verbunden. Diese Schrauben müssen nach dem ersten Leben der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke wieder gelöst werden. Im Wesentlichen sind zwei mögliche Reihenfolgen zur Demontage der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke denkbar:

1. **Zuerst Abheben der Betonelementdecke:** mit nachfolgendem Abheben der Holzlamellendecke, wobei die Schubknagge aus Mehrschichtfurnierholz die Holzlamellen beim Abheben (mit einem Kran) zusammenhält. Eventuell muss die 5mm breite Fuge aus Quellschleim mit einem Winkelschleifer geöffnet werden, damit sich die Betondecke löst. Alternativ könnte man die Holz-Beton-Verbunddecke mit schraubbaren Baustützen im Untergeschoß nach oben drücken, um die Spannung auf die Quellschleimfuge wegzunehmen und die Betondecke ohne ein Ausschleifen der Quellschleimfuge abzuheben.
2. **Zuerst lösen der Vollgewindeschrauben zwischen Schubknagge und Holzlamellen:** mit nachfolgendem Abheben der Betondecke. Dieses Vorgehen würde ein maschinelles Ausschleifen der Quellschleimfuge überflüssig machen. Auch hier könnten bei Bedarf schraubbare Baustützen im Untergeschoß zum Einsatz kommen.

Letztere Zerlegungsoption wurde bei einer Demontage im Labor problemlos demonstriert. In Bild 9.1, Seite 131 ist im ersten Teil eine CAD-Animation zu sehen, die diese Option des Rückbaus der Holz-Beton-Verbunddecke dokumentiert.

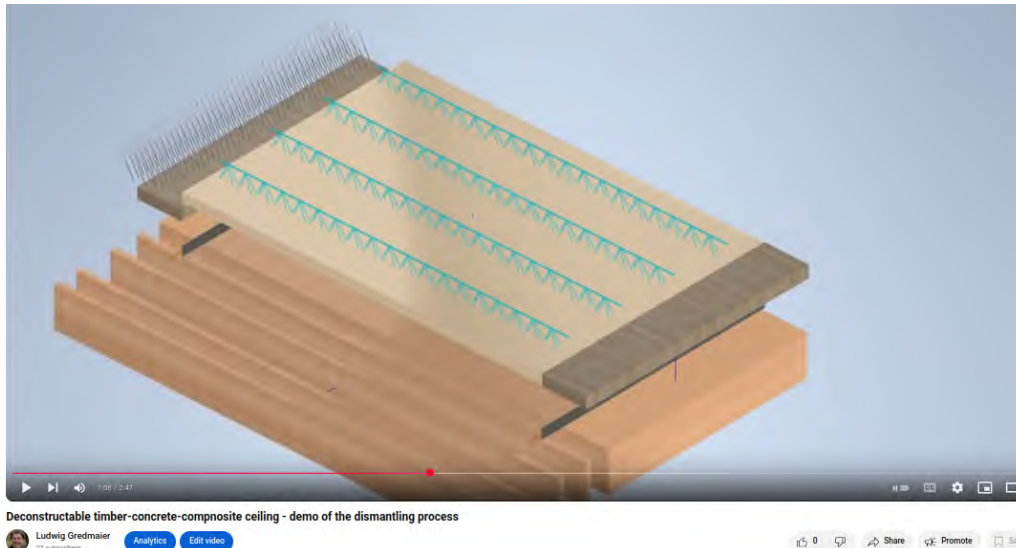


Bild 9.1: Einfache Animation des Rückbaus der Holz-Beton-Verbunddecke auf <https://youtu.be/us5E5M98Goo> (zuletzt aufgerufen Mai 2025).

## 9.1 Gesamtzusammenfassung und Ausblick

In diesem Projekt wurde erstmals Rückbaubarkeit von der Wiege bis zur Bahre für ein gängiges Bauprodukt untersucht. Für eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke wurden insgesamt 20 Scherversuche durchgeführt, eine Prüfung der akustischen Charakteristiken, eine Prüfung der Schwingungen, und es wurden Biegetests bis zum Versagen durchgeführt. Zudem wurde die Rückbaubarkeit der Holz-Beton-Verbunddecke bewiesen. In einem größerem, bauwirtschaftlichem Rahmen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Rückbaubarkeit für Holz-Beton-Verbunddecken ist klar demonstriert worden und steht einer konventionellen, nichtrückbaubaren Decke in nichts nach.
2. Rückbaubarkeit ist der gegenwärtigen Bauwirtschaft noch nicht vertraut. Es gibt keinen Grund, Rückbaubarkeit nicht in den Anforderungskanon von Neubauten mitaufzunehmen.
3. Rückbaubarkeit kann erst volles Potential entfalten, wenn es in die BIM- und Madaster-Infrastruktur miteingebunden wird. Diese unterstützende Infrastruktur sollte zeitgleich ausgebaut werden.

Im engeren Rahmen können im Hinblick auf die technische Machbarkeit einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke folgende Schlußfolgerungen gezogen werden.

1. **Schalldämmung:** Schalldämmmaß und Trittschalldämmung der Holz-Beton-Verbunddecke sind gut bis sehr gut und schaffen die Anforderungen der DIN 4109-1 2018 problemlos. Das Schalldämmmaß  $L_{n,w} = 40$  dB (nach DIN EN ISO 10140-2) und  $R_w = 75$  dB (nach DIN EN ISO 10140-2).
2. **Biegesteifigkeit:** Wird die Schubknagge aus Mehrschichtfurnierholz mit Schrauben an die Holzlamellen geschraubt, führt ein symmetrisch verzahnter Verbund mit 10mm hohen Zähnen zu einer geringfügig höheren Biegesteifigkeit als ein unverzahnter Verbund, der ausschliesslich mit 45°-Schrauben, ohne Verzahnung befestigt ist. Dies zeigte sich aus dem Kraft-Weg-Diagramm im Vierpunktbiegetest.
3. **Eigenschwingung als Steifigkeitsindikator:** Daß ein verzahnter Verbund höhere Biegesteifigkeit aufweist als ein unverzahnter Verbund, der mit 45°-Schrauben zusammengehalten wird, konnte durch Messung der ersten Eigenfrequenz  $f_0$  zweier Prüfdecken bestätigt werden - der verzahnte Verbund weist geringfügig höhere Eigenfrequenz  $f_0$  auf als der unverzahnte Verbund.

4. **Anforderungskanon:** die geringfügig höhere Biegesteifigkeit des verzahnten Verbundes gegenüber einem unverzahnten Verbund, der die Schubkräfte ausschliesslich mit Schrauben aufnimmt, sollte aber nicht alleine ausschlaggebend sein, aus folgenden Gründen:
  - (a) die Unterschiede der Steifigkeit zwischen verzahntem und unverzahntem Verbund sind verhältnismässig gering.
  - (b) ein unverzahnter Verbund, in dem die Schubknaagge mit 45°-Schrauben befestigt wird, ist einfacher herzustellen. Es ist keine CNC- oder Abbundmaschine nötig.
5. **Versagensmechanismus und Zahnform:** Für die symmetrische Verzahnung spricht deren duktileres Verhalten kurz vor dem Bruch. Die asymmetrischen Zähne versagten dagegen völlig unvorhersehbar auf schlagartige Weise.
6. **Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für Schulbauten:** Eine Stabwerksberechnung des neuartigen Deckensystems über 8,0 m Spannweite und den Lastannahmen aus einem Schulbetrieb zeigte, daß alle Nachweisformate in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind. Während die Ausnutzung im Grenzzustand der Tragfähigkeit hinsichtlich der Bemessungsfestigkeiten von Holz, Beton und Schraubenverbindung bei ca. 50% liegt, ist der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt  $T = \infty$  nur knapp erfüllt.
7. **Anzahl der Schrauben beim Holz-Beton-Verbund:** Die hier verwendete Anzahl von sechs Schrauben pro Holzlamelle könnte vermindert werden, wenn zusätzlich zur Schraubverbindung auch die entstehende Reibungskraft zwischen Furnierschichtholzplatte und Brettstapelelement angesetzt werden dürfte. Es ist zu vermuten, dass Reibung einen maßgeblichen Anteil der zu übertragenen Horizontallast abdeckt. Reibung darf im gegenwärtigen Regelwerk allerdings nicht oder kaum zum Ansatz gebracht werden.
8. **Scheibensteifigkeit:** Im klassischen Massivbau stellt die Stahlbetondecke ein horizontal aussteifendes Element dar. Da es sich bei der hier entwickelten, rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke um eine Fertigteilösung handelt, muss die Scheibenwirkung der Stahlbetonscheibe nachträglich hergestellt werden. Dazu gibt es im Fertigteilbau verschiedene Lösungen, die auch hier angewandt werden könnten:
  - (a) nachträgliches Bewehren und Vergießen von Vergusstaschen zwischen benachbarten Stahlbetonfertigteilen;
  - (b) Anordnung von Einbauteilen mit aussenliegenden Blechen am Rand der Stahlbetonfertigteilen, an denen nach der Montage die Elemente miteinander verschweißt werden.

Wie diese Verbindung bewerkstelligt wird, stellt eine Aufgabe des Tragwerksplaners im Rahmen der Projektbearbeitung dar.

## Appendix A

# Abbildungen, Tabellen und Literatur

# Abbildungen

1	LVL (Mehrschichtfurnierholz) kann auf verschiedene Weise verleimt werden - völlig parallel oder kreuzverleimt. Des weiteren gibt es drei Feuchtigkeitsklassen. . . . .	7
1.1	Holz-Beton-Verbunddecke im Schulbau. . . . .	12
1.2	<b>Oben:</b> Gegenwärtiger Bau einer Holz-Beton-Verbundbrücke für Fußgänger und Radfahrer in 85077 Manching im Mai 2025. <b>Unten:</b> CAD-Zeichnung derselben Brücke (Miebach Ingenieure <a href="https://ib-miebach.de/projekte/holz-beton-hybrid-verbundbruecke-manching-ingolstadt/">https://ib-miebach.de/projekte/holz-beton-hybrid-verbundbruecke-manching-ingolstadt/</a> , zuletzt aufgerufen Dezember 2024). . . . .	12
1.3	Erweiterung der Designkriterien bei Holz-Beton-Verbunddecken. . . . .	13
1.4	Abfallaufkommen in Deutschland im Jahr 2022. . . . .	14
1.5	Qualitätsstufen in Recyclingprozessen von Baumaterialien. . . . .	15
1.6	<b>Links:</b> Gewöhnliche, vorgefertigte Elementdecke/Filigrandecke als Druckgurt in einer HBV-Decke. <b>Rechts:</b> Wiederverwendung der HBV-Fertigbetondecke als Elementwand/Betonwand im zweiten Leben. Die beiden Teilwände bestehen aus ehemaligen Filigrandecken und wurden einer rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke entnommen. Sie können - ähnlich wie bei System-Rahmenschaltafeln - mit Elementverbindern und Richtschloß justiert werden (z.B. von <a href="https://www.peri.de">https://www.peri.de</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025), und danach mit Ortbeton ausgegossen werden. . . . .	17
1.7	<b>Oben:</b> Qualitativer Vergleich der Schub- und Biegespannungen im (a) gleitenden Verbund ohne Reibung und (b) im perfekt steifen Verbund. In der Realität stellt sich eine Mischform dieser beiden Holz-Beton-Verbundarten ein. <b>Unten:</b> Drei mögliche Verbundoptionen mithilfe einer Schubknagge für eine rückbaubare HBV-Decke. Die Verklebung kommt wegen mangelnder Rückbaubarkeit nicht in Frage. . . . .	18
2.1	In Erwägung gezogene Verzahnungsversionen zur Aufnahme des Schubs in den Holzlamellen der Holz-Beton-Verbunddecke. . . . .	20
2.2	Scherversuche in der Bauteilpresse an der TH-Rosenheim. Auf beiden Seiten des Prüfkörpers war ein LVDT-Längensensor angebracht. Für die Kraft-Weg-Kurven wurde der Mittelwert dieser beiden Längensensoren benutzt. Die Krafterleitung ist durch den vertikal nach unten deutenden roten Pfeil gekennzeichnet. . . . .	21
2.3	Maße der C24 Fichtenholzteile der beiden Prüfkörperchargen. <b>Oben:</b> Asymmetrische Zähne. <b>Unten:</b> Symmetrische Zähne. . . . .	22
2.4	<b>Links:</b> Stehender Prüfkörper in den Schertests in diesem Projekt. <b>Rechts:</b> Zum Vergleich Prüfkörperanordnung in <a href="#">Glattacker and Blass [2021]</a> . . . . .	22
2.5	Die beiden Zahn designs die einem Schertest unterzogen wurden. Je fünf Prüfkörperpaare von jedem der beiden Designs wurden beim Projektpartner Firma Huber und Sohn <a href="https://www.huber-sohn.de/">https://www.huber-sohn.de/</a> (zuletzt aufgerufen Mai 2025) in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt. . . . .	23
2.6	Einbringen von je fünf Holzschrauben Rothoblaas TBS MAX 8x120mm in die fünf Prüfkörper 2.1, 2.2, 2.3, 2.4 und 2.5 mit symmetrischen Zähnen. . . . .	24
2.7	<b>Links:</b> Die Lastkurve in den Schertests dieser Arbeit war weggesteuert mit einem Vorschub von 1,5 mm pro Sekunde. <b>Rechts:</b> Lastkurve mit Relaxationsphase wie in EN 26891, Seite 3, empfohlen. . . . .	24

2.8	Auseinanderklaffen der Zähne bei Prüfkörperpaar 1.4 unter Belastung. Oben ist der stählerne Stempel des Hydraulikzylinders sichtbar, der auf das Mehrschichtfurnierholz (links im Bild) drückt. . . . .	25
2.9	Zwei LVDT Wegsensoren von HDM (Hottinger-Brüel & Kjaer <a href="https://www.hbm.com/">https://www.hbm.com/</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025) sind bei allen 10 Prüfkörpern auf dem Mehrschichtfurnierholz angebracht - je einer auf der linken Seite und einer auf der rechten Seite (rechte Seite hier nicht sichtbar). . . . .	26
2.10	<b>Links:</b> Die fünf identischen Prüfkörper mit asymmetrischen Zähnen. <b>Rechts:</b> Die fünf identischen Prüfkörper mit symmetrischen 45°-Zähnen. Der Versagensmechanismen von asymmetrischen Zähnen (links) ist plötzlich während er bei den symmetrischen 45°-Zähnen (rechts) eher duktil ist. . . . .	27
2.11	Aufnahmen mit der „Me-go Standard“ Kamera genau vor und nach dem Zahnbruch von Prüfkörperpaar 1.3. <b>Links:</b> Bild 279 vor dem Bruch. <b>Rechts:</b> Bild 280 nach dem Bruch. Die Kraft-Weg-Kurve dieses Prüfkörpers ist in Bild 2.12, Seite 29 ganz oben in ockergelb zu sehen. . . . .	28
2.12	Kraft-Weg-Kurve von Prüfkörperpaar 1.3 (dicke, ockergelbe Linie), dem schwächsten der fünf Prüfkörperpaare mit asymmetrischen Zähnen. Einige Zähne brachen bei Prüfkörperpaar 1.3 vorzeitig, wobei die Druckkraft allerdings noch einmal kurz zunahm, wie von den beiden schwarzen Pfeilen angedeutet. . . . .	29
2.13	Sequenz von fünf aufeinanderfolgenden Videobildern im Abstand von 0.02 Sekunden ( $\frac{1}{50}s$ ), aufgenommen mit einer Sony Kamera mit 50 Bildern pro Sekunde, als die asymmetrischen Zähne von Probekörperpaar 1.5 abbrechen. Die Zähne brechen schlagartig mit lautem Knall am Zahngrund ab. Der Zahnbruch erschüttert die Presse und deshalb ist das 4te Bild von links verschwommen. . . . .	29
2.14	Kraft-Weg-Kurven von allen 10 Prüfkörpern mit asymmetrischen Zähnen (durchgehende Linien) und Prüfkörpern mit symmetrischen Zähnen (gepunktete Linien). . . . .	31
2.15	Maximal aufgebrachte Kraft des Hydraulikzylinders bei Versagen für alle 10 Prüfkörperpaare, also die Minima der 10 Graphen in Bild 2.14, Seite 31. Die horizontale, gestrichelte Linie zeigt das arithmetische Mittel der fünf Bruchlasten. . . . .	32
2.16	Aus DIN EN 338-2016 'Bauholz für tragende Zwecke-Festigkeitsklassen'. . . . .	33
2.17	Digitale Bildkorrelation von Prüfkörper 1.3 mit asymmetrischen Zähnen. Gezeigt ist Bild 277 von 319 kurz bevor der Bruch der asymmetrischen Zähne eintritt. . . . .	35
2.18	Beispiel der aufgespritzten Zufallspunkte ('speckle pattern') auf Prüfkörper 1.3. Links im Bild eine der Zahnspalten im Prüfkörper in rötlicher Farbe. . . . .	35
2.19	DIC-Analyse von Probekörperpaar 2.3 mit symmetrischen 45°-Zähnen. Blau bedeutet Kompression (negative Dehnung) und rot bedeutet Dehnung. . . . .	36
3.1	Beispiel der Auslenkung von linkem und rechtem LVDT-Sensor an Prüfkörperpaar 3.1. Für die Kraft-Weg-Kurven für die 10 Prüfkörper wurde immer der Mittelwert der beiden LVDT-Sensoren benutzt. . . . .	38
3.2	Die beiden Zahndesigns mit nun kleineren 5mm hohen Zähnen die einem Schertest unterzogen wurden. Je fünf Prüfkörperpaare von jedem der beiden Designs wurden beim Projektpartner Firma Huber und Sohn ( <a href="https://www.huber-sohn.de/">https://www.huber-sohn.de/</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025) in Bachmehring bei Wasserburg hergestellt. . . . .	39
3.3	Die Prüfkörper 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 und 3.5 mit symmetrischen 5mm-Zähnen, wurden mit je zwei Tellerkopfholzschrauben „Rothoblaas TBS 120x8mm“ mit dem in der Hersteller-ETA (siehe Seite 3 von 68 in <a href="https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA_11_0030_RB_screws_2019.pdf">https://www.rothoblaas.com/ftp/ETA_11_0030_RB_screws_2019.pdf</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025) vorgeschriebenen Drehmoment von 19 Nm streng angezogen. . . . .	39
3.4	Kraft-Weg-Kurven der Schertests an den Prüfkörperpaaren 3.1 bis 3.5 mit symmetrischen, 5mm tiefen 45°-Zähnen. Diese fünf Prüfkörperpaare wurden allesamt mit je zwei fest angezogenen Tellerschrauben „Rothoblaas TBS 120x8mm“ zusammengehalten um ein Abheben zu vermeiden. . . . .	40

3.5	Kraft-Weg-Kurven der Schertests an den Prüfkörperpaaren 4.1 bis 4.5 mit fertigungstechnisch optimierten, asymmetrischen Zähnen von 5mm Höhe/Tiefe. Die Schubknagge aus Steico Mehrschichtfurnierholz wurde bei den beiden Prüfkörpern 4.2 und 4.3 mit Rothoblaas Holzschrauben und dem von Rothoblaas empfohlenen Anziehdrehmoment von 19 Nm an das Vollholz fixiert. Die jeweils zwei „Rothoblaas TBS 120x8mm“ Tellerschrauben bei den drei Prüfkörpern 4.1, 4.4 und 4.5 waren dagegen nur ganz leicht angezogen ohne Zuhilfenahme eines Drehmomentschlüssels. . . . .	41
3.6	<b>Links:</b> Bruchlasten bei den fünf Prüfkörperpaaren 3.1 bis 3.5 mit symmetrischen Zähnen mit 5mm Höhe, also die Minima der Graphen in Bild 3.4, Seite 40. Die über die 5 Prüfkörper gemittelte, maximal aufgebrachte Kraft bei Versagen, ist mit einer horizontalen, grünen gestrichelten Linie dargestellt. <b>Rechts:</b> Bruchlasten bei den fünf Prüfkörperpaaren 4.1 bis 4.5 mit asymmetrischen Zähnen mit 5mm Höhe, also die Minima der Graphen in Bild 3.5, Seite 41. Die über die 5 Prüfkörper gemittelte, maximal aufgebrachte Kraft bei Versagen ist mit einer horizontalen, blauen gestrichelten Linie dargestellt. . . . .	42
3.7	<b>Rechts:</b> Hochgeschwindigkeitskamera „IDT os8-S3“ ( <a href="https://idtcameras.com">https://idtcameras.com</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025) mit 1600x1200 pixel (2 Megapixel) kann bis zu 8000 fps (frames per second) aufnehmen. <b>Links:</b> Als Objektiv diente ein „Tokina Macro 100 F2.8D“. . . . .	43
3.8	Software interface des Laptops für die Ansteuerung der Hochgeschwindigkeitskamera bei Prüfkörper 3.1 mit symmetrischen Zähnen. Der RAM- Speicher der Hochgeschwindigkeitskamera wurde bei einer Bildrate von 3000 fps (frames per second) zyklisch überschrieben. Bei Versagen des Zahnverbunds wurde die Hochgeschwindigkeitskamera mit einem Knopfdruck gestoppt. Damit blieben nur die letzten 6 Sekunden vor dem Scherversagen im Kamera-RAM gespeichert. . . . .	44
3.9	Zwei Bilder mit der Hochgeschwindigkeitskamera bei 3000 Bildern pro Minute beim Versagen einer symmetrischen 5mm Verzahnung. Die beiden Bilder liegen $200/3000 = 0.066667$ Sekunden auseinander. Beim linken Bild steigt die Bruchlast noch an. Beim rechten Bild wurde die Bruchlast gerade überschritten. Rechts unten im Bild jeweils der Stahlwinkel der als Anschlag für den LVDT-Längensensor dient. . . . .	44
3.10	Bruchlasten in Balkendiagrammen für alle vier Zahnformen in 20 Schertests in dieser Arbeit. Die horizontalen, gestrichelten Linien stellen das arithmetische Mittel der je 5 Prüfkörper pro Zahnform dar. Alle hier gezeigten 20 Bruchkräfte von 20 Prüfkörpern sind die der Kraftmessdose, müssten also streng genommen - aufgrund ihrer leichten Schrägstellung von $10^\circ$ in der Bauteilpresse - um den Faktor $\cos(10^\circ) = 0.9848$ nach unten korrigiert werden. . . . .	46
4.1	<b>Oben:</b> Die zwei 60 mm hohen Elementdecken aus C25/30 Beton, die als Druckgurt wirken, wurden von der Firma Stigloher in Bad Aibling gefertigt ( <a href="https://www.beton-stigloher.de">https://www.beton-stigloher.de</a> , zuletzt aufgerufen Mai 2025). <b>Unten:</b> Die 88 Holzlamellen 60x5000x260mm mit auf einer Hundegger Abbundmaschine „K2-Industry 650“ eingefrästen, symmetrischen Zähnen an beiden Enden. Die Holzlamellen wirken als Zuggurt. . . . .	48
4.2	Die Messung des Schalldämm-Maßes $R_w$ nach EN ISO 10140 2010 geschieht in Terzbändern (hier auf einer linearen x-Achse), deren Weite mit der Frequenz zunimmt. Bei niedrigen Frequenzen ist die Bandbreite klein, weitet sich aber mit steigenden Frequenzen. . . . .	53
4.3	<b>Oben:</b> Einheben einer Elementdecke aus Beton mit dem Hallenkran beim Projektpartner <a href="https://www.huber-sohn.de">https://www.huber-sohn.de</a> (zuletzt aufgerufen April 2025). <b>Unten:</b> Die beiden gefertigten Deckenelemente nebeneinander. Die Nut-und-Feder Verbindung ist am linken Deckenelement erkennbar. . . . .	54
4.4	<b>Links:</b> Die beiden Elemente der Holz-Beton-Verbunddecke beim Einbau in den Akustikprüfstand am ift-Rosenheim. <b>Rechts:</b> Nut- und Federverbindung beim Zusammenschieben der beiden Elemente der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke, die am ift-Rosenheim akustisch getestet wurde. . . . .	55
4.5	Bodenaufbau der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke die beim ift Rosenheim akustisch geprüft wurde. . . . .	55

4.6	Senderraum oben für die Messung des Trittschallpegels $L_{n,w}$ und des Schalldämm-Maß $R_w$ . Zu sehen sind Oktaederlautsprecher, Normhammerwerk, rotierendes Mikrofon (zur Vermeidung von akustischen Knoten/Moden bei einer Position), und aufgesetzter Mikrofonkalibrator Typ 1251 von Norsonic-Tippkemper. . . . .	57
4.7	Einbringen der Schüttung und Trittschalldämmung auf die Betondecke im Senderraum. <b>Oben:</b> Rohe Holz-Beton-Verbunddecke von oben gesehen. Die Gitterträger sind klar erkennbar. <b>Mitte:</b> Schüttung mit Kalksplitt wurde 90 mm hoch eingebracht bis Oberkante Gitterträger. <b>Unten:</b> Trittschalldämmung aus Glaswolle mit 30 mm Dicke eingebracht. Auf diese Trittschalldämmung wurde die 50mm hohe Estrichdecke aus Fertigbeton mit Stahlbewehrung des ift-Rosenheim aufgelegt. . . . .	58
4.8	Die rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke von unten aus dem Empfangsraum gesehen. Die C24-Holzlamellen liegen ohne Abstand bündig aneinander. . . . .	59
4.9	Schalldämm-Maß $R_w$ der Holz-Beton-Verbunddecke, gemessen am ift Rosenheim. . . . .	61
4.10	Trittschallpegel $L_{n,w}$ der Holz-Beton-Verbunddecke, gemessen am ift Rosenheim. . . . .	62
4.11	Schalldruckpegel in Terzbändern im Empfangsraum bei der Messung des Trittschallpegels mit dem Normhammerwerk. <b>Oben:</b> Lineare Frequenzachse. <b>Unten:</b> Logarithmische Frequenzachse. Daten identisch mit Bild 4.10, Seite 62. . . . .	63
4.12	Die Prüfdecke ragte seitlich etwas über die Wand des Sende- und Empfangsraum hinaus. Die Stahlbetonelementdecke lag bei den Akustikmessungen also bis knapp an die Wand des Senderraums. In einem realem Gebäude ist dem nicht so - es würde nur die Schubknaagge über der Wand liegen. Dies kann zu einer etwas besseren Schalldämmung führen als es im realen Gebäude der Fall wäre. . . . .	64
4.13	Etwa 0.02 Sekunden Schalldruckzeitgsignal im Senderraum (oben) und Empfangsraum (unten). Die y-Achse zeigt die Schalldruckamplitude bei Abspeichern in 16-bit pro Messpunkt (dynamischer Ausschlag von 0 bis $2^{16}$ ). Man beachte die unterschiedlichen y-Achsen von Senderraum (oben) und Empfangsraum (unten). . . . .	65
4.14	<b>Links oben:</b> Zeitsignal des Mikrofons im Senderraum beim Anschalten des Trittschallnormhammerwerks bei $t = 0,2$ s. <b>Rechts oben:</b> Spektrogramm des Zeitsignals im Senderraum. <b>Links unten:</b> Zeitsignal des Mikrofons im Empfangsraum beim Anschalten des Trittschallnormhammerwerks bei $t = 0,2$ s. <b>Rechts unten:</b> Spektrogramm des Zeitsignals im Empfangsraum. Hier sind in erster Linie niedrige Frequenzen unter 1000 Hz präsent. . . . .	69
4.15	Zeit-Frequenz-Spektrogramm des Empfangsraums beim Anfahren des Normhammerwerks. Identisch mit dem Spektrogramm rechts unten in Bild 4.14 aber mit dem Frequenzbereich der y-Achse reduziert/gezoomt auf 0 bis 1 kHz. Trittschallimpulse sind gerade noch erkennbar - etwa bei 400 Hz. . . . .	70
5.1	Messung der ersten Eigenfrequenz $f_0$ an unverzahrter (links) und verzahrter Holz-Beton-Verbunddecke (rechts) mit den Maßen 600x220x5000 mm. Beschleunigungssensoren wurden an einer einzigen Stelle mittig angebracht wie in Bild 5.4 rechts, Seite 77, genauer gezeigt. . . . .	73
5.2	Von den beiden 220x600x5000mm Prüfdecken war eine verzahnt, die andere unverzahnt. Beide Decken waren mit sechs Schrauben pro Lamelle verschraubt (Tabelle 5.2, Seite 74). . . . .	75
5.3	Die erste Eigenfrequenz $f_0$ der Holz-Beton-Verbunddeckenstreifens wurde bei drei Auflagerpositionen gemessen - 10mm, 300mm und 700mm von den Enden entfernt. Hier gezeichnet ist nur die Version mit Zähnen. Dieselben Positionen wurden gemessen bei einem Holz-Beton-Verbunddeckenstreifen ohne Zähne. Der Beschleunigungssensor war bei allen Messungen mit einem Permanentmagneten auf eine mittig aufgeklebte Stahlbeilagscheibe geheftet - Bild 5.4 rechts, Seite 77. . . . .	76
5.4	<b>Links:</b> Aluminiumroller als Auflager auf einem I-Träger. <b>Rechts:</b> Angeklebte Beilagscheibe für die magnetische Aufnahme des Beschleunigungssensors in der Mitte der Prüfdecke. . . . .	77
5.5	Impulsantworten mit zugehöriger Fouriertransformation bei drei Auflagerabständen 1cm (oben), 30cm (mitte) und 70cm (unten) für die Holz-Beton-Verbunddecke ohne Zähne (linke Seite) und für die Holz-Beton-Verbunddecke mit symmetrischen, 10mm hohen Zähnen (rechte Seite). Auflagerabstände sind in Bild 5.3, Seite 76, eingezeichnet. . . . .	78

5.6	<b>Bild oben:</b> Messung der Eigenfrequenz für die Betondecke alleine bei mittig angebrachtem Beschleunigungssensor und Erregung mit einem Fussball der auf die Decke von einer Höhe von 30 cm fallengelassen wurde. <b>Graph unten:</b> Zeitsignal des Beschleunigungssensors zusammen mit dessen Fouriertransformation. Zwei Eigenschwingungen bei 8 und 61 Hz sind ersichtlich. . . . .	79
5.7	Impulsantwort und dazugehöriges Frequenzspektrum für (a) Stahlbetondecke allein 60x600x4000mm, (b) einzelner Holzlamelle 160x60x5000mm Konstruktionsvollholz C24 und (c) Holz-Beton-Verbunddecke 220x600x5000mm. . . . .	82
5.8	Impulsantwort für Holz-Beton-Verbunddecke (oben) und Impulsantwort der Betondecke alleine (unten). Die Dämpfung (Verfallskonstante $\sigma$ ) ist wesentlich niedriger bei der Betondecke alleine ohne Holzlamellen. . . . .	83
5.9	Zeitsignal des Beschleunigungssensors an der Holz-Beton-Verbunddecke (identisch mit Zeitsignal (c) in Bild 5.7, Seite 82). Aus dem Maximum der ersten Sinusperiode $y_1$ und dem Maximum der zehnten Sinusperiode $y_{10}$ wurde das logarithmische Dekrement $\delta$ errechnet. Aus dem wird dann das Dämpfungsverhältnis $\zeta$ errechnet. . . . .	84
5.10	Kraft-Durchbiegungsdiagramm des Biegeversuchs mit einer verzahnten Holz-Beton-Verbunddecke die mit vier Schrauben pro Holzlamelle verbunden war. Bei einer aufgetragenen Kraft von $F = 80$ kN ( $y$ -Achse) wurde eine Durchbiegung am mittig angebrachten Fadenpotentiometer von 31 mm ( $x$ -Achse) gemessen. Diese Werte werden in Gleichung 5.10 eingesetzt um die Steifigkeit $EI$ der Holz-Beton-Verbunddecke zu berechnen. . . . .	85
6.1	4-Punktbiegeversuch nach EN 408. . . . .	88
6.2	<b>Oben:</b> Bauteilpresse mit einer der vier Prüfdecken. Es wurde nur der Hydraulikzylinder in der Mitte benutzt. Die beiden kleineren Hydraulikzylinder rechts und links waren geparkt - sie wurden nicht benutzt. <b>Unten:</b> Maße im 4-Punkttest in der Bauteilpresse. . . . .	88
6.3	Eine der beiden 60mm dicken Filigrandecken, die für die Akustiktests verbaut worden war, wurde mit der Betonsäge in vier 600mm breite Streifen geschnitten worden. . . . .	90
6.4	<b>Links:</b> Die Grundfläche der Vollholzlamellen wurde in Höhe der Mörtelfuge mit einem etwa 10cm breitem Streifen dünner Folie quer zur Faserrichtung ausgelegt, um direkten Kontakt des Quellmörtels mit dem Holz zu verhindern. <b>Rechts:</b> Die nach innen zeigende Stirnfläche der Knagge wurde mit Hirnholzversiegelung bestrichen, um zu vermeiden daß die Knagge dem Mörtel das Wasser entzieht und damit die Abbindung verhindert. . . . .	90
6.5	Mit drei identischen Seilzugpotentiometern von <a href="https://www.asm-sensor.com">https://www.asm-sensor.com</a> (zuletzt aufgerufen März 2025) wurde die Durchbiegung in der Mitte der vier geprüften Holz-Beton-Verbunddecken gemessen. . . . .	96
6.6	Anordnung der vier LVDT-Längensensoren an den vier 600x5000x220mm großen Holz-Beton-Verbunddecken. Hier mit Zahnverbund. Die Anordnung der LVDT-Sensoren war bei den zahnlosen Holz-Beton-Verbunddecken identisch. . . . .	97
6.7	<b>Links:</b> Leichte Krümmung der unverzahnten, mit 4 Schrauben pro Lamelle befestigten Holz-Beton-Verbunddecke auf einem der beiden Auflager. <b>Rechts:</b> Leichte Krümmung der verzahnten, mit 4 Schrauben pro Lamelle befestigten Holz-Beton-Verbunddecke auf einem der beiden Auflager. . . . .	98
6.8	Weg-Zeit-Diagramm der drei Seilzugpotentiometer bei der verzahnten, mit sechs Schrauben pro Lamelle verbundenen Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 45kN. Das arithmetische Mittel der Durchbiegung aus den drei Seilzugpotentiometern zusammen ist durch die blaue, gestrichelte Linie dargestellt. . . . .	99
6.9	Kraft-Weg-Diagramm bei 30kN Belastung in rot und 45kN-Belastung in blau. Die Kurven liegen fast genau übereinander. . . . .	99
6.10	Weg-Zeit-Diagramm der vier LVDT-Wegmesser der verzahnten Prüfdecke mit sechs Schrauben pro Lamelle bis zum Bruch. . . . .	100

6.11	Zur Ermittlung des globalen Biege-E-Moduls (modulus of elasticity) wird die Gesamtdurchbiegung $\Delta w_{global}$ (in grüner Farbe) gemessen. Zur Ermittlung des lokalen Biege-E-Moduls (local modulus of elasticity) wird die lokale oder differentielle Durchbiegung $\Delta w_{local}$ (in blauer Farbe) gemessen. Nach EN 408 besteht die lokale oder differentielle Verschiebung aus der Differenz des Mittels der beiden äusseren Kabelpotentiometer und dem Kabelpotentiometer in der Mitte. Für das sogenannte lokale Biege-Elastizitäts-Moduls soll nach EN 408 die differentielle Durchbiegung $\Delta w$ zwischen drei symmetrisch angeordneten Schnurpotentiometern (Bild 6.5) herangezogen werden. . . . .	101
6.12	Kraft-Weg-Diagramme auf Basis der lokalen Verschiebung. Nach EN 408 besteht die lokale oder differentielle Verschiebung aus der Differenz des Mittels der beiden äusseren Kabelpotentiometer und dem Kabelpotentiometer in der Mitte. . . . .	102
6.13	<b>Oben:</b> Kraft-Weg-Diagramm aus dem Mittel der vier LVDT-Wegmesser (Bild 6.6) für die vier biegebruchgeprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken. Wegmittlung durch Aufsummieren der vier Wege mit anschliessendem Teilen durch vier. <b>Unten:</b> Kraft-Weg-Diagramm der drei Seilzugpotentiometer für die vier biegebruchgeprüften 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken. Der Weg wurde gemittelt durch Aufsummieren der Messungen der drei angebrachten Seilzugpotentiometer/Seilzuglängenmesser mit anschliessendem Teilen durch drei. . . . .	104
6.14	Alle vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken im 4-Punktbiegetest versagten durch Biegebruch. Alle Schubknaggen aus Mehrschichfurnierholz blieben dagegen unversehrt. Ein Video eines der vier Biegetests ist auf <a href="https://youtu.be/T0mGDKxsgi4">https://youtu.be/T0mGDKxsgi4</a> (zuletzt aufgerufen Mai 2025). . . . .	105
6.15	Gemittelte Längenänderung aus den vier LVDT-Längensensoren bei verzahnter (rote Linie) und unverzahnter (blaue Linie) 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke bei Belastung bis 60kN. Jede der 10 Holzlamellen wurde an der Knagge mit drei Vollgewindeschrauben 220x10mm befestigt (insgesamt sechs Schrauben pro Lamelle). . . . .	106
6.16	Ausbau der Betondecken nach den Biegetests. Die Mörtelfuge war in drei von vier Holz-Beton-Verbunddecken nicht komplett befüllt und wies Hohlräume auf. Die unverzahnte Decke mit sechs Schrauben pro Lamelle (dritte Decke von oben) war als einzige vollständig befüllt. Dies erklärt die höchste Steifigkeit dieser Decke. . . . .	107
6.17	Die 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke mit sechs Schrauben pro Lamelle nach dem Biegebruch im 4-Punktbiegetest nach dem Abschrauben der Schubknagge. Sowohl die Lamellenzähne als auch die Knaggenzähne sind völlig intakt. Der schwundlose Mörtel floß auf der linken Seite nicht komplett in den 5mm-Spalt. Mörtelfuge identisch mit der in Bild 6.16 rechts unten. . . . .	107
6.18	Vier Knaggen (einer Seite) der vier getesteten 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecke nebeneinanderstellt, um die unzureichende Befüllung der Quellmörtelfuge zu zeigen. Nur die unverzahnte Knagge mit sechs Schrauben pro Lamelle (zweite Knagge von links) war ausreichend mit Quellmörtel befüllt und prompt wies diese die höchste Steifigkeit auf. . . . .	108
6.19	Die vier streifenförmigen Holz-Beton-Verbunddecken mit dem Maßen 600x5000x220mm die in 4-Punktbiegetests bis zum Bruch belastet wurden. Bruchkräfte zusammengefasst in Tabelle 6.1, Seite 87. . . . .	109
7.1	Statisches System für die Vergleichsberechnung im Stabwerksmodell. . . . .	110
7.2	Bauteilquerschnitte und Materialgüten der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im 4-Punktbiegetest. . . . .	111
7.3	Details des Stabwerksmodells an den beiden Auflagern. . . . .	112
7.4	Holz-Beton-Verbunddecke unter Lastfall 1 (Eigengewicht) ständige Last (Res.=5,8kN oder 580kg, Durchbiegung 2mm). . . . .	113
7.5	Holz-Beton-Verbunddecke unter Lastfall 2 (Prüflast) $2 \times P = 2 \times 10,0 \text{ kN}$ . Die Prüflast beträgt 10 kN an jedem der beiden Krafteinleitungspunkte im Vierpunkttest. Durchbiegung = 8,8 mm in der Feldmitte. . . . .	113
7.6	Last-Verformungskurven aus den Laborversuchen und der Berechnung. Gestrichelte Linie in lila: Rechnerische Durchbiegung aus Prüflast. . . . .	114

7.7	<b>Oben:</b> Rechenmodell unter Bruchlast (Durchbiegung 57mm). <b>Unten:</b> Foto aus dem Laborversuch nach Bruch. . . . .	115
7.8	Risse im Stahlbeton. An der Stelle der punktuellen Einleitung der Prüflast im 4-Punkttest entsteht ein Momentengelenk in der Betonplatte. Es kommt zu einer Umlagerung des Biegemoments zum Holzquerschnitt. . . . .	115
7.9	Schnittgrößen im Stabwerksmodell mit Momentengelenken im Stahlbeton unter Bruchlast. . . . .	116
7.10	Rechnerische Tragfähigkeit der 3×10 Schrägschraubenverbindung an den Enden der rückbaubaren HBV-Decke. . . . .	117
7.11	Rechnerische Tragfähigkeit der Schrägverschraubung unter zusätzlichem Ansatz der Reibung in der horizontalen Kontaktfuge. . . . .	117
8.1	<b>Oben:</b> Statisches System für eine rückbaubare Holz-Beton-Verbunddecke mit 8,0m Spannweite. <b>Unten:</b> Deckenaufbau der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke bei einer Elementbreite von $b = 0,60\text{m}$ . . . . .	120
8.2	Die horizontale Federsteifigkeit/das Verschiebungsmodul der Schrägschraubenverbindung. . . . .	121
8.3	<b>Oben:</b> Stabwerksmodell für eine rückbaubare HBV-Decke mit 8,0 m Spannweite für Schulen. Regelelementlänge der Starrstäbe $L = 20\text{cm}$ . <b>Unten:</b> Detail der Schubknagge. . . . .	122
8.4	<b>Oben:</b> Materialeigenschaften für das Stabwerksmodell der HBV-Decke Schulbau. <b>Unten:</b> Querschnittskennwerte für das Stabwerksmodell der HBV-Decke Schulbau. . . . .	122
8.5	Modifikationswerte zur Anpassung der Steifigkeit infolge Kriechen. . . . .	123
8.6	Die drei Schnittgrößen Normalkraft $N_d$ , Biegemoment $M_b$ und Querkraft $V_d$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt $T=0$ für die drei Bauteile Stahlbetonfertigteile, Massivholz und (drei) Vollgewindeschrauben. . . . .	124
8.7	Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = 0$ . . . . .	126
8.8	Die drei Schnittgrößen Normalkraft $N_d$ , Biegemoment $M_b$ und Querkraft $V_d$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Zeitpunkt $T=\infty$ für die drei Bauteile Stahlbetonfertigteile, Massivholz und (drei) Vollgewindeschrauben. . . . .	126
8.9	Nachweis der Schrägschraubenverbindung zum Zeitpunkt $T = \infty$ . . . . .	128
8.10	Durchbiegung einer Holz-Beton-Verbunddecke für Schulbauten mit 8,0m Spannweite zu den Zeitpunkten $T = 0$ und $T = \infty$ . . . . .	129
9.1	Einfache Animation des Rückbaus der Holz-Beton-Verbunddecke auf <a href="https://youtu.be/us5E5M98Goo">https://youtu.be/us5E5M98Goo</a> (zuletzt aufgerufen Mai 2025). . . . .	131

# Tabellen

4.1	Der am ift-Rosenheim gemessene Normtrittschallpegel $L_{n,w}$ der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im Vergleich mit den geforderten Grenzwerten in DIN 4109 (Quelle: Tabelle 6, Seite 17, DIN 4109-1 2018 - „Anforderung an die Luft- und Trittschalldämmung, Schalldämmung in Schulen und vergleichbaren Einrichtungen“). . . . .	59
4.2	Schallübertragungsmaß $R_w$ der rückbaubaren Holz-Beton-Verbunddecke im Vergleich mit geforderten Grenzwerten aus DIN 4109 (Quelle: Tabelle 6, Seite 17, DIN 4109-1 2018 - „Anforderung an die Luft- und Trittschalldämmung, Schalldämmung in Schulen und vergleichbaren Einrichtungen“). . . . .	60
5.1	Schwingungsdämpfung verschiedener Baumaterialien nach <a href="#">ArcelorMittal [2007]</a> . . . . .	72
5.2	Es wurden zwei 220x600x5000mm Holz-Beton-Verbunddecken mit sechs Schrauben pro Lamelle auf Eigenschwingungen geprüft. . . . .	74
5.3	Erste Eigenschwingung $f_0$ für zahnlosen Verbund und verzahnten Verbund bei den drei Auflagerabständen 1cm, 30cm und 70cm. Ergebnisse aus Bild 5.5, Seite 78 entnommen. Auflagerabstände sind in Bild 5.3, Seite 76 illustriert. . . . .	77
6.1	Es wurden insgesamt vier 600x5000x220mm Prüfdecken einem 4-Punktbiegetest nach EN 408 unterzogen. Die geborstenen Decken sind in Bild 6.19, Seite 109, zu sehen. . . . .	87
6.2	Vier 600x5000x220mm Holz-Beton-Verbunddecken wurden einem 4-Punktbiegetest nach EN 408 unterzogen. Die vier geborstenen Decken sind in Bild 6.19, Seite 109 zu sehen. . .	109
8.1	Lastannahmen (Eigen- und Nutzlasten) einer Holz-Beton-Verbunddecke in einem Klassenraum mit 8,0m Spannweite. Im Knaggenbereich 1,50 [ $kN/m^2$ ] anstatt Stahlbeton und Steico LVL-R mit 0,30 [ $kN/m^2$ ]. . . . .	120

# Literaturverzeichnis

- Olugbenga O. Akinade, Lukumon O. Oyedele, Saheed O. Ajayi, Muhammad Bilal, Hafiz A. Alaka, Hakeem A. Owolabi, Sururah A. Bello, Babatunde E. Jaiyeoba, and Kabir O. Kadiri. Design for deconstruction (dfd): Critical success factors for diverting end-of-life waste from landfills. *Waste Management*, 60:3–13, February 2017. ISSN 0956-053X. doi: 10.1016/j.wasman.2016.08.017.
- Jörg Schänzlin Alfredo Dias and Philipp Dietsch. Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by cost action fp1402wg 4. Technical report, COST European Cooperation in Science and Technology, 2018. URL <https://www.cost.eu/uploads/2018/11/Design-of-Timber-Concrete-Composite-Structures.pdf>.
- Albert Andrej. *Schneider-Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen (26. Auflage)*. Reguvis, 2024. ISBN 978-3-8462-1479-4. URL <https://www.reguvis.de/xaver/bautabellen-digital/start.xav>.
- Robbie M. Andrew. Global co2 emissions from cement production, 1928-2018. *Earth System Science Data*, 11(4):1675–1710, November 2019. ISSN 1866-3516. doi: 10.5194/essd-11-1675-2019.
- ArcelorMittal. Design guide for floor vibrations. Technical report, ArcelorMittal Europe, 66, rue de Luxembourg, L-4221 Esch-sur-Alzette, LUXEMBOURG, 2007. URL [https://sections.arcelormittal.com/repository2/Sections/5\\_19\\_2\\_Vibration\\_web.pdf](https://sections.arcelormittal.com/repository2/Sections/5_19_2_Vibration_web.pdf).
- Habeeb Balogun, Hafiz Alaka, Christian Nnaemeka Egwim, and Saheed Ajayi. Systematic review of drivers influencing building deconstructability: Towards a construct-based conceptual framework. *Waste Management and Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy*, 41(3):512–530, October 2022. ISSN 1096-3669. doi: 10.1177/0734242x221124078.
- Bella M. Basaglia, Jianchun Li, Rijun Shrestha, and Keith Crews. Response prediction to walking-induced vibrations of a long-span timber floor. *Journal of Structural Engineering*, 147(2):04020326, 2021. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002888. URL <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0002888>.
- Lubitz-Prohaska Beate, Schrottenecker Inge, Trebut Franziska, and Braitto Michael. klimaaktiv - Kriterienkatalog für Dienstleistungsgebäude - Neubau und Sanierung 2020. Technical report, Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie, Vienna, Austria, August 2020. URL [https://www.klimaaktiv.at/dam/jcr:56cfc2e3-ab4d-4586-b162-f832978e4fbd/klimaaktiv\\_Kriterienkatalog\\_Dienstleistungsgeb%C3%A4ude\\_bf.pdf](https://www.klimaaktiv.at/dam/jcr:56cfc2e3-ab4d-4586-b162-f832978e4fbd/klimaaktiv_Kriterienkatalog_Dienstleistungsgeb%C3%A4ude_bf.pdf).
- Emad Benhelal, Gholamreza Zahedi, Ezzatollah Shamsaei, and Alireza Bahadori. Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry. *Journal of Cleaner Production*, 51:142–161, 2013. ISSN 0959-6526. doi: 10.1016/j.jclepro.2012.10.049.
- Patrick Bergmann. Benutzerhandbuch Madaster Deutschland. Technical report, Madaster Germany, 2024. URL <https://docs.madaster.com/files/de/Madaster-Benutzerhandbuch.pdf>.
- Gaetano Bertino, Johannes Kissler, Julia Zeilinger, Gunter Langergraber, Tatjana Fischer, and Doris Österreicher. Fundamentals of building deconstruction as a circular economy strategy for the reuse of construction materials. *Applied Sciences*, 11(3):939, January 2021. ISSN 2076-3417. doi: 10.3390/app11030939.

- Adrian Blödt, Andreas Rabold, and Michael Halstenberg. Schallschutz im Holzbau - Grundlagen und Vorbemessung (Holzbau Handbuch - Reihe 3 - Teil 3 - Folge 1). Technical report, Informationsverein Holz e.V., Holzbau Deutschland-Institut e.V., Kronenstraße 55-58, 10117 Berlin, 2019. URL <https://informationsdienst-holz.de/publikationen/2-informationsdienst-holz-holzbau-handbuch/reihe-3-bauphysik/schallschutz-im-holzbau/>.
- Zhiyong Chen, Dorian Tung, and Erol Karacabeyli. Modelling guide for timber structures 2022 - first edition. Technical report, FP Innovations, Pointe Claire, Québec, Canada, August 2022. URL <https://library.fpinnovations.ca/fr/permalink/fpipub9181>.
- Manfred Curbach and Silke Scheerer. Zehn werte – wie das bauen zukunftsfähig werden kann. *Bautechnik*, 100(7):429–436, 2023. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.202300033>. URL <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/bate.202300033>.
- Glos P. Denzler JK., Stapel P. Relationship between local and global MOE (modulus of elasticity). In *World Conference on Timber Engineering*, 2008. URL [https://www.irbnet.de/daten/iconda/CIB\\_DC34281.pdf](https://www.irbnet.de/daten/iconda/CIB_DC34281.pdf).
- Mohammad Derikvand and Gerhard Fink. Deconstructable connector for tcc floors using self-tapping screws. *Journal of Building Engineering*, 42:102495, 2021. ISSN 2352-7102. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102495>. URL <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710221003521>.
- Mohammad Derikvand and Gerhard Fink. Bending properties of deconstructable cross-laminated timber-concrete composite floor elements. *Wood Material Science & Engineering*, 17(4):253–260, 2022. doi: [10.1080/17480272.2022.2077658](https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2077658). URL <https://doi.org/10.1080/17480272.2022.2077658>.
- Manfred Dunky and Peter Niemz. *Struktureller Aufbau und wesentliche Einflussfaktoren auf die Eigenschaften ausgewählter Holzwerkstoffe*, pages 9–29. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2002. ISBN 978-3-642-55938-9. doi: [10.1007/978-3-642-55938-9\\_2](https://doi.org/10.1007/978-3-642-55938-9_2). URL [https://doi.org/10.1007/978-3-642-55938-9\\_2](https://doi.org/10.1007/978-3-642-55938-9_2).
- Guilherme Eliote, Fernanda Leite, and Christopher Rausch. Design for disassembly in the construction industry: Success factors and computing tools. In *Computing in Civil Engineering 2023*. American Society of Civil Engineers, January 2024. doi: [10.1061/9780784485224.073](https://doi.org/10.1061/9780784485224.073).
- B. Ellis. On the response of long-span floors to walking loads generated by individuals and crowds. *The Structural Engineer*, 78(10):17–25, 2000. URL [https://www.istructe.org/journal/volumes/volume-78-\(published-in-2000\)/issue-10/on-the-response-of-long-span-floors-to-walking-loa/](https://www.istructe.org/journal/volumes/volume-78-(published-in-2000)/issue-10/on-the-response-of-long-span-floors-to-walking-loa/).
- Sabine Flamme, Sigrid Hams, Jens Bischoff, and Claas Fricke. Evaluierung der Altholzverordnung im Hinblick auf eine notwendige Novellierung. Technical report, Umweltbundesamt, Wörlitzer Platz 10, 6844 Dessau-Roßlau, October 2019. URL <https://www.umweltbundesamt.de/publikationen/evaluierung-der-altholzverordnung-im-hinblick-auf>.
- Alexander Frank. DGNB System - Kriterienkatalog Gebäude Neubau - TEC1.6 Rückbau- und Recyclingfreundlichkeit. Technical report, DGNB Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen, Tübinger Straße 43, 70178 Stuttgart, Germany, August 2018. URL [https://static.dgnb.de/fileadmin/dgnb-system/de/gebaeude/neubau/kriterien/05\\_TEC1.6\\_Rueckbau--und-Recyclingfreundlichkeit.pdf](https://static.dgnb.de/fileadmin/dgnb-system/de/gebaeude/neubau/kriterien/05_TEC1.6_Rueckbau--und-Recyclingfreundlichkeit.pdf).
- B Gepts, E Meex, E Nuyts, E Knapen, and G Verbeeck. Existing databases as means to explore the potential of the building stock as material bank. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 225:012002, February 2019. ISSN 1755-1315. doi: [10.1088/1755-1315/225/1/012002](https://doi.org/10.1088/1755-1315/225/1/012002).
- S. Glattacker and H. J. Blass. Detachable contact joint in beech-LVL for mechanically jointed beams. In *World Conference on Timber Engineering 2021, WCTE 2021: 9-12 August 2021, online*, 2021. URL <https://publikationen.bibliothek.kit.edu/1000141264>.

- M. Grosse, R. Hartnack, St. Lehmann, and K. Rautenstrauch. Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen / Teil 1: Kurzzeittragverhalten. *Bautechnik*, 80(8): 534–541, 2003. doi: <https://doi.org/10.1002/bate.200304120>. URL <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/bate.200304120>.
- G. Habert, S. A. Miller, V. M. John, J. L. Provis, A. Favier, A. Horvath, and K. L. Scrivener. Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries. *Nature Reviews Earth and Environment*, 1(11):559–573, September 2020. ISSN 2662-138X. doi: 10.1038/s43017-020-0093-3.
- Annette Hafner, Stephan Ott, and Stefan Winter. Recycling and end-of-life scenarios for timber structures. In Simon Aicher, H.-W. Reinhardt, and Harald Garrecht, editors, *Materials and Joints in Timber Structures*, pages 89–98, Dordrecht, 2014. Springer Netherlands. ISBN 978-94-007-7811-5.
- Patricia Hamm. Schwingungstechnische Optimierung von Holzdecken (in: Bauphysik Kapitel 11 - Statusbericht zum aktuellen Stand der Verwendung von Holz und Holzprodukten im Bauwesen und Evaluierung künftiger Entwicklungspotentiale). Technical report, Forstliche Versuchs- und Forschungsanstalt Baden-Württemberg, Wonnhaldestraße 4, 79100 Freiburg, 2009. URL [https://www.fva-bw.de/fileadmin/publikationen/zukunft\\_holz/zh\\_k11.pdf](https://www.fva-bw.de/fileadmin/publikationen/zukunft_holz/zh_k11.pdf).
- Meliha Honic, Pedro Meda Magalhães, and Pablo Van den Bosch. From data templates to material passports and digital product passports, 2024. ISSN 2731-5509. URL [https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-031-39675-5\\_5](https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-031-39675-5_5).
- Seongjun Kim and Sung-Ah Kim. A design support tool based on building information modeling for design for deconstruction: A graph-based deconstructability assessment approach. *Journal of Cleaner Production*, 383:135343, January 2023. ISSN 0959-6526. doi: 10.1016/j.jclepro.2022.135343.
- H. Kreuzinger and B. Mohr. Schwingungsprobleme nach Eurocode 5 bei Wohnungsdecken. Technical report, TU-München, Institut für Tragwerksbau, Fachgebiet Holzbau, Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau, Nobelstraße 12, 70569 Stuttgart, 1994. URL <https://www.irbnet.de/daten/rswb/95009500400.pdf>.
- F. Krüger and E. Rohloff. Über die innere Reibung von Holz. *Zeitschrift für Physik*, 110(1):58–68, 1938. ISSN 0044-3328. doi: 10.1007/BF01366862. URL <https://doi.org/10.1007/BF01366862>.
- Angeliki Kylili and Paris A. Fokaides. Policy trends for the sustainability assessment of construction materials: A review. *Sustainable Cities and Society*, 35:280–288, November 2017. ISSN 2210-6707. doi: 10.1016/j.scs.2017.08.013.
- Sonja Laasonen and Sami Pajunen. Assessment of load-bearing timber elements for the design for disassembly. *Buildings*, 13(7), 2023. ISSN 2075-5309. doi: 10.3390/buildings13071878. URL <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/7/1878>.
- Swapnil Lahane, Himanshu Prajapati, and Ravi Kant. Emergence of circular economy research: a systematic literature review. *Management of Environmental Quality: An International Journal*, 32(3):575–595, February 2021. ISSN 1477-7835. doi: 10.1108/meq-05-2020-0087.
- Rafal Latawiec, Piotr Woyciechowski, and Karol Kowalski. Sustainable concrete performance - CO<sub>2</sub>-emission. *Environments*, 5(2):27, February 2018. ISSN 2076-3298. doi: 10.3390/environments5020027.
- Raoul Spéro Adjovi Loko, Jean-Luc Coureau, Philippe Galimard, Alain Cointe, and Gérard Gbaguidi Aïsse. New four-point bending test protocol for the strength grading of timber: relationship between local and global modulus of elasticity (MOE) of maritime pine. *Wood Material Science & Engineering*, 0(0):1–12, 2024. doi: 10.1080/17480272.2024.2413396. URL <https://doi.org/10.1080/17480272.2024.2413396>.
- William McDonough and Michael Braungart. *Cradle to cradle*. North Point Press, New York, NY, 1. ed. edition, 2002. ISBN 9780865475878.

- Md Abdul Hamid Mirdad and Ying Hei Chui. Load-slip performance of mass timber panel-concrete (mtpc) composite connection with self-tapping screws and insulation layer. *Construction and Building Materials*, 213:696–708, 2019. ISSN 0950-0618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.117.
- Katharina Müller and Andrea Frangi. 4-point bending tests of timber-concrete composite slabs with micro-notches (presented at World Conference on Timber Engineering, Seoul, Korea.). pages 1–7, 08 2018. URL [https://www.researchgate.net/publication/331199052\\_4-Point\\_Bending\\_Tests\\_of\\_Timber-Concrete\\_Composite\\_Slabs\\_with\\_Micro-Notches](https://www.researchgate.net/publication/331199052_4-Point_Bending_Tests_of_Timber-Concrete_Composite_Slabs_with_Micro-Notches).
- Mauro Cordella Nicholas Dodd, Shane Donatello. Level(s) indicator 2.4: Design for deconstruction. Technical report, JRC Technical Reports, JRC Unit B.5, August 2021. URL [https://susproc.jrc.ec.europa.eu/product-bureau/sites/default/files/2021-11/UM3\\_Indicator\\_2.4\\_v.2.0\\_clean\\_20.07.2021.pdf](https://susproc.jrc.ec.europa.eu/product-bureau/sites/default/files/2021-11/UM3_Indicator_2.4_v.2.0_clean_20.07.2021.pdf).
- Chinyere O. Nwankwo, Gideon O. Bamigboye, Iyinoluwa E.E. Davies, and Temitope A. Michaels. High volume portland cement replacement: A review. *Construction and Building Materials*, 260:120445, November 2020. ISSN 0950-0618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120445.
- Oluyomi A. Osobajo, Adekunle Oke, Temitope Omotayo, and Lovelin Ifeoma Obi. A systematic review of circular economy research in the construction industry. *Smart and Sustainable Built Environment*, 11(1):39–64, August 2020. ISSN 2046-6099. doi: 10.1108/sasbe-04-2020-0034.
- Katarzyna Ostapska, Petra Rütther, Arian Loli, and Klodian Gradeci. Design for disassembly: A systematic scoping review and analysis of built structures designed for disassembly. *Sustainable Production and Consumption*, 48:377–395, 2024. ISSN 2352-5509. doi: <https://doi.org/10.1016/j.spc.2024.05.014>. URL <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235255092400143X>.
- Lisa-Mareike Ottenhaus, Zidi Yan, Reinhard Brandner, Paola Leardini, Gerhard Fink, and Robert Jockwer. Design for adaptability, disassembly and reuse – a review of reversible timber connection systems. *Construction and Building Materials*, 400:132823, 2023. ISSN 0950-0618. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132823>. URL <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061823025394>.
- Lisbeth M. Ottosen, Lotte B. Jensen, Thomas Astrup, Tim C. McAlloone, Morten Ryberg, Christian Thuesen, Solbrit Christiansen, Anne J. Pedersen, and Mads H. Odgaard. Implementation stage for circular economy in the danish building and construction sector. (16):26–30, 2021. ISSN 2611-4135. doi: 10.31025/2611-4135/2021.15110.
- F. Pacheco-Torgal and J.A. Labrincha. The future of construction materials research and the seventh un millennium development goal: A few insights. *Construction and Building Materials*, 40:729–737, March 2013. ISSN 0950-0618. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.11.007.
- G. Pernica. Dynamic load factors for pedestrian movements and rhythmic exercises. *Canadian Acoustics*, 18(2):3, Apr. 1990. URL <https://jcaa.caa-aca.ca/index.php/jcaa/article/view/618>.
- Kambiz Rakhshan, Jean-Claude Morel, Hafiz Alaka, and Rabia Charef. Components reuse in the building sector - a systematic review. *Waste Management and Research: The Journal for a Sustainable Circular Economy*, 38(4):347–370, February 2020. ISSN 1096-3669. doi: 10.1177/0734242x20910463.
- FN Rasmussen, M Birkved, and H Birgisdóttir. Upcycling and design for disassembly - LCA of buildings employing circular design strategies. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 225: 012040, February 2019. ISSN 1755-1315. doi: 10.1088/1755-1315/225/1/012040.
- Matthew Roberts, Stephen Allen, Joanna Clarke, Justin Searle, and David Coley. Understanding the global warming potential of circular design strategies: Life cycle assessment of a design-for-disassembly building. *Sustainable Production and Consumption*, 37:331–343, May 2023. ISSN 2352-5509. doi: 10.1016/j.spc.2023.03.001.
- Danielle Densley Tingley and Buick Davison. Design for deconstruction and material reuse. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Energy*, 164(4):195–204, November 2011. ISSN 1751-4231. doi: 10.1680/ener.2011.164.4.195.

- Roberto Tomasi, Angelo Aloisio, Eldbjørg Aaraas Hånde, Kari Ryen Thunberg, and Ebenezer Ussher. Experimental investigation on screw reinforcement of timber members under compression perpendicular to the grain. *Engineering Structures*, 275:115163, January 2023. ISSN 0141-0296. doi: 10.1016/j.engstruct.2022.115163.
- ETA Danmark A/S. European Technical Assessment ETA13/0029 ASSY plus VG screw - self-tapping screws for use in wood-concrete slab kits. Technical report, Adolf Würth GmbH und Co.KG, Göteborg, 2017. URL [https://www.wuerth.de/web/media/downloads/assy/ETA-130029\\_ASSYplus\\_VG\\_zur\\_Verwendung\\_in\\_Holz-Beton-Verbundbauteilen\\_2017\\_EN.pdf](https://www.wuerth.de/web/media/downloads/assy/ETA-130029_ASSYplus_VG_zur_Verwendung_in_Holz-Beton-Verbundbauteilen_2017_EN.pdf).
- C.-T. Yeh, B.J. Hartz, and C.B. Brown. Damping sources in wood structures. *Journal of Sound and Vibration*, 19(4):411–419, 1971. ISSN 0022-460X. doi: [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(71\)90612-2](https://doi.org/10.1016/0022-460X(71)90612-2). URL <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0022460X71906122>.
- David Yeoh, Massimo Fragiacomio, Mary De Franceschi, and Koh Heng Boon. State of the art on timber-concrete composite structures: Literature review. *Journal of Structural Engineering*, 137(10): 1085–1095, October 2011. ISSN 1943-541X. doi: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000353.