



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

DIPLOMA THESIS

Experimental and numerical investigations on novel shear connectors of solid-timber-concrete-composite structures

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Experimentelle und numerische Untersuchungen zu neuartigen Schubverbindern bei Vollholz-Beton-Verbundkonstruktionen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades einer
Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Marie-Theres Brunauer BSc

Matr.Nr.: 01327209

unter der Anleitung von

Assoc.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Alireza Fadai**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. BSc **Alex Müllner**

Institut für Architekturwissenschaften
Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259.2, A-1040 Wien

Wien, im Juni 2022

Brunauer M.

EIDESSTAATLICHE ERKLÄRUNG

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

DIPLOMARBEIT

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

Wien, am

Unterschrift Marie-Theres Brunauer

KURZFASSUNG

Diese Diplomarbeit widmet sich dem Thema der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV-Konstruktionen). Der Fokus liegt hierbei auf dem Kurzzeittragverhalten von neuartigen Schublech- und Kerven-Verbindungsmitteln.

Wie bereits vorangegangene Forschungsarbeiten zeigen, tragen die Verbindungsmittel maßgeblich zum Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Konstruktionen bei. Diese Arbeit untersucht ein neuartiges, noch unbekanntes HBV-Verbindungssystem mit dem Ziel, Aussagen über die Tragfähigkeit und die Steifigkeit des Systems zu erlangen. Zusätzlich soll ein geeignetes numerisches Modellierungskonzept erstellt werden, welches weiteren Forschungsarbeiten als Grundlage dienen kann.

Das neu entwickelte System der Firma Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH ist eine Anlehnung an die Dippelbaumdecke. Dabei liegen die Träger aus Vollholzbalken schmalseitig aneinandergereiht. Die Träger sind an den Schmalseiten beidseitig abgefast. Dadurch bildet sich eine Ausnehmung zur Platzierung der Schubleche. Durch die Befestigung der Schubleche an das Holz mittels Nägeln entsteht die Konstruktion. An die Schubleche wird die Bewehrung gebunden. Die Kerven unterscheiden sich zu konventionellen Kerven in ihrer Geometrie. Sie werden schräg in die Holzbalken eingefräst und haben eine halbrunde Form an der Schubübertragungsflanke. Zur Untersuchung des Systems kategorisiert sich diese Arbeit in drei Bereiche.

Die Basis für eine fundierte Untersuchung wird zu Beginn mit dem Kapitel „State of the Art zu HBV-Konstruktionen“ geschaffen. Dabei wird auf die Materialien Holz, Beton, sowie die Verbindungsmittel eingegangen und deren Verhalten beleuchtet. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Verbundwirkung von HBV-Konstruktionen.

Der zweite Bereich dieser Arbeit widmet sich den experimentellen Versuchen. Die genannten Verbindungsarten werden jeweils im Einzelnen untersucht und anschließend in ihrer Gesamtheit betrachtet. Dadurch ergeben sich die drei unterschiedlichen Versuchsreihen „Blech-B“, „Kerve-K“ und „Blech+Kerve-B+K“, an denen doppelsymmetrische Scherversuche (Push-Out Scherversuche) durchgeführt werden. Von jeder Versuchsreihe werden zwölf Probekörper untersucht. Die Versagensmodi sind dabei „Abscheren des Betons“ bei der Betonkerve, sowie „Herausziehen der Nägel“ und „Plastifizieren des Holzes“ bei der Variante Schublech. Bei der Versuchsreihe „Blech+Kerve-B+K“ ergibt sich eine Kombination der Versagensfälle. Der Fokus liegt neben den auftretenden Versagensmechanismen auf den resultierenden Last-Verschiebungs-Zusammenhängen.

Das dritte Hauptaugenmerk liegt auf den numerischen Simulationen der Strukturvarianten. Zeitgleich zu den experimentellen Untersuchungen wird das numerische Modellierungskonzept anhand nichtlinear, statischer FE-Simulation abgebildet. Wie bei den experimentellen Versuchen werden auch hier zuerst Kerve und Schublech separat betrachtet. Anschließend werden die gewonnenen Erkenntnisse zu dem kombinierten System zusammengefügt. Der Fokus liegt hier ebenfalls auf den Last-Verschiebungs-Zusammenhängen, sowie den Versagensmodi.

Zum Schluss werden die Ergebnisse aus den experimentellen Versuchen denen der numerischen Simulationen gegenübergestellt und bewertet.

ABSTRACT

This diploma thesis is dedicated to the topic of timber-concrete composite (TCC). The focus is on the short-term load-bearing behaviour of the shear plates and notch fasteners.

Preceded research projects have already shown that fasteners are of significant relevance in relation to the load-bearing and deformation behaviour of TCC structures. This work investigates a new, still unknown TCC connection system and obtains statements about the load-bearing capacity and stiffness. Moreover, the aim is to create a numerical modelling concept that will serve as a basis for following research in this field work.

The novel construction method is based on a traditional ceiling system, so called "Dippelbaumdecke" (dowel tree ceiling) which was recently developed by the company Vollholz Hybriddecke Engelhart GmbH. The balks made of solid structural timber lie in order beam next to beam. The balks are chamfered both-way on the narrow sides. This creates a recess for placing the shear plates, which are attached to the timber by nails. The reinforcements are connected to the shear plates. The novel notches differ from conventional notches in their geometry. They are milled into the timber beams at an angle and have a semicircular shape. In order to study the system, this thesis can be structured into three areas.

The basis for a well-founded investigation is created first, with the chapter "State of the Art on TCC-constructions". The materials wood, concrete and the fasteners will be discussed and their behaviour will be examined. Particular focus is paid to the composite effect of TCC constructions.

The second area of this work is devoted to experimental investigations. The novel connection types are examined individually and further considered as a whole. This results in the three different test series "shear plate-B", "notch-K" and "shear plate+notch-B+K" on which push-out-tests are performed. Each test series consists of twelve specimens. The failure modes are either shearing of the concrete at the concrete notch, failure based on pulled out nails or plasticization of timber at the shear plate. In particular the test series "shear plate+notch" failed due to a combination of the failure cases described above. The results of the test provide load-displacement curves.

The third centre of attention is on numerical simulations. Simultaneously to the experimental investigations, the numerical modelling concept were simulated by using nonlinear, static FE simulation. Likewise to the experimental tests, the notch and shear plate are considered separately first. Therefore, the model applies the gained knowledge to the combined system. In like manner the focus is on the load-displacement curve.

Finally, the results from the experimental tests are compared to those from the numerical simulations and evaluated.

VORWORT

Die folgende Diplomarbeit entstand während meiner Tätigkeit als studentische Mitarbeiterin des Forschungsbereichs Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Technischen Universität Wien.

Mein besonderer Dank gilt Herrn DI Alex Müllner für die gute Zusammenarbeit, seine Unterstützung bei dieser Arbeit und dafür, dass er bei all meinen Fragen ein offenes Ohr hatte.

Bei Herrn Professor Dr.-Ing Alireza Fadai bedanke ich mich für die Betreuung dieser Thesis, für das Vertrauen in meine Arbeit und für die Übernahme meiner kommissionellen Diplomprüfung.

Herrn Professor DI Peter Bauer, Vorstand des Forschungsbereichs Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, darf ich an dieser Stelle für das Interesse, das er meiner Arbeit entgegengebracht hat danken. Seine konstruktiven Ratschläge waren bedeutend für den Fortschritt dieser Arbeit.

Ein großes Dankschön gilt dem gesamten Team der Camillo Sitte Versuchsanstalt, welche diesem Forschungsprojekt mit Rat und Tat zur Seite stand.

Außerdem möchte ich allen Kollegen und Kolleginnen des Forschungsbereichs Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau danken. Die Zusammenarbeit hat mir eine schöne Zeit am Institut beschert, die ich in bester Erinnerung behalte.

Für die Durchsicht dieser Arbeit bedanke ich mich bei Eva und Verena und für die grafische Expertise bei Theresa und Johanna.

Meiner Familie danke ich herzlichst für die bedingungslose und liebevolle Unterstützung während meiner gesamten Ausbildungszeit. Hannah, die während der gesamten Studienzeit mit mir im selben Boot saß, danke ich für den gegenseitigen Rückhalt. Bei Thomas bedanke ich mich für den stets positiven Zuspruch, der des Öfteren meinen Blick für das Wesentliche wieder zurechtgerückt hat.

Darüber hinaus gilt ein riesiges Dankschön allen Freund*innen für ihre Stütze und die Ablenkung vom Arbeitsalltag.

„Ende gut, alles gut!“ - William Shakespeare

INHALTSVERZEICHNIS

1	<u>EINLEITUNG</u>	12
1.1	FORSCHUNGSFRAGE UND MOTIVATION	12
1.2	VORGEHENSWEISE UND ZIEL DER ARBEIT	13
2	<u>STATE OF THE ART ZU HBV-KONSTRUKTIONEN</u>	14
2.1	HISTORISCHE KONSTRUKTIONEN	14
2.1.1	DIE DIPPELBAUMDECKE	15
2.2	VERGLEICHBARES HBV-SYSTEM	16
2.3	UNTERSUCHTES DECKENSYSTEM	17
2.4	MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DER TEILSTRUKTUREN	19
2.4.1	EIGENSCHAFTEN VON HOLZ	19
2.4.2	EIGENSCHAFTEN VON BETON	22
2.4.3	EIGENSCHAFTEN VON STAHL FÜR VERBINDUNGSMITTEL	23
2.4.4	TRAGVERHALTEN VON HBV-SYSTEMEN	25
2.5	VERBINDUNGSMITTEL	31
2.5.1	MECHANISCHER VERBUND	32
2.5.2	FORMSCHLÜSSIGER VERBUND	34
2.5.3	KERVEN	35
2.5.4	STOFFSCHLÜSSIGER VERBUND	44
2.5.5	NORMATIVE REGELUNG	45
3	<u>EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG</u>	48
3.1	BESCHREIBUNG DER VERSUCHSREIHEN	49
3.1.1	VERSUCHSREIHE „BLECH-B“	50
3.1.2	VERSUCHSREIHE „KERVE-K“	50
3.1.3	VERSUCHSREIHE „BLECH+KERVE-B+K“	50
3.2	PROBEKÖRPERHERSTELLUNG	51
3.3	VERSUCHSAUSWERTUNG	55
3.3.1	PUSH-OUT-VERSUCH BLECHE	57
3.3.2	PUSH-OUT-VERSUCH KERVE	60
3.3.3	PUSH-OUT-VERSUCH BLECHE+KERVE	65
3.3.1	GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSREIHEN	67
4	<u>NUMERISCHE MODELLBILDUNG NACH FEM</u>	68
4.1	MODELLIERUNGSKONZEPT IN ABAQUS	68
4.1.1	MODUL PART	68
4.1.2	MODUL PROPERTY	69

4.1.1	MODUL ASSEMBLY	70
4.1.1	MODUL STEPS	70
4.1.2	MODUL INTERACTIONS	71
4.1.3	MODUL CONTRAINTS	72
4.1.4	MODUL LOAD	73
4.1.5	MESH	74
4.2	AUSWERTUNG DER FE-MODELLE	75
4.2.1	MODELL BLECH	75
4.2.2	MODELL KERVE	82
4.2.3	MODELL BLECH + KERVE	85
4.3	VERGLEICH: FE-MODELLE – EXPERIMENTELLE VERSUCHE	88
5	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	91

SYMBOLVERZEICHNIS

ABKÜRZUNGEN

Abb.	Abbildung
B	Probekörper mit vernageltem Schubleche
B+K	Probekörper mit vernageltem Schubleche und Kerne
Bsp.	Beispiel
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
CLT	Brettspertholz
COV	Variationskoeffizient
EC	Eurocode
etc.	et cetera
FE	Finite-Elemente
FEM	Finite-Elemente-Methode
Gl.	Gleichung
HBV	Holz-Beton-Verbund
inkl.	inklusive
ITI	Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
K	Probekörper mit Kerne
min.	minimal
max.	maximal
QS	Querschnitt
Tab.	Tabelle
TCC	timber-concrete-composite
TU	Technische Universität
VM	Verbindungsmittel

ALLGEMEINE BEZEICHNUNGEN UND INDIZES

0	Ausgangslage
B	Blech
B+K	Blech + Kerbe
c	Beton
d	Bemessungswert, Durchmesser
E	Gesamt (Schnittgrößen)
ef	effektiv
est	geschätzt
k	charakteristisch
K	Kerbe
L	longitudinal
max	maximal
min	minimal
mean, m	Mittelwert
R	Radial, Widerstand
ref	Referenzwert
s	Stahl, Schwerachse
starr	starrer Verbund
T	tangential
t,w	Holz
u	im Bruchzustand
Δ	Änderungen
v	Kerbe
x, y, z	Koordinaten
\emptyset	Durchmesser
∞	unendlich

VARIABLEN

Δ	Änderung
γ	Wichte, Gamma-Faktor
ε	Dehnung
ε_{uk}	Dehnung bei Höchstlast
μ	Reibungskoeffizient, Mittelwert

ν	Querkontraktionszahl, Poissonzahl
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
A	Querschnittsfläche eines Bauteils
b	Breite
D_s	Duktilitätsindex
E	Elastizitätsmodul
E_0	Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{0,05}$	5 %-Quantil des Elastizitätsmoduls parallel
E_{90}	Elastizitätsmodul rechtwinklig zur Faser
EA	Dehnsteifigkeit
EI	Biegesteifigkeit
F	Kraft
F_{ax}	Kraftkomponente entlang der Nagelachse
F_v	Kraftkomponente im rechten Winkel zur Nagelachse
f_{ax}	Ausziehparameter Stahl
$f_{c,0}$	Druckfestigkeit parallel zur Faser Holz
$f_{c,90}$	Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser Holz
$f_{ck,cyl}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit Beton
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit Beton
f_{cm}	charakteristische Druckfestigkeit Beton
f_{ctm}	charakteristische Zugfestigkeit Beton
f_h	Lochleibungsfestigkeit
f_{head}	Kopfdurchziehparameter Stahl
f_m	Biegezugfestigkeit parallel zur Faser Holz
$f_{t,0}$	Zugfestigkeit parallel zur Faser Holz
$f_{t,90}$	Zugfestigkeit rechtwinklig zur Faser Holz
f_R	Rollschubfestigkeit Holz
f_u	Fließgrenze Stahl
$f_{v,k}$	charakteristisch Schubfestigkeit Holz
$f_{y,k}$	charakteristisch Streckgrenze Stahl
G	Schubmodul
G_R	Schubmodul Rollschub
h	Höhe

I	Flächenträgheitsmoment
K	Steifigkeit der Verbindungsmittel
K_{ser}	Verschiebungsmodul SLS
l	Länge
M	Biegemoment
M_y	Fließmoment Stahl
N	Normalkraft
n	Anzahl der Nägel
p	Druck
$Q_{0,25}$	1. Quartil
$Q_{0,75}$	3. Quartil
t	Tiefe
u	Holzfeuchte
V	Querkraft, Volumen
w	Durchbiegung, Verformung
w_u	Verformung im Bruchzustand
w_y	Verformung Fließgrenze
z	Abstand zwischen dem ideellen Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts und dem Teilflächenschwerpunkt

1 EINLEITUNG

1.1 FORSCHUNGSFRAGE UND MOTIVATION

Diese Arbeit widmet sich dem Thema Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Der Fokus liegt hierbei auf dem Kurzzeitverhalten der Schublech- und Kerven- Verbindungsmitteln.

Nachwachsende, nachhaltige Materialien sind essenziell für das moderne Bauwesen. Der Holzbau mit seiner natürlichen Ressource bedient diese Bedürfnisse. Um mit Konstruktionen wie im Stahlbetonbau konkurrieren zu können, werden zunehmend Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (HBV) eingesetzt.

Der große Vorteil der HBV-Decken ist die Kombination der positiven Eigenschaften beider Materialien Holz und Beton - einerseits die höhere Steifigkeit, bessere Schall- und Brandschutzeigenschaften des Betons, andererseits das geringe Eigengewicht im Bezug zur Tragfähigkeit, die ökologischen Eigenschaften und die Optik des Holzes.

Ermöglicht wird dies durch die speziellen Verbindungsmittel, die vor allem auf die Übertragung der Schubkräfte ausgelegt sind. Die Schubspannung in der Bauteilfuge entstehen durch gegenseitige Relativverschiebung der eingesetzten Werkstoffe.

Um die wirtschaftlichen und strukturellen Defizite zu beheben, hat die Firma „Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH“ ein Massivholz-Beton-Verbundsystem entwickelt. Das Institut Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) an der Technischen Universität Wien (TU Wien) untersucht dieses System im Detail mit experimentellen und numerischen Methoden. Für den experimentellen Teil wurden mehrere Probekörper gefertigt und auf Kurz- und Langzeitverhalten geprüft.

Die Motivation dieser Arbeit liegt darin, Kenntnisse und Erfahrungswerte über ein neues Holz-Beton-Verbunddeckensystem zu erhalten und eine innovative Generation an nachhaltigen Konstruktionen zu etablieren.

Beleuchtet werden zwei sehr unterschiedliche Verbindungsmittel: Schubleche und Kerven. Um Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte zu erhalten, werden im Rahmen der experimentellen Untersuchung Scherversuche an Kleinprobekörper, sogenannte Push-Out-Versuche, durchgeführt. Diese Experimente liefern Ergebnisse über den Einfluss der Verbindungsmittel und deren Versagensmodi.

Zur Versuchsvalidierung werden anschließend FE-Modelle erstellt, welche das Tragverhalten möglichst realitätsnah abbilden. Dadurch können Spannungen bzw. Verformungen innerhalb des Prüfkörpers dargestellt und besser nachvollzogen werden. Zusätzlich dienen die FE-Modelle als Grundlage für zukünftige Untersuchungen in diesem Themengebiet.

1.2 VORGEHENSWEISE UND ZIEL DER ARBEIT

Diese Masterarbeit beschäftigt sich mit dem Kurzzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundsystemen und gibt Aufschlüsse über die experimentell gewonnenen Ergebnisse der Push-Out-Versuchsreihen.

Alle einzelnen Parameter, die Einfluss auf das Verhalten der HBV-Bauweise nehmen, werden aufgeschlüsselt und untersucht. Die Studie behandelt dabei:

- Holz- und Betoneigenschaften
- Kervenwirkung
- Verbindungsmittel
- Materialiensteifigkeiten

Die Arbeit kann in drei Schwerpunkte kategorisiert werden:

1) Holz-Beton-Verbundkonstruktionen

Um die Aufgabenstellung durchführen zu können, ist es zunächst von Bedeutung, die Basis aufzuschlüsseln. Das System muss in seiner Gesamtheit verstanden werden. Holz und Beton werden näher beleuchtet, wie auch Kerven und Schubleche inklusive deren Wirkungsweise. Ein weiterer Fokus liegt auf den Bemessungsmethoden.

2) Experimentellen Untersuchung der Verbundkonstruktion.

Im Zuge eines Forschungsprojektes des ITI an der TU Wien wurden drei unterschiedliche Verbindungsmittel-(kompositionen) an Klein- und Großprobekörper gefertigt. Diese Arbeit behandelt die Push-Out-Versuche an den Kleinprobekörpern. Dazu wurden für die Verbindungsmittelreihen „Blech-B“, „Kerve-K“ und „Blech+Kerve-B+K“, jeweils zwölf Probekörper gefertigt und der Scherprüfung unterzogen. Ziel dabei war es, die neu gedachte HBV-Konstruktion der Firma Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH zu überprüfen, deren System eine Kombination aus Schublech und Kerve ist. Die neue Bauweise wird dabei mit den einzelnen Verbindungsmitteln verglichen. Zeitgleich bietet das Forschungsprojekt Aufschluss über die aufnehmbaren Kräfte und Verformungen bezüglich der Verbindungsmittel „Blech“ und „Kerve“.

3) Numerischen Simulationen

Dabei werden die experimentellen Scherversuche der Kleinprobekörper realitätsgetreu simuliert. Das numerische Modellierungskonzept erfolgte als nichtlineare, statische FE-Simulationen. Diese sollen Aussagen über die Wirkungsweise der Verbindungsmittel liefern, Grundlage zur Validierung mit den experimentell gewonnenen Ergebnissen sein, sowie die Anwendungstauglichkeit der allgemeinen Berechnungsmethode der HBV-Systeme untersuchen. Zusätzlich dient das Kapitel über die FE-Methode inkl. Anhang zum besseren Verständnis von Abaqus-Modellierungen.

Abschließend werden die Ergebnisse der Parameterstudie beleuchtet. Ziel der Arbeit ist die Gegenüberstellung der Werte des experimentellen Teils mit denen der Berechnungsmethode. Dadurch lassen sich Aussagen über das Material-, wie auch das Tragverhalten und die Gebrauchstauglichkeit der Holz-Beton-Verbundkonstruktionen treffen.

2 STATE OF THE ART ZU HBV-KONSTRUKTIONEN

Zu Beginn dieser Arbeit ist es wichtig, das Prinzip der HBV-Konstruktionen zu verstehen, um sie später entsprechend dem neuen System realitätsgetreu nachbilden zu können. Dieses Kapitel gibt einen Einblick in die Entstehung der HBV-Systeme und erläutert das untersuchte Deckensystem. Die verwendeten Materialien und die Verbundwirkung werden studiert und die Berechnungsmethoden vorgestellt.

Der Verbund bezeichnet das Zusammenfügen unterschiedlicher Medien bzw. Komponenten zu einer Gesamtheit bzw. Matrix. Die verbundenen Medien können aus denselben oder aus unterschiedlichen Materialien bestehen. Die einzelnen Komponenten werden so gewählt und eingebaut, dass ihre positiven Eigenschaften ausgenutzt werden. Durch das Zusammenspiel der Komponenten im Verbund werden die Eigenschaften verbessert.

Dadurch werden im besten Fall eine höhere Leistung, eine bessere Funktion, Material- und Energieeinsparungen und eine verbesserte Wirtschaftlichkeit erzielt. (Weissbach W., et al., 2018). Beim Holz-Beton-Verbund (HBV) bestehen die konstruktiven Teilquerschnitte aus Holz und Beton. Diese Bauweise zählt zu den ältesten Verbundbauweisen. Besonders Biegeträger, Betonplatten die schubsteif mit Holzbalken verbunden sind, haben sich dabei bewährt. Der Beton nimmt dabei die Druckspannungen und die Holzbalken die Zugspannungen auf. Im Vergleich des Gesamtquerschnitts ergeben sich durch den Verbund deutlich höhere Biegesteifigkeiten, als durch die Summe der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte. Die Konstruktion ist weniger anfällig auf Schwingungen und weist generell bessere bauphysikalische Eigenschaften auf, als reine Holzkonstruktionen. (Holschemacher K., et al., 2013)

2.1 HISTORISCHE KONSTRUKTIONEN

Der Beginn der Verbundkonstruktion geht bis ins 17. Jahrhundert zurück. Die ersten Ansätze wurden als Holz-Holz-Verbindungen ausgeführt und entsprechen bereits den konventionellen Verbindungen, die wir heute als Holz-Beton-Verbindungen kennen. Ein herausragendes Beispiel dafür ist die Verbindung mit Versatz, wie in Abb. 2-1. Der „verzahnte Unterzug“ ermöglichte im Rathaus von Amsterdam, aus dem Baujahr 1648 eine Spannweite von 14,35 m. Die einzelnen Brettlamellen sind hochkant durch Schwalbenschwanzverbindungen zu einem Bauteil in Längsrichtung zusammengefügt. Das verlängerte Bauteil wird in der Höhe vertikal um einen zweiten Bauteil erweitert. Eine formschlüssige Verbindung wird durch den sogenannten Versatz, eine zimmermannsmäßige Verbindung, an beiden Schichten erreicht. Zusätzlich ist die Verbindung vertikal durch Schraubverbindungen mechanisch gesichert. Der Gesamtquerschnitt beträgt ca. 100 cm x 70 cm. (Müller C., 1998)

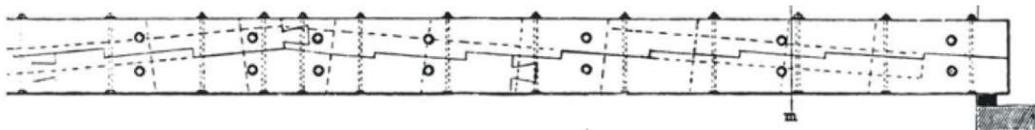


Abb. 2-1: Holz-Holz-Verbindung- Zusammengesetzter Balken im Rathaus von Amsterdam (Kersten C., 1921 S. 12)

Das erste Patent für eine Holz-Beton-Verbundkonstruktion kam 1921 von Paul Müller unter dem Titel „Decken aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht“ (Müller P., 1921). Dabei war das Motiv der Neubau in HBV-Bauweise wirtschaftlich geprägt, da nach dem 1. Weltkrieg Eisen besonders teuer war und dieses durch günstigeres Holz ersetzt werden sollte. Als Eisen wieder günstiger wurde, galt der Neubau mit Stahlbeton nahezu als konkurrenzlos. HBV wurde erst durch das zweite Motiv, die Sanierung bestehender Holzbalkendecken, wieder interessanter. Die Renaissance erlebte der HBV in den 1960er Jahren vor allem in Polen, Tschechien und der Slowakei. Seit den 1980er Jahren ist HBV auch in den westlichen Ländern wieder gefragter. Im deutschsprachigen Raum folgte dem Patent von Müller das Patent von Otto Schaub (Schaub O., 1939), sowie das Patent von Stefano Piccolin (Piccolin S., 1942). Beide verfolgten den Ansatz, einen Holzelementverbund durch Bügel herzustellen. In den USA gab es während und unmittelbar nach der Weltwirtschaftskrise staatliche Förderungen für die Forschung in diesem Bereich. Daraus entwickelten sich verschiedene Verbindungssysteme für Straßenbrücken. Durch die Prosperität gerieten diese Technologien jedoch wieder in Vergessenheit. Heute sind die ökologischen Vorteile das Hauptargument für die Bauweise. (Holschemacher K., et al., 2013)

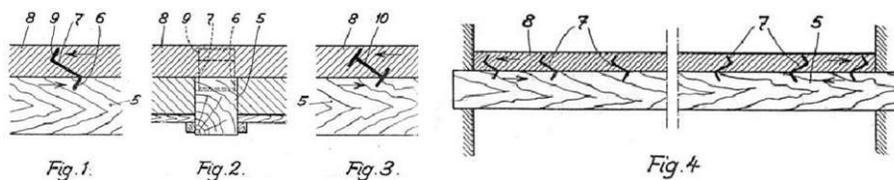


Abb. 2-2: Paten von Otto Schaub aus dem Jahr 1939 (Holschemacher K., et al., 2013)

2.1.1 DIE DIPPELBAUMDECKE

Die untersuchte HBV-Konstruktion stellt eine Weiterentwicklung der Dippelbaumdecke dar. Besonders in der ehemaligen Habsburgermonarchie wurde die traditionelle Dippelbaumdecke im Wohnhausbau eingesetzt. Sie zeichnete sich durch hohe Feuerbeständigkeit und gute Schalldämmung aus. Aus brandschutztechnischen Gründen und der hohen aufnehmbaren Traglast halber, wurde sie gerne als abschließende Geschoßdecke verwendet. In Wien war dies sogar behördlich festgelegt. Abb. 2-3 zeigt einen typischen Aufbau dieser traditionellen Decke. Bei der Dippelbaumdecke werden halbierte und vorgeschnittene Massivholzträger nebeneinander gereiht. Um die Schubkräfte aufnehmen zu können, werden die Träger mit Holzdübeln, den namensgebenden „Dippeln“, verbunden. Als Ausgleichsschicht für den darüber verlegten Fußbodenaufbau wird die Holzschicht mit Sand und Schutt aufgefüllt. Im Bewerb mit den zunehmenden Stahlbeton- und Ziegelbranchen konnte die spezielle Holzdecke strukturell und wirtschaftlich nicht mehr mithalten und verschwand in der Herstellung. (Pech A., et al., 2021)

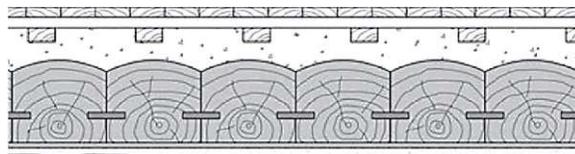


Abb. 2-3: Aufbau einer traditionellen Dippelbaumdecke, von unten nach oben: Putz, Putzträger, verdübelte Dippelbaum, Beschüttung, Polsterholz, Blindboden, Bretterboden; (Pech A., et al., 2021)

2.2 VERGLEICHBARES HBV-SYSTEM

Ein Decken-System, das der untersuchten Konstruktion ähnlich ist, ist die Lignoton Hybriddecke. Der Deckenaufbau besteht aus Brettsperrholz als Sichtdecke, Dämmmaterial in der Zwischenlage und Stahlbeton ausgeführt als Fertigteil oder Ortbeton als Oberschicht. Der genaue Aufbau ist zu entnehmen. Die Spannweite der Decken beläuft sich auf bis zu 11 m. Ein Vorteil dieser Hybriddecke ist die Integrierung von Installationen und Haustechnik.

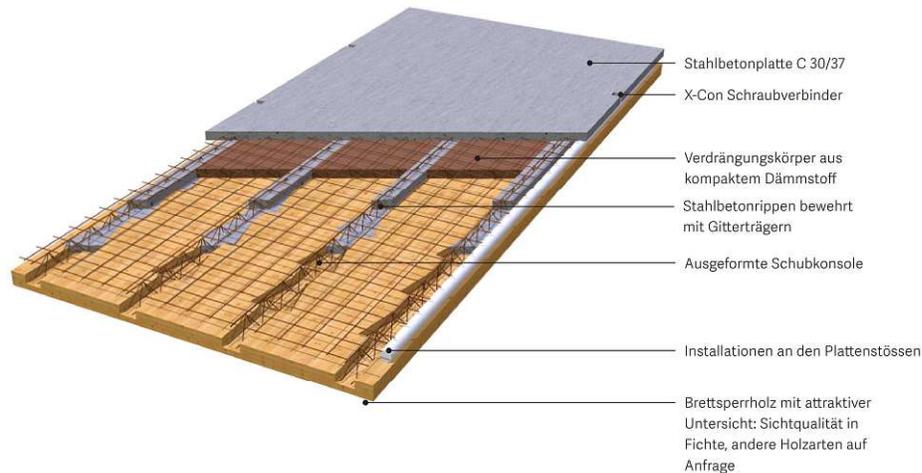


Abb. 2-4: Aufbau Lignoton Hybriddecke (Balteschwiler AG, 2022)

Der Verbund und die Schubkraftübertragung erfolgt bei diesem Deckensystem über Schubkonsolen. Diese sogenannten Gitterträger setzen sich zusammen aus Stahlbügeln ($\varnothing 10$ mm), Obergurt- und Untergurt verbunden durch Diagonalstreben. Genauer zeigt Abb. 2-5 die Zusammensetzung der Schubkonsolen. Die Tragfähigkeit pro Schubkonsole beträgt 150 kN. Der Wert des Verschiebungsmoduls ist nicht bekannt. (Balteschwiler AG, 2022)

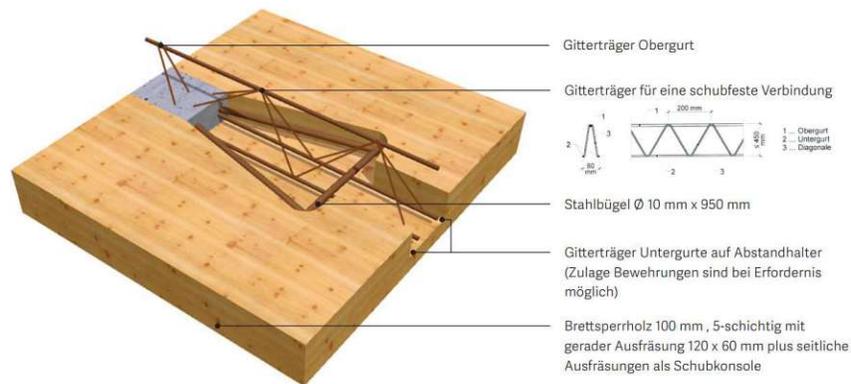


Abb. 2-5: schematische Darstellung der Lignoton Hybriddecke Schubverbinder (Balteschwiler AG, 2022)

2.3 UNTERSUCHTES DECKENSYSTEM

In dieser Arbeit wird ein neuartiges HBV-Deckensystem der Firma Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH untersucht. Dieses neue System zeichnet sich durch die Kombination zweier weiterentwickelter Verbindungsmittel, Schublech und Kerne aus (siehe Abb. 2-6). Einen Überblick des weiterentwickelten Deckensystems verschafft die Abb. 2-6.

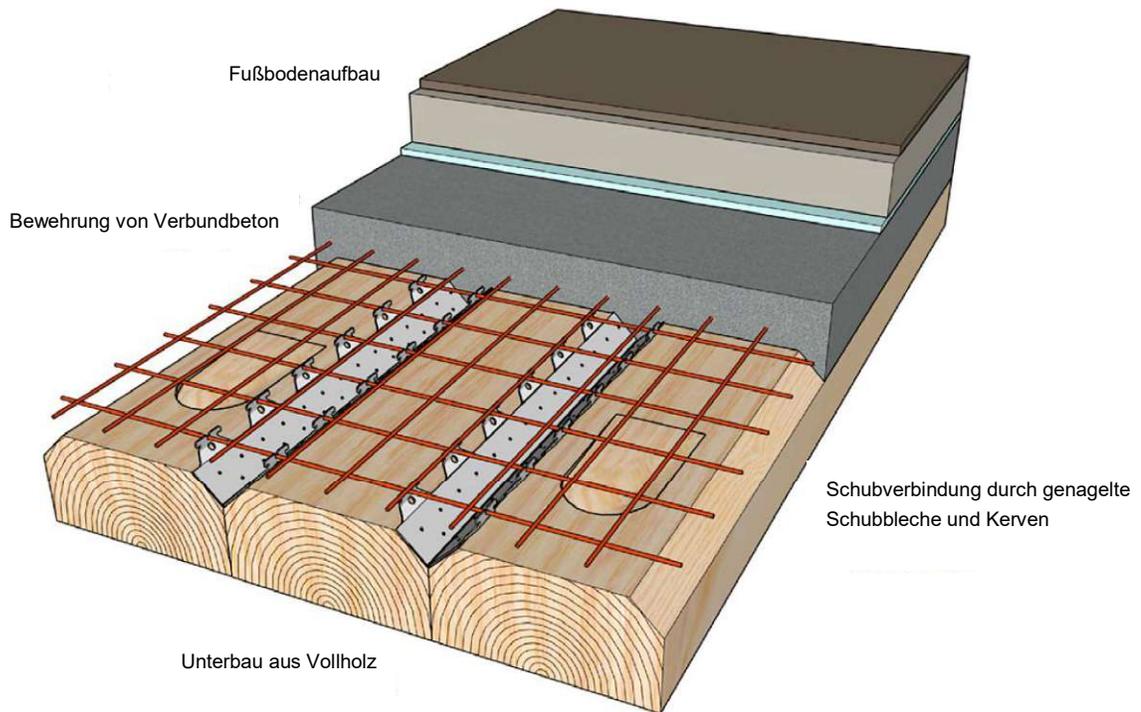


Abb. 2-6: Darstellung der HBV-Decke der Firma Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH

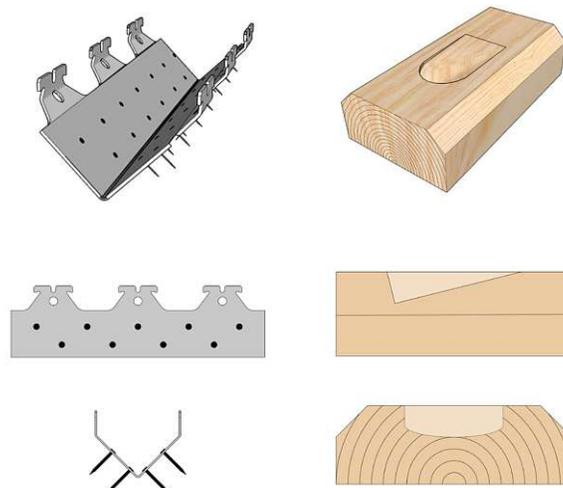


Abb. 2-7: verwendete Schubverbindungsmittel-links; Kerne-rechts;

Wie die schematische Darstellung des Deckensystems in Abb. 2-6 zeigt, bilden aneinander gereihte Holzbalken die Basis des Systems. Die Balken bestehen aus Vollholz und sind beidseitig an der Schmalseite gefast. In die entstehende V-förmige Vertiefung wird das Schublech gelegt und mit den Holzbalken vernagelt. Die Vernagelung erfolgt bei dem Deckensystem beidseitig jeweils zweireihig. Die Abstände der Nägel sind Abb. 2-8 zu entnehmen. Im Zuge dieser Arbeit werden für die experimentellen Untersuchungen doppelsymmetrische Scherversuche (Push-Out Scherversuche) durchgeführt. Dafür kommt die Vernagelung nur im konzentrierten Bereich der Kerne zum Einsatz. Der Grund dafür ist die bessere Vergleichbarkeit der VM.

Die Schubleche haben spezielle Profilausnehmungen, in die im Rasterabstand von 10 cm die Bewehrungsmatten eingelegt werden können. Die kleinen Löcher unter dem Profil dienen der Verbindung der Bewehrung an die Schubleche.

Der Verbund zwischen Holz und Beton wird zusätzlich zu den Schublechen über die Kerben ermöglicht. Die Kerben unterscheiden sich zu konventionellen Kerben in ihrer Geometrie. Sie werden schräg in die Holzbalken eingefräst und haben eine maximale Tiefe von 40 mm. Die tiefere Seite der Kerbe, an der auch die Schubkräfte übertragen werden, weist eine halbrunde Form auf. Sie haben eine Breite von $b = 125$ mm. Die Länge schräg im Holz beträgt $l = 165$ mm. Die genaue Geometrie ist Abb. 2-9 zu entnehmen. Relevant für diese Arbeit ist die Anordnung der Kerben bei den Scherversuchsprobekörpern. Geometrisch sind die Kerben der Kleinprobekörper ident mit jenen des allgemeinen Deckenaufbaus (siehe Abb. 2-10). Die Wirkungsweise mechanischer VM wird in Kapitel 2.5 genauer behandelt. Als oberste und abschließende Schicht wird Ort beton, mit einer Dicke von 10 cm, über den darunter liegenden Aufbau gegossen, durch das Aushärten bildet sich der Verbund.

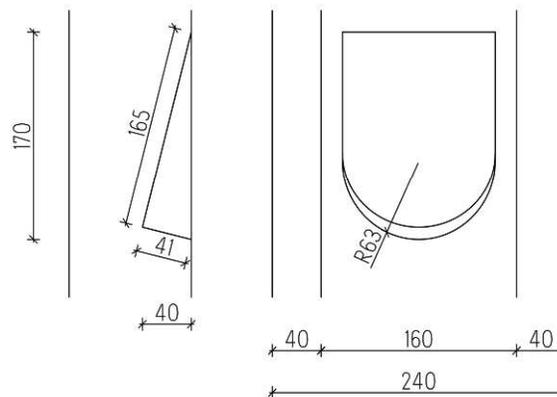
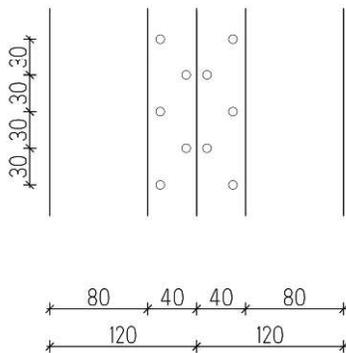
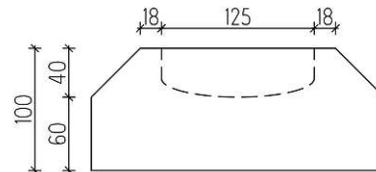
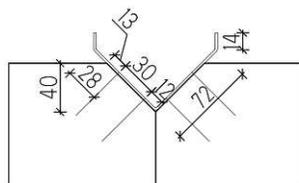


Abb. 2-8: Ausschnitt der Probekörper mit Anordnung der Schubleche+Nägel

Abb. 2-9: Ausschnitt der Probekörper mit schräge Fräsung und halbrunde Geometrie der neuartigen Kerne

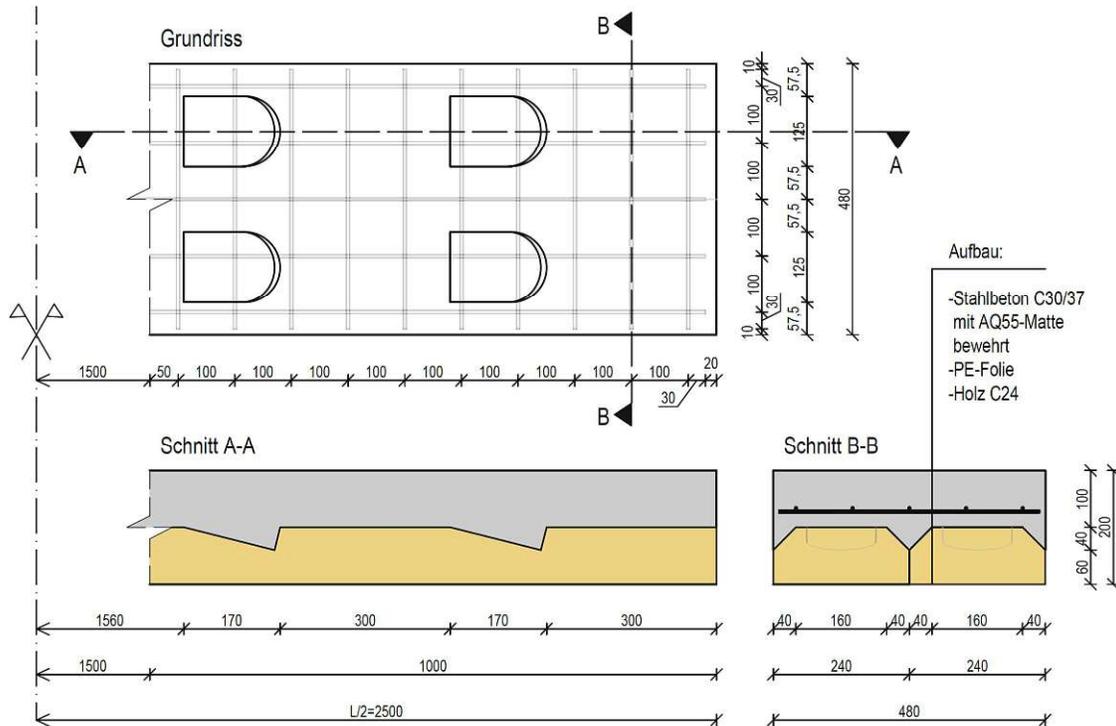


Abb. 2-10: Skizze des HBV-Deckensystems (Weiler P., 2021)

2.4 MECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DER TEILSTRUKTUREN

Bei HBV-Decken unter konventioneller Biegebeanspruchung werden der Beton auf Druck und das darunter liegende Material Holz auf Zug belastet. Dieses Kapitel zeigt die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Komponenten, sowie die Verbundwirkung der Materialien bei HBV-Konstruktionen. Die Studie über die einzelnen Materialien und die Kombination aus beiden ist für eine aussagekräftige Analyse und Modellierung wichtig. Die ermittelten Materialparameter werden bei der Simulation eingesetzt.

2.4.1 EIGENSCHAFTEN VON HOLZ

Den Zugbeanspruchungen hinzukommend werden die Holzträger bei HBV-Deckensystemen auf Schub beansprucht. Das statische Moment ist bei HBV generell höher als bei reinen Holzbauteilen.

Holz ist ein anisotroper und inhomogener Werkstoff. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften sind richtungsabhängig. Wie in Abb. 2-11 dargestellt, werden die drei Hauptrichtungen entlang der Längsachse (L), radial (R) und tangential (T) unterschieden.

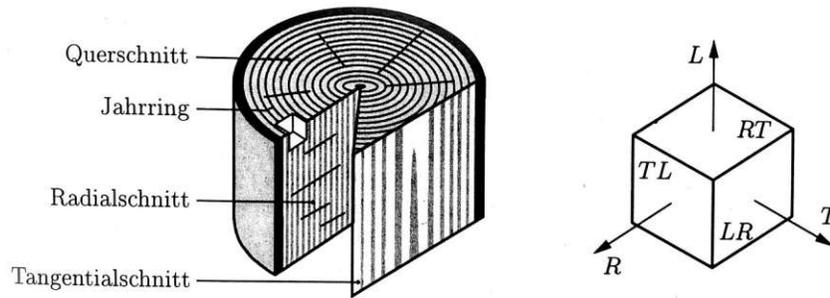


Abb. 2-11: Abschnitt eines Baumstammes und Materialhauptrichtungen (Eberhardsteiner J., 2002)

Es wird ein orthotropes Materialverhalten angenommen, das mit dem kartesischen Koordinatensystem erfasst werden kann. Der Materialtensor für orthotropes Materialverhalten unter Berücksichtigung der Achsbezeichnungen, lautet wie folgt:

$$C^{e-1} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & & & \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & & & \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{LR}} & 0 & 0 \\ & & & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ & & & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{pmatrix} \quad \text{Gl. 2.1}$$

Dabei gelten folgende Symmetriebedingungen:

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R} = \frac{\nu_{LR}}{E_L} \quad \text{Gl. 2.2}$$

$$\frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_L} \quad \text{Gl. 2.3}$$

$$\frac{\nu_{RT}}{E_R} = \frac{\nu_{TR}}{E_T} \quad \text{Gl. 2.4}$$

Aus den Gl. 2.2 bis Gl. 2.4 folgt, dass sich die Steifigkeitsmatrix durch neun unabhängige Elastizitätskonstanten formulieren lässt. (Eisenhut L., 2015), (Eberhardsteiner J., 2002)

Bei HBV-Konstruktionen werden in der Kontaktfuge Schubspannungen übertragen. Wie in Abb. 2-12 schematisiert, bildet sich bei Druckbeanspruchungen ein plastischer Bereich aus. Auf Zugbeanspruchung versagt Holz spröde. Die Versagensmechanismen sind je nach Verbindungsmitteltypus kategorisiert und in Kapitel 2.5 detailliert beschrieben.

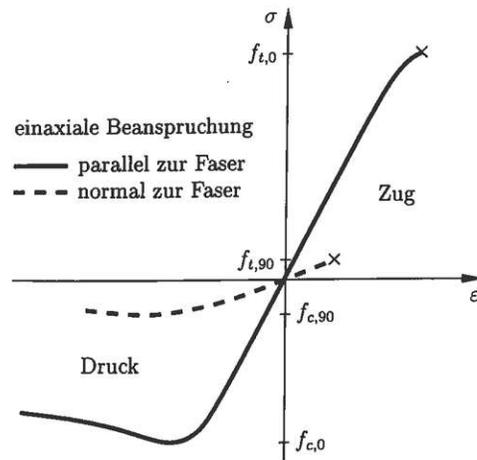


Abb. 2-12: Arbeitslinie von einaxial beanspruchtem Holz (Eberhardsteiner J., 2002)

2.4.1.1 MATERIALDATEN - HOLZ

Die eingesetzten Holzbalken wurden aus **Vollholz Fichte** gefertigt. Die E-Modul-Prüfung der Holzbalken in Kapitel A.1.1 zeigt, dass das verwendete Schnittholz im Bereich der Festigkeitsklasse **C24** liegt. Für die Bemessungen wird daher auf ÖNORM EN 338 zurückgegriffen. Es ergeben sich folgende Bemessungswerte:

Tab. 2-1: Bemessungswerte Vollholz C24 (ÖNORM EN 338, 2016)

Festigkeitseigenschaften		
Biegung	$f_{m,k}$	24,00 N/mm ²
Zug in Faserrichtung	$f_{t,0,k}$	14,50 N/mm ²
Zug rechtwinkelig zur Faserrichtung	$f_{t,90,k}$	0,40 N/mm ²
Druck in Faserrichtung	$f_{c,0,k}$	21,00 N/mm ²
Druck rechtwinkelig zur Faserrichtung	$f_{c,90,k}$	2,50 N/mm ²
Rollschub	$f_{R,k}$	1,00 N/mm ²
Schub	$f_{v,k}$	4,00 N/mm ²
Steifigkeitseigenschaften		
Mittelwert des Elastizitätsmoduls in Faserrichtung	$E_{0,mean}$	11000 N/mm ²
5 %-Quantile des Elastizitätsmoduls in Faserrichtung	$E_{0,05}$	7400 N/mm ²
Mittelwert des Elastizitätsmoduls rechtwinklig zur Faserrichtung	$E_{90,mean}$	370 N/mm ²
Mittelwert des Schubmoduls	G_{mean}	690 N/mm ²
Mittelwert des Schubmodul Rollschub	$G_{R,mean}$	69 N/mm ²
Gewicht		
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	460 kg/m ³
Wichte	γ_{mean}	4,6e-6 N/mm ³

Bei den Bemessungswerten aus Tab. 2-1 handelt es sich um die charakteristischen Standardwert der Norm (ÖNORM EN 338, 2016). Es ist anzumerken, dass laut ÖNORM EN 338 nicht zwischen tangential und radial Richtung unterschieden wird. Somit ist ein Wert für beide Hauptrichtungen (rechtwinkelig zur Faserrichtung) gültig.

Für die gesamte Forschungsreihe, inkl. Kurz- und Langzeitversuche, sowie Klein- und Großprobekörper, wurden 70 Holzträger mit einer Abmessung von 100 x 240 x 5000 mm verarbeitet.

Der Anspruch war, nahe an der Praxis zu arbeiten und die Versuche realitätsgetreu zu reproduzieren. Daher wurde mit frischem Schnittholz gearbeitet. Um eine genaue Aussage treffen zu können, wurde vor den experimentellen Versuchen der E-Modul in Faserrichtung der Holzbalken bestimmt. Genauer werden die Prüfungen in Kapitel A.1.1 beschrieben. Die Messung der Rohdichte der Holzbalken wird in Kapitel A.1.2 bestimmt.

Diese Arbeit befasst sich mit einem Ausschnitt einer größeren Forschungsarbeit, genauer den Kleinprobekörpern, getestet auf Kurzzeit. Bei der Betrachtung des E-Moduls und der Rohdichte wurde mit den Mittelwerten der gesamt 70 Holzbalken gearbeitet. Ein Mittelwert aus nur einigen einzelnen Trägern hätte keine Aussagekraft.

2.4.2 EIGENSCHAFTEN VON BETON

Bei Plattentragwerken verteilt die Betonplatte die Lasten. Der Anspruch ist eine monolithische, flächenhafte Schicht, welche die auftretenden Druckspannungen aufnehmen kann. Neben den Druckspannungen werden über die Kontaktflächen und die Verbindungsmittel auch Schubspannungen auf den Betonquerschnitt übertragen. Die optimale Wahl der Betoneigenschaften hat eine massive Auswirkung auf die Verbundwirkung. Für den HBV sind folgende Betoneigenschaften abzuwägen (Holschemacher K., et al., 2013):

- Optimierung des Gewichts mit Fokus auf das Eigengewicht und der Plattendicke
- Weiterleitung der Lasten
- Duktilität
- Zeitabhängige Verformungen minimal halten (Kriechen und Schwinden)
- Gute Verarbeitbarkeit (Pumpbarkeit, Verdichtung)
- Geringe Feuchteabgabe im Frischzustand
- Kosten-Nutzen optimiert

2.4.2.1 MATERIALDATEN - BETON

Eingesetzt wurde der Beton mit der Bezeichnung:

C30/37 VA/RRS B2 CEM 42,5N F45 GK 32

Die Auswahl des Materials wurde im Hinblick auf das gesamte Forschungsprojekt (inkl. Langzeitversuche) getroffen. Für diese Arbeit ist ausschließlich die Festigkeitsklasse des verwendeten Betons essentiell. Der Beton besitzt die Druckfestigkeitsklasse C30/37. Laut ÖNORM EN 1992-1-1 ergeben sich die Bemessungswerte des eingesetzten Betons wie in Tab. 2-2 aufgelistet. (ÖNORM EN 1992-1-1, 2021)

Tab. 2-2: Bemessungswerte Beton C30/37/VA/RRS/B2/Cem 42,5N/F45/GK32 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2021)

Festigkeitseigenschaften		
Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck,cyl}$	30,00 N/mm ²
Würfeldruckfestigkeit	$f_{ck,cube}$	37,00 N/mm ²
Mittlere Druckfestigkeit	f_{cm}	38,00 N/mm ²
mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	2,90 N/mm ²
Steifigkeitseigenschaften		
mittlerer Elastizitätsmodul	E_{cm}	32.000 N/mm ²
Gewicht		
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	2440 kg/m ³
Wichte	γ_{mean}	2,4e-5 N/mm ³

Eine Bewehrung des Betons erfolgt mit den Bewehrungsmatten AQ55. Laut ÖNORM 4707 weisen die Matten jeweils einen Längs- und einen Querdrahtachsabstand von 100 mm auf. Die einzelnen Bewehrungsstäbe besitzen einen Nenndurchmesser von 55 mm und sind aus Bewehrungsstahl B550B. Die Bemessungswerte, die sich daraus ergeben, sind in Tab. 2-3 angeführt.

Tab. 2-3: Bemessungsdaten Bewehrungsmatten AQ55 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2021)

Festigkeitseigenschaften		
Streckgrenze	f_{yk}	550 N/mm ²
Verhältnis ($\emptyset = 5,5$ mm]	f_{uk}/f_{yk}	1,03
Fließgrenze	f_{uk}	570 N/mm ²
Steifigkeitseigenschaften		
mittlerer Elastizitätsmodul	E_{cm}	200.000 N/mm ²
Eigenschaften für Spannungsdehnungslinie		
Spannungsverhältnis $k=(f_t/f_y)$	k	1,08 [-]
Dehnung bei Höchstlast	ϵ_{uk}	5 %

2.4.3 EIGENSCHAFTEN VON STAHL FÜR VERBINDUNGSMITTEL

Neben den Bewehrungseisen wurde das Material Metall bei den Schublechen und den Nägeln zur Befestigung der Schubleche an das Holz eingesetzt. Beim Einbau und Einsatz der HBV-Decken kann es vorkommen, dass die Verbindungsmittel der Feuchte widerstehen müssen. Deshalb wurden sie aus verzinktem Stahl gefertigt und sind dadurch vor Korrosion geschützt. Die verwendeten Nägel sind von der Firma Beck, die Bezeichnung lautet Beck glattschaftiger Nagel 3,3 mm bright. Die Festigkeitswerte sind dem Produkt-Prüfbericht aus Anhang A.1 zu entnehmen.

2.4.3.1 MATERIALDATEN – NÄGEL

Tab. 2-4: Bemessungswerte Nägel nach Prüfbericht Anhang A.1 und EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019)

Festigkeitseigenschaften		
charakteristischer Ausziehparameter	$f_{ax,k}$	2,45 N/mm ²
charakteristischer Kopfdurchziehparameter	$f_{head,k}$	8,58 N/mm ²
charakteristischer Wert des Fließmoment	$M_{y,Rk}$	4010 Nmm
Streckgrenze charakteristisch	f_{yk}	600 N/mm ²
Fließgrenze charakteristisch	f_{uk}	700 N/mm ²
Lochleibungsfestigkeit ($f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_{mean,Holz} \cdot d^{-0,3}$) - vom Holz	$f_{h,k}$	26,36 N/mm ²
Steifigkeitseigenschaften		
mittlerer Elastizitätsmodul	E_m	210000 N/mm ²
mittlerer Schubmodul	G_m	81000 N/mm ²
Poissonzahl Zahl	ν	0,3
Gewicht		
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	7850 kg/m ³
Wichte	γ_{mean}	7,8e-5 N/mm ³

Die Fließgrenze $f_{u,k}$ und die Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ wurde mit der Formel laut EC 5 berechnet (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019). Laut EC 5 ergibt sich die Wirksamkeit der Nagelanzahl rechtwinklig zur Faserrichtung zu $n_{ef} = 1$. Eine Abminderung zur Wirkung der Nägel ist daher nicht gefordert. Die Holzdicke, ersichtlich in Abb. 3-4, ist ausreichend, damit das spaltgefährdete Fichtenholz laut EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) nicht vorgebohrt werden muss.

2.4.3.2 MATERIALDATEN – BLECH

Eingesetzt wird ein Blech aus Stahl mit der Bezeichnung:

FVZS250GD+Z275MAC

Dabei handelt es sich um schmelztauchveredeltes Band. FVZS250GD steht für einen Feuerverzinkten Stahl, mit einer min. Streckgrenze von 250 MPa und einer min. Zuggrenze von 330 MPa. Die Dehnung liegt bei 19 %. Die Zusatzbezeichnung Z275MAC wird wie folgt aufgeschlüsselt:

- +Z... reine Zinkbeschichtung
- 275... Schichtdicke des Zinks 275 g/m² pro Seite
- M... geringe Blumenbildung des Zinks
- A... kleine Pünktchen der Farbunterschiede sind zulässig
- C... Oberfläche darf die Lackierung nicht beeinflussen

Tab. 2-5: Bemessungswerte Schubblech nach DIN EN 10348, DIN EN 10025-4 und EN 10327

Festigkeitseigenschaften		
Streckgrenze	f_{yk}	250 N/mm ²
Fließgrenze	f_{uk}	330 N/mm ²
Steifigkeitseigenschaften		
mittlerer Elastizitätsmodul	E_m	210000 N/mm ²
mittlerer Schubmodul	G_m	81000 N/mm ²
Poissonzahl	ν	0,3
Gewicht		
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	7850 kg/m ³
Wichte	γ_{mean}	7,8e-5 N/mm ³

2.4.4 TRAGVERHALTEN VON HBV-SYSTEMEN

Abb. 2-13 reproduziert die Komplexität und die vielen Einflussparameter, die sich auf das Verbundverhalten auswirken. Dabei ist anzumerken, dass das Nonplusultra der HBV-Decken in Bezug auf die Bemessung und Steifigkeit, die Verbundwirkung der Verbindungsmittel, sowie der Verbund zwischen den einzelnen Schichten darstellt. In den folgenden Abschnitten wird daher die Verbundwirkung detailliert beleuchtet und die Nachbildung mit verschiedenen Berechnungsmethoden aufgezeigt, um anschließend eine geeignete Wahl des Berechnungsverfahrens für das zugrunde liegende System treffen zu können.

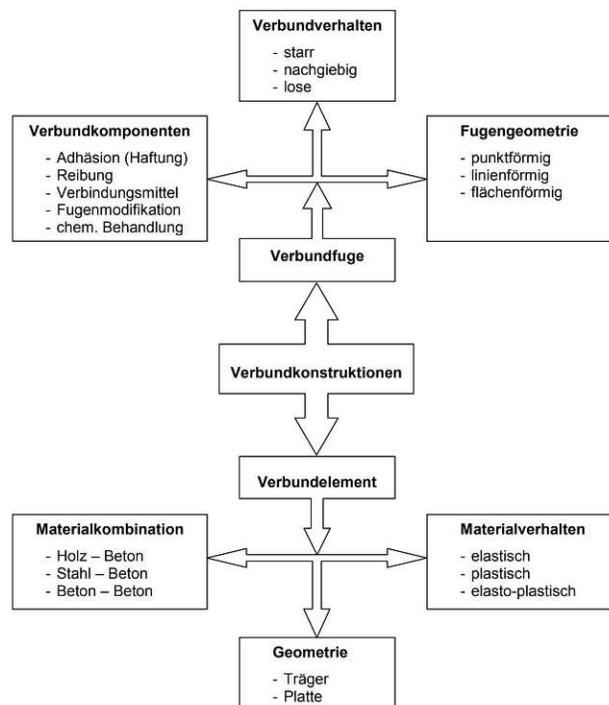


Abb. 2-13: Überblick Verbundkonstruktionen mit ausgewählten Eigenschaften (Lehmann S., 2004)

2.4.4.1 NACHGIEBIGKEIT VERBUNDFUGE

Ein entscheidender Faktor für die Leistungsfähigkeit der Konstruktion ist der Verbund der Materialien selbst. Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge beeinflusst die Spannungs- und Dehnungsverteilung in den Querschnitten.

Die Verbundwirkung, das Trag- und Verformungsverhalten einschließlich der auftretenden Biege- und Schubspannungen der Konstruktionen, werden (Abb. 2-14) ersichtlich. Verglichen werden „loser Verbund“, „starrer Verbund“ und „nachgiebiger Verbund“ eines Verbund-Einfeldträgers.

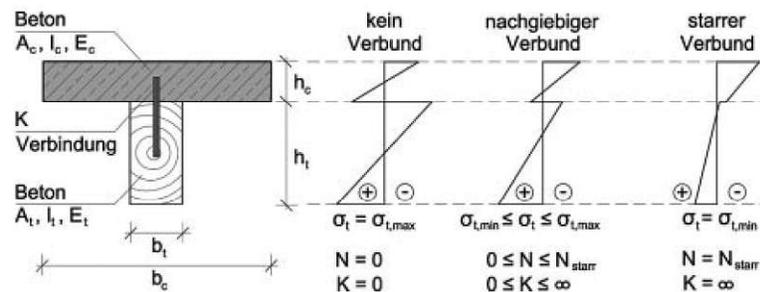


Abb. 2-14: Einfluss der Verbundwirkung auf Spannungsverteilung am Bsp. Vollholz-Beton-Verbundträger (Holschemacher K., et al., 2013)

Der Extremfall „kein Verbund“ unter Vernachlässigung möglicher Reibung entspricht dem Konzept, dass die einzelnen Querschnitte nur lose übereinandergestapelt sind. Die Teilquerschnitte können sich frei verschieben. Die Lastabtragung erfolgt entsprechend ihrer Biegesteifigkeit, die sich wie in Gl. 2.5 ersichtlich, aus der Summe der einzelnen Biegesteifigkeiten ergibt.

$$EI_{\text{ohne Verbund}} = EI_t + EI_c \quad \text{Gl. 2.5}$$

Der zweite Extremfall ist der „starre Verbund“. Die zwei Teilquerschnitte Holz und Beton wirken dabei als Gesamtquerschnitt. Sie wirken als inhomogene Einheit zusammen. Zwischen den Teilquerschnitten gibt es keine Relativverschiebung. Die Biegesteifigkeit kann mit den Steiner-Anteilen berechnet werden, siehe dazu Gl. 2.6. Der Steiner-Anteil wird jedoch nur bei komplett starrem Verbund zwischen den Materialien voll ausgenutzt.

$$EI_{\text{starrer Verbund}} = EI_t + EI_c + EA_t * z_t^2 + EA_c * z_c^2 \quad \text{Gl. 2.6}$$

Durch das Zusammenwirken der Schichten kommt es zusätzlich zur reinen Biegebeanspruchung auch zur Normalkraftbeanspruchung der Teilquerschnitte und einer Schubkraftbeanspruchung in der Verbundfuge. In der Realität sind die Verbindungen aber meistens nicht vollkommen starr, wie in Gl. 2.6 beschrieben, sondern nachgiebiger. Die Verbundwirkung liegt zwischen den beiden Extremfällen „loser“ und „starrer Verbund“. Die Verbindungen weisen eine Nachgiebigkeit auf, die von der Steifigkeit der Verbindungsmittel und durch der Verschiebungsmodul K angegeben wird.

Durch die Schubbeanspruchung kommt es zu einer Relativverschiebung in der Verbundfuge. Ein Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes ist somit nicht mehr sichergestellt.

Die Bedingung der technischen Biegetheorie wird nicht erfüllt und kann somit nicht angewendet werden. (Holschemacher K., et al., 2013), (Grosse M., et al., 2003)

Mittlerweile wurden verschiedene Ansätze experimentell und mathematisch entwickelt, um das Trag- und Verformungsverhalten von HBV-Systemen abbilden und rechnerisch erfassen zu können. Die am weitesten verbreiteten Berechnungsmethoden werden in Kapitel 2.4.4.3 detailliert beschrieben.

2.4.4.2 KONTINUIERLICHER / DISKONTINUIERLICHER VERBUND

Die Wahl und Eigenschaften der Verbindungsmittel haben einen essentiellen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der HBV-Systeme. Die Wahl der Anordnung der Verbindungsmittel spielt eine ebenso große Rolle. Je nach Aufbau der Schichten und Verbindungen entsteht ein kontinuierlicher oder diskontinuierlicher Verbund.

Der kontinuierliche Verbund definiert eine gleichmäßige Verteilung mit geringen Abständen der Verbindungsmittel über die gesamte Trägerlänge. Beim diskontinuierlichen Verbund sind die Abstände größer. Bei beiden Anordnungsarten können die Abstände äquidistant sein wie in Abb. 2-15 oben, oder angepasst an den Schubfluss, in Abb. 2-15 unten. Dabei werden bei einem Einfeldträger im Randbereich mehr Verbindungsmittel eingesetzt, da hier größere Schubkräfte auftreten.

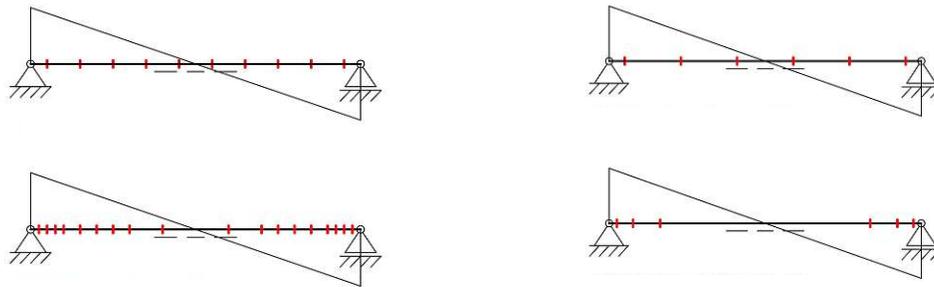


Abb. 2-15: links. kontinuierliches Verbundsystem, rechts: diskontinuierliches Verbundsystem mit Querkraftverlauf und den qualitativen Verbindungspunkten in rot

Bei vollflächiger Verklebung handelt es sich um kontinuierlichen Verbund. Die mechanischen und formschlüssigen VM werden nachstehend nach dem Kontinuitätsverhalten gelistet.

- Schrauben
- Kopfbolzendübel
- Schubleche
- Dübelleisten
- Kerven

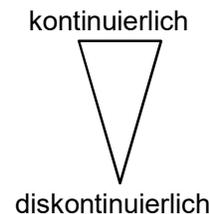


Abb. 2-16: schematische Darstellung der Kontinuität bekannter Verbindungsmittel

Das Kapitel 2.4.4 macht deutlich, dass es sich bei den HBV-Tragwerken um hochgradig statisch unbestimmte Systeme handelt. Schnittgrößen am differentiellen HBV-Balkenelement Abb. 2-17 zeigt die auftretenden Schnittgrößen am differentiellen Balkenelement eines HBV-

Trägers. Dabei gibt M_E das am Querschnitt angreifende Gesamtmoment und V_E die gesamt wirkende Querkraft. Zur Berechnung der Schrittgrößen in den einzelnen Schichten müssen das Steifigkeitsverhältnis, sowie die Platzierung und Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel realitätsnah erfasst werden. Bei einer großen Anzahl an relativ nachgiebigen Verbindungsmitteln ist eine auf die gesamte Länge des Verbundträgers umgerechnete Verbundsteifigkeit ausreichend genau. (Grosse M., et al., 2003)

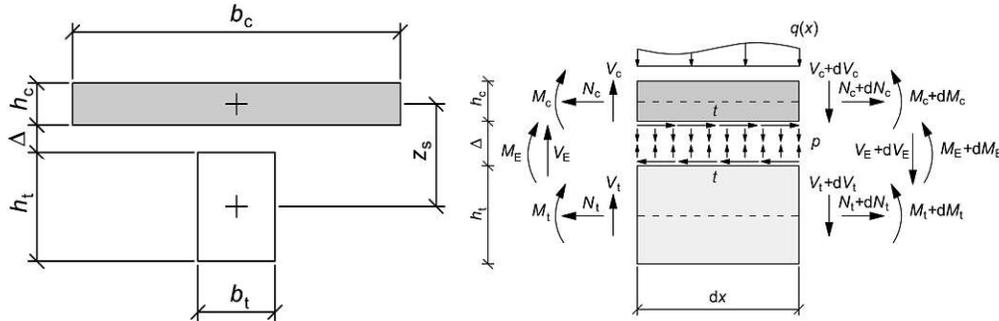


Abb. 2-17: Schnittgrößen am differentiellen HBV-Balkenelement (Glaser, 2005)

2.4.4.3 RECHENMODELLE

Bereits seit Anfang des 20. Jhd. wird das Verhalten von HBV-Systemen erprobt und versucht aufzuzeichnen. Eine der bedeutendsten Methoden ist das Gamma-Verfahren. Mittlerweile kommen vermehrt computergestützte Berechnungskonzepte zum Einsatz, wie Stabwerksprogramme oder die Finite-Elemente-Methode (FEM).

Die Wahl der Berechnungsmethode ist durch einige Randbedingungen, wie die Art des Verbundes, das Materialverhalten, oder dem Aufbau, eingeschränkt. Die Wichtigsten werden in den folgenden Abschnitten genauer behandelt, um anschließend ein Berechnungsverfahren für das betrachtete HBV-Deckensystem wählen zu können.

GAMMA-VERFAHREN

Das γ -Verfahren ist ein Berechnungsverfahren, das auf der Lösung der Differentialgleichung des Schlupfs basiert. Bei der Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit für nachgiebig verbundene Biegeträger fließt die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel durch die Abminderung des Steiner-Anteils des Flächenträgheitsmoments ein. (ÖNORM B 1995-1-1, 2019) Der Abminderungsfaktor γ nimmt dabei Werte zwischen den beiden Extremfällen „ohne Verbund“ ($\gamma=0$) und „starrer Verbund“ ($\gamma=1$) an. Mit diesem Wert lässt sich die Wirksamkeit des Verbundes beurteilen.

Durch die spezifische Betrachtung ist das Verfahren ein Ausnahmefall, da bei der Anwendung schnell die Grenzen der Berechnungsmethode erreicht werden. Das Verfahren setzt einen statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger unter sinusförmiger Belastung voraus. Das Materialverhalten wird als linear elastisch angenommen. Der Verbund besteht maximal aus drei konstanten Teilquerschnitten. Diese unterliegen der Bernoulli Hypothese. Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge wird über den gesamten Träger als kontinuierlich angesetzt. (Schänzlin J., et al., 2017)

Für HBV-Konstruktionen mit diskontinuierlichen Verbindungsmitteln wie der Kerbe ist dieses Verfahren nicht geeignet. Die Ergebnisse liegen auf der unsicheren Seite. (Kudla K., 2017)

STABWERKSMODELL

Das Stabwerksmodell basiert auf der Idee eines Fachwerkmodells. Der Obergurt beschreibt den Betonquerschnitt mit seinen Material- und Geometriekennwerten. Der Untergurt bildet die Material- und Geometriekennwerte des Holzquerschnittes nach. Der Verbund der HBV-Systeme wird über Druckstäbe modelliert. Um die Schnittgrößen realistisch abzuschätzen, dürfen die Abstände der Druckstäbe nicht zu groß gewählt werden.

Die zwei Modellarten sehen die Stäbe entweder als Starrstab mit einer Federsteifigkeit am Stabende, oder als Kragarme mit Endgelenken mit effektiver Biegesteifigkeit vor. Die Kragarme beschreiben die Verbindungsmittel und sind an der genauen Position anzuordnen. Diese sind für die Schnittgrößenberechnung bei diskontinuierlich angeordneten Verbindungsmitteln geeignet. Die effektive Biegesteifigkeit wird beeinflusst von dem Verschiebungsmodul und den Schwerachsabständen zu Ober- und Untergurt.

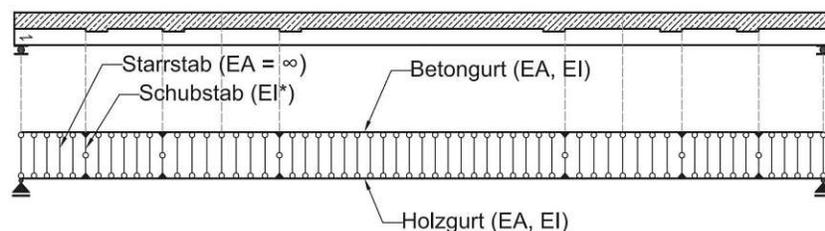


Abb. 2-18: Schematische Darstellung eines Stabwerksmodell einer HBV-Decke mit Kerven (Kudla K., 2017)

Mit dem Stabwerksmodell werden computergestützt die Schnittgrößen und Verformungen der HBV-Systeme ermittelt. Mit den Querkräften der Kragarme können die aufzunehmenden Werte der Verbindungsmittel bestimmt werden. Generell stellt das Stabwerksmodell eine praktische und einfach anzuwendende Methode dar.

FEM – FINITE-ELEMENTE-METHODE

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ist ein numerisches Näherungsverfahren um Verformungen unterschiedlicher Festkörper zu bestimmen.

Sie liefert präzise Ergebnisse, realitätsnahe Schnittgrößen und Verformungen von Verbundbalken, sowie komplexen Verbunddecken. Dieses Ziel wird durch die konkrete Modellierung von konzentrierten Einzellasten, die genaue Art und Position der Verbindungsmittel und die angepassten Randbedingungen erreicht. Kenntnisse über die genaue Arbeitslinie der Verbindungsmittel und die Materialkennwerte werden für ein genaues Ergebnis erforderlich. Somit können auch die orthotropen Materialeigenschaften von Holz und das nichtlineare Verhalten der Verbindungsmittel simuliert werden.

Bei den vielen Vorteilen der FEM gibt es jedoch auch Grenzen der Berechnungsmethodik. Diese liegen etwa bei der Simulation von zeitabhängigem Verschleiß, Fertigungstoleranzen, sowie Festigkeitsabweichungen, die aufgrund der Herstellung nicht zur Gänze berücksichtigt werden können. Dadurch weichen die Ergebnisse der experimentellen Versuche von den Ergebnissen der FEM teilweise ab. Außerdem kann die Modellierung sehr aufwendig sein und benötigt hohe Rechenkapazitäten, leistungsstarke Computer sind dabei eine Voraussetzung. (Revennex UG, 2022) In Kapitel 4 wird die FEM an dem untersuchten Deckensystem angewendet und erläutert.

2.4.4.4 WAHL DER GEEIGNETEN METHODE

Die Kerbe weist eine diskontinuierliche Verteilung entlang der Träger auf. Durch die Kombination aus den beiden Verbindungsmitteln Kerbe und Schublech und dem Hintergrund, dass die Berechnungen für weitere Forschungsprojekte auch mit Langzeitversuchen einbezogen werden, fiel die Wahl klar auf eine FE-Simulation als Berechnungsmethode. Der große Vorteil der FE-Modellierung der Abbildung von elasto-plastischem Materialverhalten wird dabei genutzt. Die Modellbildung mit Ergebnissen und der Auswertung ist Kapitel 4 zu entnehmen.

2.5 VERBINDUNGSMITTEL

Die Verbindungsmittel spielen eine essentielle Rolle bei HBV-Konstruktionen. Mittlerweile existiert ein breites Spektrum an unterschiedlichen Verbindungsmittel zur Erzeugung des Verbundes zwischen Holzbalken und Betonplatte. Wichtig dabei ist die Unterscheidung der Wirkungsweisen der Verbindungsmittel. Die zwei Extreme sind „starrer“ und „nachgiebiger Verbund“. Eine genauere Erläuterung dazu folgt im Kapitel 0.

Die Verbindung überträgt die Schubkräfte, ein steiferer Verbund sorgt für eine höhere Steifigkeit im Gesamtsystem und dadurch für geringer Spannungen im Randbereich der Teilquerschnitte. (Holschemacher K., et al., 2013)

Grundsätzlich werden die Verbindungsmittel ähnlich des Schubkraftverlaufes längs der Decke angeordnet. Als Beispiel dienen die Großprobekörper dieser Versuchsreihe. Hier wurden die Kerven im Randbereich angeordnet. Damit treten an den Auflagern die größten Schubspannungen auf, wohingegen die Schubkraft in Feldmitte gegen Null geht. Die Großprobekörper und das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken beschreibt Pol Weiler genauer in seiner Diplomarbeit. (Weiler P., 2021)

Folgende drei Eigenschaften charakterisieren die Verbindungsmittel

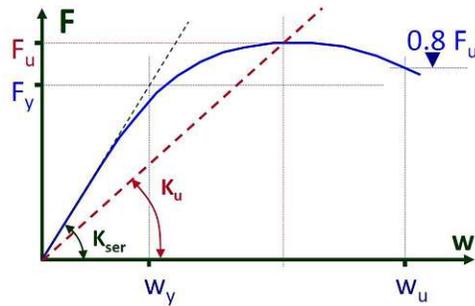
- Tragfähigkeit
- Steifigkeit
- Duktilität

Die Tragfähigkeit der Verbindung bezeichnet die aufnehmbare Schubkraft bis zum Versagen der Verbindungsfuge.

Der Verschiebungsmodul bestimmt die Steifigkeit der Verbindung, bzw. wird er durch die Nachgiebigkeit der Verbindung zwischen Holz und Beton definiert. Deutlich wird dies in der Lastverformungskurve. Dort entspricht die Steigung im linear elastischen Bereich dem Verschiebungsmodul K_{ser} . Der Verschiebungsmodul entspricht dem Verhältnis zwischen Last und Verformung.

Die Duktilität wird durch das Verformungsvermögen einer Verbindung während einer Belastung festgelegt. Der Duktilitätsindex D_s gibt das Verhältnis zwischen Bruchverformung und elastischer Verformung an. (Müller K., 2018)

Das Duktilitätsmaß sollte größer drei sein ($D_s > 3$). Das bedeutet, eine duktile Verbindung ist gegeben, eine Plastifizierung der Verbindung ist möglich und auch eine wiederholte Plastifizierung bei zyklischen Belastungen kann ausgebildet werden. Im Gegenzug würde ein Duktilitätsindex $D_s = 1 \dots 2$ eine spröde Verbindung und keine brauchbare Duktilität der Verbindungsmittel darstellen. (Bernasconi A., 2011)



Duktilitätsindex: $D_s = \frac{w_u}{w_y}$

Verschiebemodul: $K_{ser} = \frac{F_y}{w_y}$

Abb. 2-19: Definition der Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität von Verbindungsmittel (Bernasconi A., 2011)

Je nach Verbindungsmethode weisen die verschiedenen Systeme unterschiedliche Tragverhalten auf. Diese werden auch oft miteinander kombiniert.

Weitere Aspekte zur Wahl der Verbindungsmittel sind, neben den mechanischen Eigenschaften, das Einsatzgebiet, die Frage ob es sich um einen Neubau oder eine Sanierung handelt, sowie der wirtschaftliche Faktor. Der Arbeitsaufwand und die Kosten müssen im vertretbaren Verhältnis zum Ergebnis stehen. Die unterschiedlichen Systeme werden in der Art des Verbundes in folgende Grundprinzipien eingeteilt: (Holschemacher K., et al., 2013)

- mechanischer Verbund
- formschlüssiger Verbund
- stoffschlüssiger Verbund
- Kombinationen der Verbundarten

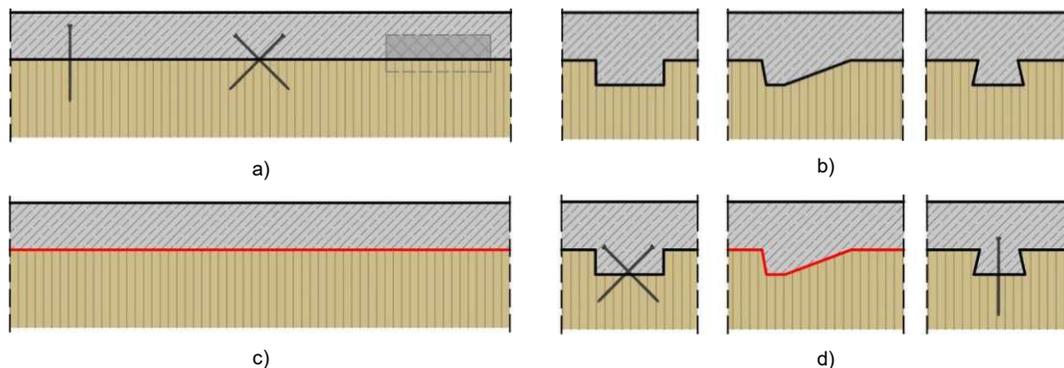


Abb. 2-20: Übersicht der Arten des Verbundes a) mechanischer Verbund, b) formschlüssiger Verbund, c) stoffschlüssiger Verbund (Verklebung), d) Kombinationen der Verbundarten (Radlherr C., 2018)

2.5.1 MECHANISCHER VERBUND

Der mechanische Verbund beschreibt als Überbegriff den Einsatz von metallischen Verbindungsmitteln. Diese Anschlüsse sind oftmals Weiterentwicklungen der bereits bekannten Verbindungsmittel aus Holz-Holzverbindungen oder Holz-Stahl-Verbindungen. Sie können in stiftförmige Verbindungsmittel und Spezialformteile eingeteilt werden. Die gängigsten mechanischen Verbindungsmittel sind Schrauben, Nägel, Nagelplatten, Kopfbolzendübel, Stabdübel, Schubleche. (Holschemacher K., et al., 2013)

2.5.1.1 SCHUBBLECH

Bei den untersuchten Probekörpern werden vernagelte Schubleche eingesetzt (siehe Abb. 2-8). Durch die gleichmäßige und durchgängige Verteilung der Nägel bildet sich in den Praxiseinsätzen ein „quasi-kontinuierlicher Verbund“ aus. Die Verteilung kann dabei noch angepasst werden, je nachdem ob eine äquidistante, oder eine an den Schubfluss angepasste Verteilung der Verbindungsmittel gewünscht ist.

Schubleche werden auf Abscheren in longitudinale Blechausrichtung beansprucht. Das neuartige Blech ist eine Sonderentwicklung. Die Geometrie ist in Kapitel 0 ausführlich beschrieben. Die Materialparameter sind Kapitel 2.4.3.2 zu entnehmen.

2.5.1.2 STIFFFÖRMIGE VERBINDUNGSMITTEL

Stiff förmige Verbindungsmittel werden meist mit kontinuierlichem Verbund eingesetzt. Die Verteilung der Verbindungsmittel kann je nach Anspruch äquidistant oder an den Schubfluss angepasst sein.

Bei dem betrachteten System kann durch eine Vielzahl an einzelnen Nägeln über die gesamte Balkenlänge ein kontinuierlicher Verbund entstehen. Die Materialdaten der eingesetzten Nägel sind in Kapitel 2.4.3.1 festgehalten. Der Verschiebungsmodul von stiff förmigen Verbindungsmitteln ergibt laut EC 5, wie in Gl. 2.17 hergeleitet $K_{s,EC5} = 1,71 \text{ kN/mm}$. Laut EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) dürfen glattschaftige Nägel nicht für ständige oder lange Lasteinwirkungen verwendet werden.

Durch unterschiedliche Einsatzwinkel der stiff förmigen Verbindungsmittel und deren Anordnung treten unterschiedliche Versagensmuster und Steifigkeiten auf.

Die Anforderungen an Nägel sind: (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019)

- Beanspruchung rechtwinkelig zur Nagelachse (Abscheren)
- Beanspruchung in Richtung der Nagelachse (Herausziehen)
- Kombinierte Beanspruchung von Nägeln

Die **Versagensmodelle** bei der Kombination Nägel mit Schublechen sind:

- Lochleibungsversagen des Holzes
- Versagen der Nägel durch Plastifizierung

Lochleibungsversagen des Holzes tritt hauptsächlich bei geringen Holzdicken auf. Reines Lochleibungsversagen beschreibt eine Translationsverformung oder eine Kombination aus Translations- und Rotationsverformung. Der Nagel oder das stiff förmige Verbindungsmittel bleibt dabei gerade.

Beim Versagen durch „Plastifizierung der Nägel“ kommt es zur Ausbildung von Fließgelenken inklusive Lochleibungsversagen. Im stiff förmigen Verbindungsmittel bilden sich ein oder zwei Fließgelenke aus.

Sprödes Versagen, wie etwa Spaltversagen des Holzes, kann durch folgende gezielte Maßnahmen ausgeschlossen werden:

- Mindestabstände der Verbindungsmittel parallel zur Faserrichtung erhöhen
- Einsatz von stiftförmigen Verbindungsmitteln aus Stahl mit niedriger Festigkeitsklasse
- Einsatz von schlanken Stiften mit einem Verhältnis von
Holzdicke/Stiftdurchmesser = mind. 6
- Vermeidung der hintereinander Reihung von Verbindungsmittel in Kraft- und
Faserrichtung
- Holzverstärkung im Anschlussbereich quer zur Faser

Die Formeln und Kennwerte zu den Beanspruchungen und Versagensmodellen der Nägel sind dem Kapitel 2.5.5 Normative Regelung zu entnehmen. (Weinlinger T., 2008)

2.5.2 FORMSCHLÜSSIGER VERBUND

Der formschlüssige Verbund entsteht durch die Aussparungen mittels Kerven oder Nocken, die durch das Einbringen des flüssigen Betons verfüllt werden. Meistens werden die formschlüssigen Verbindungen mit mechanischen Verbindungen kombiniert. Damit wird sichergestellt, dass es nicht zum Abheben der oberen Betonplatte von dem darunterliegenden Holzelement kommt. Außerdem werden die Tragfähigkeit und die Duktilität der Verbindung erhöht. Der Formschluss zeichnet sich besonders durch hohe Steifigkeiten aus.

Die verbreiteten, formschlüssigen Verbindungen sind Betonnocken, Konsolnocken und Kerven. (Holschemacher K., et al., 2013)

Die Nachteile des formschlüssigen Verbundes sind die aufwendige Herstellung durch das zeitintensive Ausfräsen, sowie die zusätzliche Schwächung des Holzquerschnitts, der statisch und bauphysikalisch benötigt wird. Wenn noch Schrauben (45° geneigt und gekreuzt angeordnet) eingesetzt werden, wird es besonders unwirtschaftlich. Die Schrauben sind für rund 2/3 der Kosten der Verbindung verantwortlich. (Müller K., 2018)

Es gibt bereits einige Forschungsprojekte, welche die Notwendigkeit der Kombination von formschlüssigem Verbund inkl. stiftförmiger Anschlüsse in Frage stellen. Der Effekt des Abhebens muss allerdings ausgeschlossen werden. Laut Lehmann ist dies gegeben, wenn die Biegesteifigkeit der mineralischen Deckschicht kleiner als die des Holzes ist und die folgende Bedingung, laut Gl. 2.7, erfüllt ist. (Lehmann S., 2004)

$$EI_c \leq EI_t \quad \text{Gl. 2.7}$$

Umgekehrt sind bei schlanken Furnierschichtholzplatten und einer verhältnismäßig dicken, hochfesten Betonschicht vertikale Verbindungsmittel gegen Abheben zwingend.

2.5.3 KERVEN

Für eine schubfeste Verbindung zwischen Holzbalken und Betonplatte können Kerben eingesetzt werden. Die Kerbe bezeichnet eine Einfräsung in das Massivholzelement, die mit Beton ausgefüllt wird. Durch das Erhärten des Betons und die Geometrie entsteht der Verbund. Es gibt unterschiedliche Kervenausführungen und -geometrien, die je nach Beanspruchung und geforderten Verbund gewählt werden.

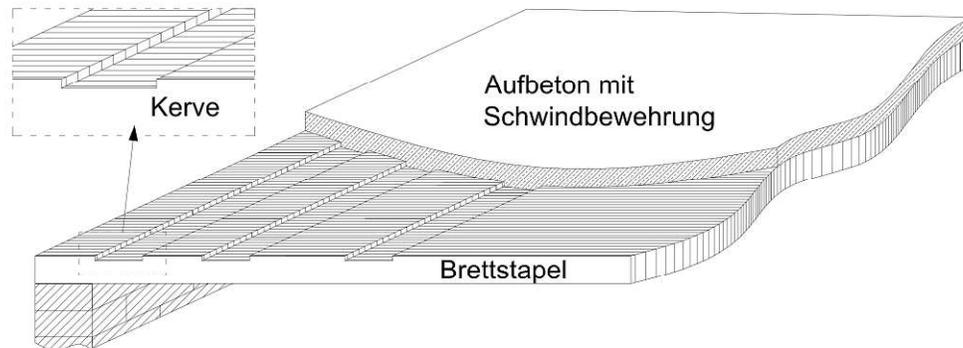


Abb. 2-21: Schematische Darstellung einer HBV-Decke mit Kerben (Michelfelder B. C., 2006)

Durch den Einsatz von einzelnen Kerben in den Bereichen der größten Schubspannungen entsteht ein diskontinuierlicher Verbund. Die Anordnung ist überwiegend an den Schubfluss angepasst, wie Abb. 2-15 rechts darstellt. (Michelfelder B. C., 2006)

2.5.3.1 SCHUBKERVEN-VERBINDUNG

Ein Forschungsprojekt, das Ähnlichkeit in ihrer Grundstruktur zu den untersuchten Kerben aufweist, ist eine Publikation von Woschitz et. al. Das System hat eine Spannweite von 7 m und bildet sich aus 2,4 m breiten CLT-Platten, auf die Betonfertigteile aufgeklebt werden. Die Schubverbindung erfolgt dabei über 20 mm Tiefe, in die CLT-Platten eingefräste, Schubkerben. Die Klebeverbindung erfolgt raupenartig entlang der Kervenkante. Dadurch können Toleranzen ausgeglichen, vertikal Kräfte aufgenommen, sowie das Abheben der Betonfertigteile ausgeschlossen werden. Die Versagensfälle der Schubversuche an Kleinprobekörpern beliefen sich auf Abscheren der Holz-Schubfläche an den Kerben und Betonbruch an der Lasteinleitungsstelle. Die Ergebnisse der Scherversuche ergaben ein Verschiebungsmodul von $K = 550 \text{ kN/mm/m}$ Breite und eine Höchstlast von $F = 300 \text{ kN/m}$ Breite. (Woschitz R., et al., 2020)

2.5.3.1.1 ANWENDUNGSBEREICH

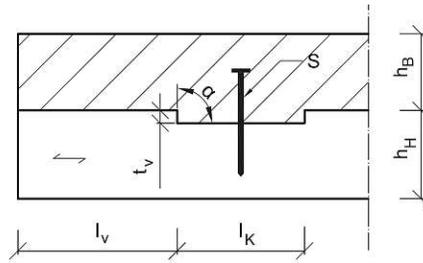


Abb. 2-22: Skizze der wichtigsten Kenngrößen der Kerbe (Kudla K., 2017)

In Abb. 2-22 sind die wichtigsten Einflussparameter der Kerbenverbindung dargestellt, die in diesem Abschnitt erläutert werden und die für die nachfolgenden Konstruktionsregeln herangezogen werden.

- **Vorholzlänge l_v**

Die Vorholzlänge ist maßgebend für die Tragfähigkeit der Verbindung. Michelfelder stellt in Züge ihrer Dissertation fest, dass ein Zusammenhang zwischen der Vorholzlänge und der Wirksamkeit der Scherfläche besteht. Die wirksame Scherfläche beeinflusst „das Abscheren des Vorholzes“ positiv. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Vorholzlänge und Verschiebungsmodul. Durch eine längere Vorholzlänge wird ein höherer Verschiebungsmodul und eine höhere Traglast erreicht. (Michelfelder B. C., 2006)

- **Kerbenlänge l_k**

Die Kerbenlänge sollte sinnvoll gewählt werden. Auch wenn die Kerbenlänge nicht direkt im Zusammenhang mit der Tragfähigkeit der Verbindung steht, liegen für 200 mm Kerbenlänge doch die meisten Forschungsergebnisse auf. (Kudla K., 2017)

- **Kervertiefe t_v**

Die Kervertiefe hat ebenfalls einen Einfluss auf den Verschiebungsmodul und dadurch auf die Tragfähigkeit der Verbindung. Tiefe Kerben können höhere Kräfte übertragen. Jedoch entsteht durch eine Vergrößerung der Kervertiefe auch gleichzeitig eine Verringerung der Querschnittshöhe des Holzes. Die Kerben liegen im Auflagerbereich, dort wo die größten Schubspannungen auftreten. Ein geringer Restquerschnitt könnte zu Problemen führen und muss im Einzelfall überprüft werden. (Michelfelder B. C., 2006)

- **Kerbenwinkel α**

Kerben werden in der Praxis mit geneigten Flanken hergestellt. Die konventionellen Begründungen dafür sind einerseits die Tragfähigkeit durch Erhöhung des Scherwiderstandes zu steigern und andererseits, um Spannungsspitzen, welche die Traglast mindern könnten, zu umgehen. Michelfelder zeigt in ihrer Studie, dass die Querkzugspannungen in den Kerbenflanken vernachlässigt werden können. Da sie nur bei geringen Kervertiefen und sehr geringen Vorholzlängen auftreten und die Druckspannungen in dem Beton den Querkzugspannungen entgegenwirken. Ein reiner Schubnachweis der Schwerfuge ist bei standardmäßigen Kerben ausreichend. Flachere Neigungswinkel ergeben geringere Hauptspannungen. Zusätzlich wird die Verbindungssteifigkeit vermindert. (Michelfelder B. C., 2006)

• Konstruktionsregeln/Mindestanforderungen

In der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 werden Konstruktionsregeln sowie Randbedingungen für den Einsatz von Kerven gelistet. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Der folgende Abschnitt erläutert diese Vorgaben.

Die **Betongüte** muss mindestens C20/25 entsprechen. Beim **Holz** liegt die Mindestanforderung der **Festigkeitsklasse** bei GL24 für Brettschichtholz und bei C24 für Vollholz.

Die **Kerventiefe** t_v sollte größer als 20 mm sein. Laut den Konstruktionsregeln von Michelfelder (Michelfelder B. C., 2006) hat $t_v = 40$ mm, zu entsprechen. Die Vorholzlänge l_v ist mit der Kerventiefe zu ermitteln und ist mit $l_v \geq 8 \cdot t_v$ anzusetzen. Die Kerventiefe ist mit $l_N \geq 150$ mm zu wählen. Die Steifigkeitswerte sind von der Kerventiefe abhängig und sind laut (Schänzlin, 2018) nach Gl. 2.8 anzusetzen.

$$K_{ser} = \begin{cases} 1000 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } t = 20 \text{ mm} \\ 1500 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } t \geq 30 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 2.8}$$

Daraus ergibt sich für die untersuchten Kerven eine Mindestanforderung des Verschiebungsmoduls von 187,5 KN/mm, wie in Tab. 2-6 ermittelt.

Tab. 2-6: K_{ser} für untersuchtes HBV-System nach der Technischen Spezifikation (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Mindestanforderungen für Trägerlänge $l = 5$ m und $t \geq 30$ mm
$K_{ser} = 1500 \text{ kN/mm/m Breite} = 1500 \cdot 0,125 \text{ m} = 187,5 \text{ KN/mm}$

Hier ist anzumerken, dass die anzusetzende Steifigkeit der Kerven laut der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 ermittelt wurde und sich diese Bemessung auf numerische und experimentelle Untersuchungen von Michelfelder (Michelfelder B. C., 2006) und Kudla (Kudla K., 2017) stützt. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Zu dem Thema Kerven und den zugehörigen Verschiebungsmoduln gibt es schon einiges an Forschungsarbeit, die Kudla in ihrer Arbeit zusammengefasst hat. Die dabei verglichenen Studien mit den jeweiligen Parametern für Push-Out-Versuche sind in Tab. 2-7 gelistet. Abb. 2-23 stellt die mittleren Höchstlasten und Abb. 2-24 die mittleren Verschiebungsmoduln im Balkendiagrammen gegenüber. (Csizmadia L., 2019)

Tab. 2-7: Parameter für Push-Out-Versuche unterschiedlicher Forschungsprojekte (Csizmadia L., 2019)

	Betongüte	Holzgüte	l_k [mm]	t_v [mm]	l_v [cm]	α [°]
Simon	C25/30	GL28h	200	20	250	100
Michelfelder	C25/30	CLT S7 (C16)	200	20	250	90
Schönborn	C25/30	GL24h	150/200	20	360	100
Grosse	C35/45	CLT S10 (C24)	200	20	250	90/100
Kuhlmann et al.	C30/37	GL24h	200	20	160	90
Kuhlmann und Aldi	C30/37	GL32h	200	40	400	90

Die gegenübergestellten Forschungsarbeiten sind von Simon (Simon A., 2008), Michelfelder (Michelfelder B. C., 2006), Schönborn (Schönborn F., 2006), Grosse (Grosse M., 2005), Kuhlmann et al. (Kuhlmann U., et al., 2016) und Aldi (Kuhlmann U., et al., 2010)

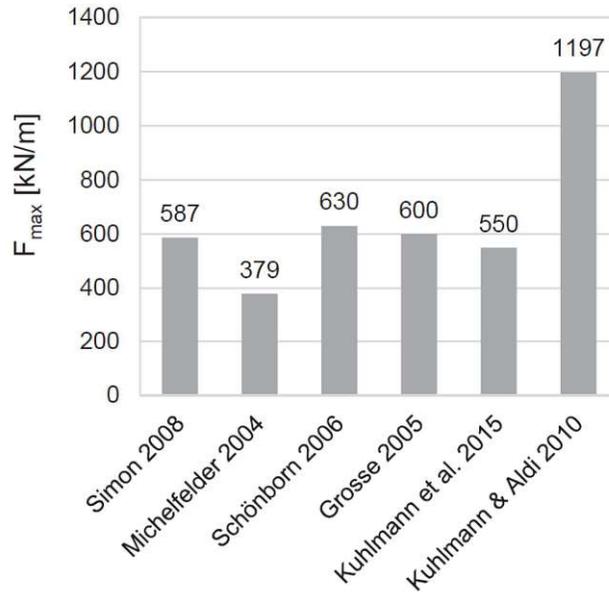


Abb. 2-23: mittlere Höchstlasten im Vergleich bezogen auf eine Kerbe und 1 m Breite (Kudla K., 2017)

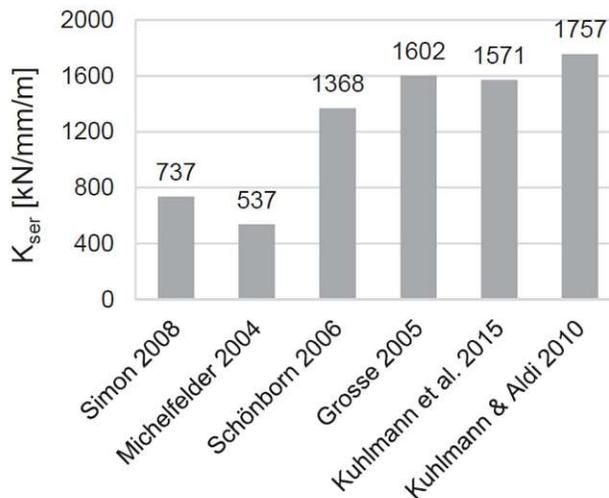


Abb. 2-24: mittlere Verschiebungsmoduln im Vergleich bezogen auf eine Kerbe und 1 m Breite (Kudla K., 2017)

An den Ergebnissen fällt sofort die enorme Streuung auf. Wie in Tab. 2-7 ersichtlich wird, sind die Ergebnisse auch nicht eindeutig miteinander vergleichbar, da die Geometrien der Versuche, der Forschungsaufbau und die Messstellen unterschiedlich sind.

Die Auswertung der Verschiebungsmoduln von Michelfelder und Simon liegt wesentlich unter den Werten der restlichen Projekte. Der Vergleich der mittleren Höchstlasten zeigt einen deutlich niedrigeren Wert bei Michelfelder.

Kuhlmann und Aldi haben mit 40 mm, die doppelte Kervertiefe zu den restlichen Projekten, gewählt. Dadurch kommen sie auf eine maßgeblich größere Maximallast. Alle anderen Projekte sind in Bezug auf die mittlere Höchstlast ähnlich.

Zusätzlich führte Kudla in ihrer Arbeit eine Parameterstudie durch, um die Variation des Verschiebungsmodul aufzuzeigen. Ihre numerischen Untersuchungen zeigen, dass ab einem Wert von 1000 kN/mm/m der Verschiebungsmodul nur noch einen sehr geringen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten ausübt. Ein Verschiebungsmodul im Bereich von 1000 kN/mm/m bis 2000 kN/mm/m wirkt sich nicht auf die Schnittgrößen aus. (Kudla K., 2017), (Csizmadia L., 2019)

Im Gegensatz zu anderen VM muss die Steifigkeit bei den Kerven **nicht** auf 2/3 reduziert werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann somit die gleiche Steifigkeit angesetzt werden. (Schänzlin, 2018)

Tab. 2-8: Übersicht der Anforderungen an Kerven laut Technische Spezifikation (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Kervertiefe:	$h_N \geq 20 \text{ mm}$ (Hochbau) und $h_N \geq 30 \text{ mm}$ (Brückenbau)
Vorholzlänge:	$l_V \geq 12,5 h_N$ (rechnerische Vorholzlänge: $l_V \geq 8h_N$)
Kervlänge:	$l_N \geq 150 \text{ mm}$
Neigungswinkel der Kervenflanken:	$80^\circ \leq \alpha \leq \min(115^\circ, 90^\circ + \theta)$

Michelfelder (Michelfelder B. C., 2006) bezieht sich bei der Wahl der Kerven auf die Deckenspannweite. Bei einer Spannweite von $l < 6 \text{ m}$ sollen zwei Kerven pro Trägerhälfte angeordnet werden, bei längeren Spannweiten drei. Die Konstruktionsregeln von Michelfelder bezüglich Kervenanzahl und Anordnung in Abhängigkeit der Trägerlänge sind Tab. 2-9, Abb. 2-25 und Abb. 2-26 zu entnehmen.

Tab. 2-9: Konstruktionsregeln Kervenanzahl / -anordnung in Abhängigkeit von der Trägerlänge (Michelfelder B. C., 2006)

Trägerlänge	Kervenanzahl	vh1	vh2	vh3
$l = 5 \text{ m}$	2	25 cm	$\leq 45 \text{ cm}$	-
$l = 6 \text{ m}$	3	25 cm	25cm	$\leq 48 \text{ cm}$
$l = 7 \text{ m}$	3	25 cm	25cm	$\leq 63 \text{ cm}$
$l = 8 \text{ m}$	3	25 cm	25cm	$\leq 80 \text{ cm}$
$l = 9 \text{ m}$	3	25 cm	25cm	$\leq 99 \text{ cm}$
$l = 10 \text{ m}$	3	25 cm	25cm	$\leq 120 \text{ cm}$

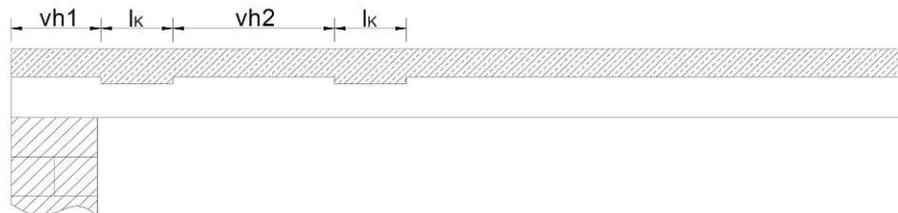


Abb. 2-25: Konstruktionsregeln zur Anordnung der Kerven für Trägerlänge $< 6 \text{ m}$ (Michelfelder B. C., 2006)

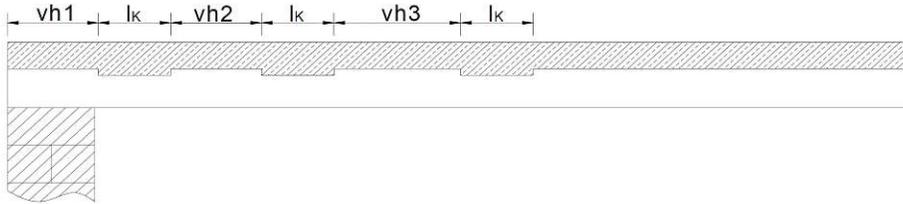


Abb. 2-26: Konstruktionsregeln zur Anordnung der Kerven für Trägerlänge > 6 m (Michelfelder B. C., 2006)

• Einhaltung der Konstruktionsregeln im angewendeten HBV-System

Nachstehend werden die gewonnenen Erkenntnisse auf das untersuchte HBV-Deckensystem angewendet und überprüft. Die Kennwerte des Deckensystems können aus Abb. 2-10 bezogen werden.

Tab. 2-10: Überprüfung der Konstruktionsregeln am untersuchten HBV-System nach der Technischen Spezifikation (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Mindestanforderungen	untersuchtes HBV-System
Betongüte mind. C20/25	C30/37 ✓
Festigkeitsklasse Vollholz mind. C24	Schnittholz entspricht C24 ✓
$t_v \geq 20 \text{ mm}$	$t_v = 40 \text{ mm}$ ✓
$l_v \geq 8 \cdot t_v = 8 \cdot 40 = 320 \text{ mm}$	$l_v = 300 \text{ mm}$ ✗
$l_N \geq 150 \text{ mm}$	$l_N = 170 \text{ mm}$ ✓

Tab. 2-11: Überprüfung der Konstruktionsregeln am untersuchten HBV-System nach (Michelfelder B. C., 2006)

Mindestanforderungen für Trägerlänge $l=5\text{m}$	untersuchtes HBV-System
$t_v = 40 \text{ mm}$	$t_v = 40 \text{ mm}$ ✓
Kervenzahl = 2	Kervenzahl = 2 ✓
$l_v = v_{h1} \geq 250 \text{ mm}$	$l_v = 300 \text{ mm}$ ✓
$v_{h2} \leq 450 \text{ mm}$	$v_{h2} = 300 \text{ mm}$ ✓

Aus Tab. 2-10 geht hervor, dass die gewählte Vorholzlänge nicht den Vorgaben nach Schänzlin entspricht und die gewählte Länge um 2 cm zu kurz ist. Alle anderen Konstruktionsregeln wurden eingehalten. Werden die Anforderungen nach Michelfelder herangezogen, sind alle Regeln erfüllt.

2.5.3.1.2 TRAGVERHALTEN VON KERVEN

Auf das Tragverhalten der Kerfen wird in diesem Kapitel sehr detailliert eingegangen. Das genaue Verständnis der Versagensmechanismen ist für die realitätsgetreue Modellierung in der FE-Software essentiell. Auch für die experimentelle Durchführung ist es wichtig, die Gründe des Versagens zu identifizieren.

Verbundträger aus einer Holz-Beton-Konstruktion mit Kerfen weisen eine hohe Steifigkeit auf und zählen mit fast 90 % an starrem Verbund, zu den steifsten Verbindungsmitteln im HBV.

Eine der einfachsten Formen zur Überlegung der Wirkungsweise von Kerfen ist die Betrachtung als Stabwerkssystem, analog eines Stahlbetonbalkens. Die Beton- und Holzkomponenten werden durch Ober- und Untergurt modelliert. Die Druckdiagonalen entsprechen den Kerfen. Bei der Analyse werden noch Zugstreben benötigt, die den Schrauben zugewiesen werden. Dieses Modell ist jedoch nur eine grobe und ungenaue Näherung.

Michelfelder entwickelt im Zuge ihrer Dissertation eine Methode die als Grundlage der rechnerischen Ermittlung der Kerfentragfähigkeit dient. Sie stellt ein genaueres Stabwerksmodell auf Basis tatsächlich auftretender Spannungen in den einzelnen Verbundteilen dar. (Michelfelder B. C., 2006)

In diesem Kapitel werden die Versagensmechanismen der Kerfen genau ergründet. Anschließend werden in Kapitel 4 die durchgeführten experimentellen Versuche, unter Einbeziehung aller bekannten Parameter und Randbedingungen, mit Hilfe der Berechnungsmethode FE miteinander verglichen.

Die Formeln zur Bemessung der Versagensmodi sind der Dissertation nach Schönborn entnommen. Dieser hat in seiner Arbeit eigene Formulierungen der Bemessungskonzepte basierend auf bekannte Sicherheitskonzepte und Normungen für diese speziellen Versagensmechanismen entwickelt. Die Bezeichnungen der Variablen wurden auf Basis der verwendeten Indizes an diese Arbeit adaptiert.

Je nach Kerfengeometrie und Belastung werden unterschiedliche Versagensmodi ausgelöst. Die möglichen Versagensmechanismen sind in Abb. 2-27 dargestellt und lauten wie folgt:

- Druckversagen der Kerfenflanke Holz
- Konsolversagen Beton
- Abscheren des Vor-/Zwischenholzes
- Schubversagen des Betons

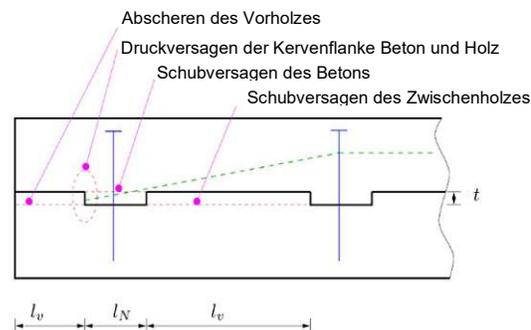


Abb. 2-27: Mögliche Versagensfälle einer HBV-Systeme mit Kerfenverbindung (Schänzlin, 2018)

Beim **Druckversagen des Holzes** treten hohe Druckspannungen an der Kervenflanke auf, die zur Quetschung des Holzes übergehen. (siehe Abb. 2-28) Die Verformung des Holzes ist dabei duktil. Versuche zeigten, dass sich der Versagensmodus rein auf der Fläche des Holzes an der Kervenflanke ereignet. Ein Druckspannungsnachweis (Gl. 2.9), in diesem Bereich des Holzes gibt Aufschluss über ein mögliches Versagen. Geneigte Druckflanken können über den Neigungswinkel zur Faser in die Rechnung eingehen.

$$F_{\text{Druck,Holz,d}} = f_{\text{Modell}} * A_{\text{Verbindung}} * f_{c,\alpha,d} * k_{\alpha} \quad \text{Gl. 2.9}$$

Dabei steht f_{Modell} für einen Formfaktor, $A_{\text{Verbindung}}$ ist die Fläche des Holzes die bei der Kraftübertragung beansprucht wird, $f_{c,\alpha,d}$ beschreibt die Druckfestigkeit des Holzes unter dem Neigungswinkel α und k_{α} wird als Korrekturbeiwert herangezogen.

Im Druckbereich hinter den Kerven kann durch das Auftreten von Spannungsspitzen ein **Abscheren des Vorholzes** auftreten. Abb. 2-29 zeigt das Versagen, Abscheren des Vorholzes, einer Laborprüfung.

Entscheidende Faktoren sind dabei die Breite der Krafteinleitung und die Einschnitttiefe des Holzes. Beim Versagen durch das Abscheren kommt es zu einem spröden Bruch des Holzes.

Dieses Versagen tritt nur ein, wenn die Vorholzlänge zu kurz gewählt wurde. Daher sollten bei der Planung die Konstruktionsregeln wie in 2.5.3.1.1 berücksichtigt werden. Die dort beschriebenen Anforderungen und Konstruktionsregeln der Kerven fordern eine Vorholzlänge größer $8 * t_v$. Unter Einbindung dieser Anforderung wurde zur Überprüfung des Versagens Gl. 2.10 aufgestellt:

$$F_{\text{Abscher,Holz,k}} = f_{\text{Modell}} * b_v * t_v * 8 * f_{v,k} \quad \text{Gl. 2.10}$$

Dabei steht $f_{v,k}$ für die charakteristische Schubspannung, b_v für die Breite und t_v ist die Tiefe der Kerven.

Beim **Konsolversagen des Betons** versagt der Beton auf Druck in der Kervenflanke, wie in Abb. 2-30. Zuerst bilden sich Risse in der Druckflanke bei der Belastung aus, dabei entstehen hohe Kontaktflächenpressungen, die zu Querkzugbeanspruchungen senkrecht zu den Druckspannungen führen können. Die Querkzugspannung darf die maximale Betonzugfestigkeit nicht überschreiten. Diese Überlegung fließt in Gl. 2.11 zur Bemessung des Versagensmechanismus ein. An der gegenüberliegenden Seite hebt sich durch die Verschiebung der Beton an.

$$F_{\text{Teilflächenpressung}} = f_{\text{Modell}} * b_v * t_v * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * 1/180 \quad \text{Gl. 2.11}$$

In Gl. 2.11 gehen die Berechnung der Zugfestigkeit auf Basis der Druckfestigkeitswerte und der Zusammenhang zwischen Spaltzugspannung und Querschnittsfläche der Betonkerve ein. Das in den experimentellen Versuchen eindeutig am häufigsten eintretende Versagen ist das **Abscheren des Betons**. Abb. 2-31 zeigt ein Bruchbild des Versagensmechanismus. Das Versagen ist schon länger aus dem Stahl-Verbundbau geläufig. Durch die hohen Schubspannungen des Systems kommt es zum lokalen „Ausbrechen“ des Betons. Grund für das Versagen sind eine zu kurze Kervenlänge oder zu geringe Kervenbreite. In beiden Fällen ergibt sich eine zu kleine Grundfläche der Verbindung.

Formschlüssige Verbindungen, wie die Kerne, haben einen kritischen Schnitt. Dieser liegt bei einer Holz-Beton-Verbindung über der Grundfläche der Kerne, an der Holzoberkante. Die entlang dieses Schnittes auftretenden, resultierenden Längsschubkräfte müssen vom Beton aufgenommen und weitergeleitet werden können. Der Bereich der Kräfteeinleitung ist unbewehrt.

Anders als die Gleichungen zuvor, basiert diese Formel auf den Bemessungswerten und nicht auf den charakteristischen Werten. Für diese Bemessung ist die maximal aufnehmbare Schubtragfähigkeit zu erfassen. Da diese direkt auf dem Sicherheitsniveau der Tragfähigkeit basiert, sind die Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien bereits inkludiert.

Schönborn studiert in seiner Dissertation für die Formulierung seines gewählten Bemessungsformats für „Abscheren von Beton“ unterschiedliche Bemessungskonzepte und Vorschriften. Für die Formulierung des Widerstandes der Verbindung gegen Längsschubversagen des Betons an der Kerne wurde die Formulierung nach DAfSTb Heft 372 festgelegt. Die Formel liefert eine genaue Aufstellung der Schubübertragung und beleuchtet die Übertragungen von Lasten entlang der Fuge, (in diesem Fall Fertigteil und Ort beton). Die Formeln basieren auf einer Vielzahl an Abscherprüfungen von bewehrten und unbewehrten Kompositionen. Die Untersuchungen ergaben, dass bei unbewehrten Verbindungen die Oberflächenbeschaffenheit eine wesentliche Rolle spielt. Beginnend von der Fugenbeschaffenheit („Glättkelle“ bis hin zu „Dreieckverzahnung“) steigt die aufnehmbare Schubspannung. Die wichtigsten Parameter, die für die Schubübertragung hervorgehen, sind:

- Normalschubspannung σ_u senkrecht zur Fuge
- Eigenschaften der Kontaktfläche
- Bewehrung in der Verbundfuge
- Güte mit Festigkeitseigenschaften des jeweiligen Betons

Die Formel für die Schubspannungen beim Versagen lautet nach DAfSTb Heft 372 wie folgt:

$$\tau_{Fuge} = \tau_u + k * \sigma_{Fuge} \quad \text{Gl. 2.12}$$

Durch die vernachlässigbaren Spannungen senkrecht zur Schubfuge zwischen den Kervenflanken löst sich die Gleichung zu:

$$\tau_{Fuge} = \tau_u \quad \text{Gl. 2.13}$$

Dabei entspricht τ_{Fuge} der Schubspannung in der Fuge unter Höchstlast, τ_u dem Achsabschnitt der Regressionsgerade zur Beschreibung der Schubspannung bei Bruch und k bildet den Faktor zur Charakterisierung der Fugenbeschaffenheit.

Schönborns experimentelle Versuche zeigen eine Unterschätzung der Schubtragfähigkeit mittels der Berechnungsformel. Dies begründet er zum einen mit dem Unterschied des monolithischen Baumaterials bei seinen Versuchen. Zum anderen mit dem Verbund von Ort beton und Fertigbeton der Berechnungen, wohingegen seine Versuche nur aus Ort beton gefertigt sind. Die Formel wird trotzdem herangezogen, da die Normalkräfte senkrecht zur Fuge vernachlässigbar gering sind und die Normalspannung, die auf die Fuge wirkt, somit wegfällt. (siehe Gl. 2.10 bzw. Gl. 2.11)

Bei der Formelfindung nach Schönborn wurde, wegen der Unterschätzung der Schubtragfähigkeit für die Ermittlung der Bruchspannung bei Schubbeanspruchung, auf die

Werte aus der DIN 1045 zurückgegriffen. Die Werte gehen auf unterschiedliche Betongüteklassen ein. Zusätzlich passte Schönborn seine Versuchsergebnisse mit den Formfaktor f_{Modell} an. Daraus folgte die Gl. 2.12, die wie anfangs erwähnt, auf Grundlagen der Bemessungswerte konzipiert ist. (Schönborn F., 2006)

$$F_{Rd} = f_{Modell} * 2,4 * A_h * \tau_{Rd} \quad \text{Gl. 2.14}$$

$$\tau_{Rd} = 0,09 * \sqrt[3]{f_{ck}} \quad \text{Gl. 2.15}$$

A_h gibt dabei die horizontale Abscherfläche des Betons an.

Die Beschreibung der Versagensmechanismen, sowie die Formeln der einzelnen Versagensmodi einer HBV-Kervenverbindung, stammen aus den Bemessungsregeln und Ausführungshinweise für Schubkerven und HBV, von Schönborn. (Schönborn F., et al., 2011)



Abb. 2-28: Druckversagen des Holzes



Abb. 2-29: Abscheren des Vorholzes



Abb. 2-30: Konsolversagen des Beton



Abb. 2-31: Schubversagen Beton

Abb. 2-28 - Abb. 2-31 aus (Schönborn F., et al., 2011)

2.5.4 STOFFSCHLÜSSIGER VERBUND

Zum stoffschlüssigen Verbund zählt der geklebte Kontakt. Der große Vorteil dieser Verbindung ist, dass nahezu ein starrer Verbund entsteht. Ersichtlich wird dies in Abb. 2-32. Sie zeigt verschiedene Verbindungssysteme bezogen auf das Last-Verformungsverhalten.

Die Kraftübertragung der verklebten Verbindung erfolgt alleine über den Klebstoff. Durch den Einsatz des Klebeverbunds können die Vorteile der „trockenen Bauweise“ und die Vorteile der Vorfertigung im HBV ausgeschöpft werden. Die vollflächige Verklebung ist stark von den Eigenschaften der Einzelschichten und des Klebers abhängig. (Eisenhut L., 2015)

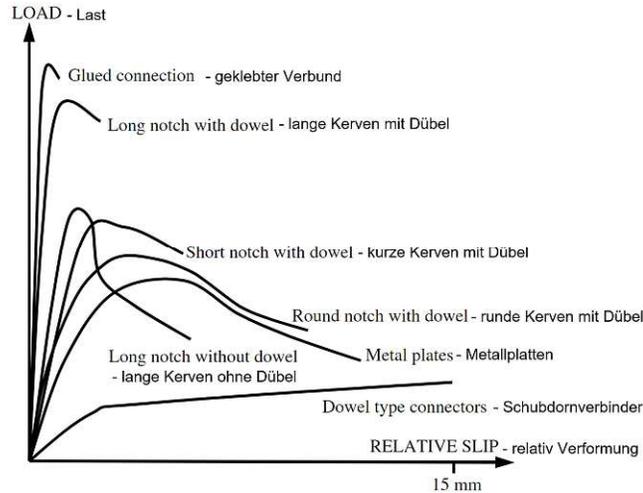


Abb. 2-32: Vergleich der Last-Verformungs-Verhalten unterschiedlicher Verbundsysteme (Yeoh D., et al., 2010)

2.5.5 NORMATIVE REGELUNG

Die Nachweisführung von Holz-Beton-Verbunddecken erfolgt nach wie vor durch die separate Betrachtung der einzelnen Verbundschichten.

Dabei wird Holz nach ÖNORM EN 1995-1-1 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019), inklusive dem Nationalen Anhang ÖNORM B 1995-1-1 (ÖNORM B 1995-1-1, 2019), bemessen und Stahlbeton gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2021) inklusive dem Nationalen Anhang ÖNORM B 1992-1-1 (ÖNORM B 1992-1-1, 2021).

HBV-Konstruktionen nehmen an Bedeutung im Bauwesen zu. Aus diesem Grund wurde die öbv-Richtlinie „Holz-Beton-Verbunddecken“ überarbeitet und ist im Mai 2019 erschienen. Die Richtlinie legt den Fokus auf Bestandskonstruktionen wie die HBV-Decken bei Dachgeschoßbauten aus der Gründerzeit. Als Bemessungskonzept schlägt die öbv-Richtlinie das Gamma-Verfahren vor. Anzumerken ist, dass die Gamma-Methode auch für das Langzeitverhalten von HBV-Systemen nahegelegt wird. (öbv Richtlinie, 2019)

Noch 2022 erscheint die neuere Fassung des Eurocode 5 ÖNORM EN 1995-1-1:2022, in der erstmals HBV-Konstruktionen geregelt werden sollen. Den Grundstein für die normative Erfassung von HBV-Konstruktionen bildet die Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103.

Die wesentlichen Punkte, die die neue Fassung von anderen Zulassungen unterscheidet, sind die Beachtung der Einwirkung, die Berechnungsverfahren mit einer Erweiterung des Gamma-Verfahrens, die Verbindungsmittel (stiff förmige Verbindungsmittel auf Abscheren und Kerfen), sowie ein Fokus auf das Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen. (Schänzlin, 2018), (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Der Anteil des Holzes wird wie gehabt gemäß ÖNORM EN 1995-1-1 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019), inklusive dem Nationalen Anhang ÖNORM B 1995-1-1 (ÖNORM B 1995-1-1, 2019) mit den zuvor ermittelten Schnittgrößen der Verbundkonstruktion nachgewiesen. Mit dieser Annahme ergibt sich folgender Nachweis für den Betonquerschnitt:

$$\sigma_{c,d} \leq \alpha_{cc} * f_{cd} \quad \text{Gl. 2.16}$$

Dabei ist α_{cc} die Festigkeit zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton.

Wie oben erwähnt, besteht ein Fokus der Technische Spezifikation ONR CEN/TS 19103 auf den Verbindungsmitteln. Die erste Ausgabe geht auf zwei Verbindungsmittelarten ein. Das sind einerseits stiftförmige Verbindungsmittel unter 90° zur Fuge und andererseits die Kerfen.

Da diese Arbeit Kerfen und Schubbleche behandelt, wird an dieser Stelle, für die detaillierte Behandlung der stiftförmigen Verbindungsmitteln in der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103, auf die Diplomarbeit von Selim Zahirovic hingewiesen. (Zahirovic, 2019), (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Die Wirkungsweise, Bemessungsgrundlagen, sowie Konstruktionsdetails zur Kerfe, inkl. der genauen Bestimmungen laut der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 werden in Kapitel 2.5.3 erläutert. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Die Angabe für die Steifigkeit der Nägel (nicht vorgebohrt) nach EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) lautet:

$$K_{ser} = 2 * \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30} = 2 * \frac{460^{1,5} * 3,3^{0,8}}{30} = 1709,5 \frac{N}{mm} = 1,71 \frac{kN}{mm} \quad \text{Gl. 2.17}$$

Im Fall der hier verwendeten Nägel, die die Schubbleche mit dem Holz verbinden, besteht kein Formschluss mit der Betonschicht.

Die Versagensfälle der Nagelverbindung, beschrieben in Kapitel 2.5.1.2 werden im EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) geregelt. Die dort aufgenommene Theorie geht auf Johansen zurück. Sie ist eine Näherung, bzw. eine Vereinfachung des tatsächlichen Ereignisses. Johansen ging von einem starr-plastischen Balken für das stiftförmige Verbindungsmittel aus, welcher auf einer starr-plastischen Verbindung gebettet ist. Die Auswirkungen der Vereinfachung sind gering.

Auf diesen Theorien basieren die Versagens- und Bemessungsmodelle laut EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) für stiftförmige Verbindungsmittel. In dem betrachteten Modell sind folgende Bemessungen zu betrachten:

- Beanspruchung in Richtung der Nagelachse (Herausziehen)

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} * d * t_{pen} \\ f_{ax,k} * d * t + f_{head,k} * d_h^2 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,45 * 3,3 * 38 \\ 2,45 * 3,3 * 2 + 8,58 * 7,1^2 \end{array} \right\} = 307N \quad \text{Gl. 2.18}$$

- Beanspruchung rechtwinklig zur Nagelachse (Abscheren) bei Stahl-Holz-Verbindungen, laut EC 5 (ÖNORM B 1995-1-1, 2019). Für dicke Stahlbleche ($t_s \geq 2mm$ und $t_s \geq d/2$) gilt bei Lochleibungsversagen und Fließgelenk im Stift (siehe Abb. 2-33):

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rk} &= \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,k}}{f_{h,k} * d * t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 * \sqrt{M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right\} \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 26,36 * 38 * 3,3 * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 4010}{26,36 * 3,3 * 38^2}} - 1 \right] + \frac{307}{4} \\ 2,3 * \sqrt{4010 * 26,36 * 3,3} + \frac{307}{4} \end{array} \right\} \\
 &= \min \left\{ \begin{array}{l} 3305,5 N \\ 1592,9 N \\ 1435,2 N \end{array} \right\}
 \end{aligned} \tag{Gl. 2.19}$$

$$F_{v,Rk} = 1435 N \triangleq 1,44 kN$$

$$\gamma_M = 1,1$$

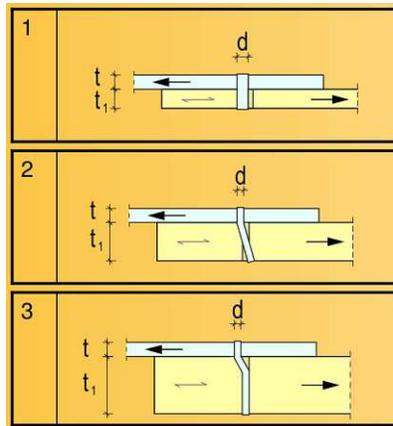


Abb. 2-33: schematische Darstellung der drei Versagensfälle Holz- Stahl, dicke Bleche einschnittig (Bubiza, 2012)

Der Nachweis für Kombinierte Beanspruchung nach EC 5 (ÖNORM EN 1995-1-1, 2019) folgt nach Gl. 2.20. Dabei entspricht $F_{ax,Ed}$ der Belastung in Richtung der Nagelachse, und $F_{v,Ed}$ bezeichnet eine Belastung rechtwinklig zur Nagelachse.

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \tag{Gl. 2.20}$$

3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG

Der Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau an der Technischen Universität Wien forscht zum Kurz- und Langzeitverhalten von HBV-Konstruktionen. Im ersten Schritt entsteht ein Überblick der Push-Out Versuche und eine Beschreibung der Versuchsreihen. Anschließend wird die Herstellung der Probekörper in Kapitel 3.2 veranschaulicht. Abschließend werden im Kapitel 3.3 die Versuchsreihen ausgewertet.

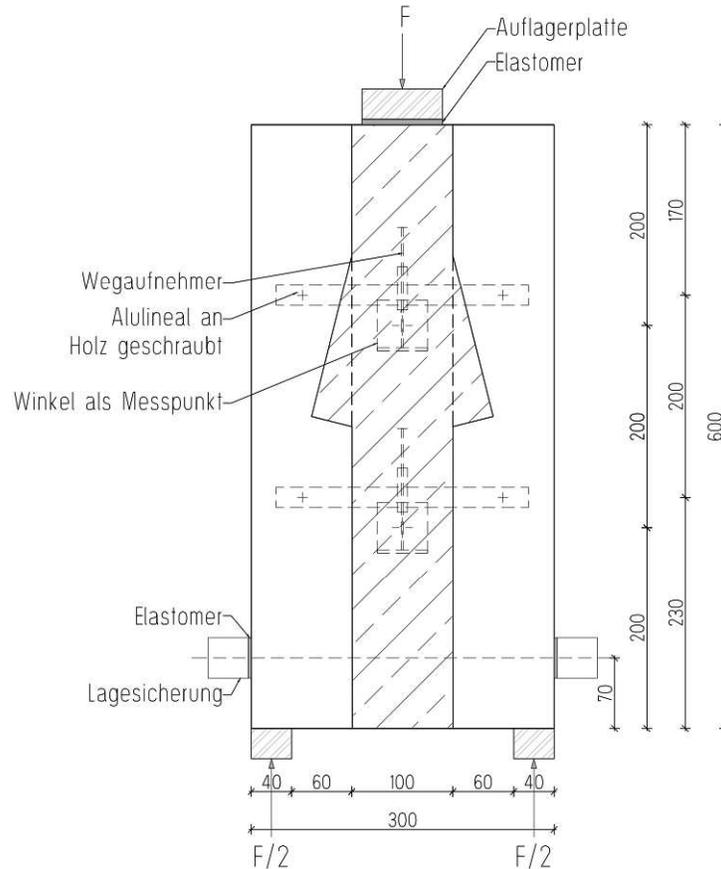


Abb. 3-1: Vorderansicht Push-Out Versuch mit Messstellenanordnung am Probekörper „Kerke-K“

Im Zuge dieser Arbeit werden Push-Out Versuche durchgeführt. Push-Out Versuche bzw. Scherversuche testen das Trag- und Verformungsverhalten von Schub-VM. Dazu werden die zusammengesetzten Probekörper auf Schub belastet und die Trageigenschaften des Verbundes, entkoppelt vom globalen System, überprüft. Die Parameter Höchstlast F_{vR} und Verschiebungsmodul K_{ser} können abgeleitet werden. Abb. 3-1 stellt den Aufbau der Push-Out Versuche am Bsp. der Versuchsreihe „Kerke-K“ dar. Für die Versuchsreihen „Blech-B“ und „Blech+Kerke-B+K“ gilt analog dieselbe Anordnung. Abb. 3-2 zeigt den Versuchsaufbau am Probekörper „K1“ im Labor. Die Durchbiegung wird an vier Messpunkten gemessen und für die Auswertung gemittelt. Dazu werden Alulinealen mittels Schrauben an den Holzträgern gelagert. Die Wegaufnehmer sind an den Alulinealen (3) befestigt und messen die Relativverschiebung Δu zwischen Holz und Beton. Stahlwinkel (4) sind in den Betonblock gedübelt, der als Referenzpunkt für die Wegaufnehmer dient. Die Lasteinleitung erfolgt über

einen Prüfcylinder (1), die Kraft F wird entlang der Lastverteilungsplatte (2) in den Probekörper auf die Betonfläche eingeleitet. Im unteren Bereich werden die Probekörper mittels Lagersicherung (5) gehalten, um ein „Auseinanderklaffen“ zu verhindern. Diese wird vor der Prüfung gelockert. Die Holzquerschnitte stehen auf Auflagerbleche (6), um ein Verschiebungsniveau zu erreichen.



- 1 Prüfcylinder
- 2 Lastverteilungsplatten
- 3 Alulineal mit Wegaufnehmer
- 4 Winkel als Messpunkte
- 5 Lagersicherung
- 6 Auflagerbleche

Abb. 3-2: Versuchsaufbau der Versuchsreihe „K“

3.1 BESCHREIBUNG DER VERSUCHSREIHEN

Drei Verbindungsvariationen werden detaillierter erforscht, sie sind in Abb. 3-3 abgebildet, „Blech-B“, „Kerbe-K“, sowie „Blech+Kerbe-B+K“. Das Verformungsverhalten und die Steifigkeiten der unterschiedlichen Verbindungsmittel werden untersucht, sowie die Versagensfälle beobachtet. Um folglich einen Aufschluss auf das Materialverhalten des in Kapitel 2.1.1 beschriebenen HBV-Deckensystems zu erhalten.

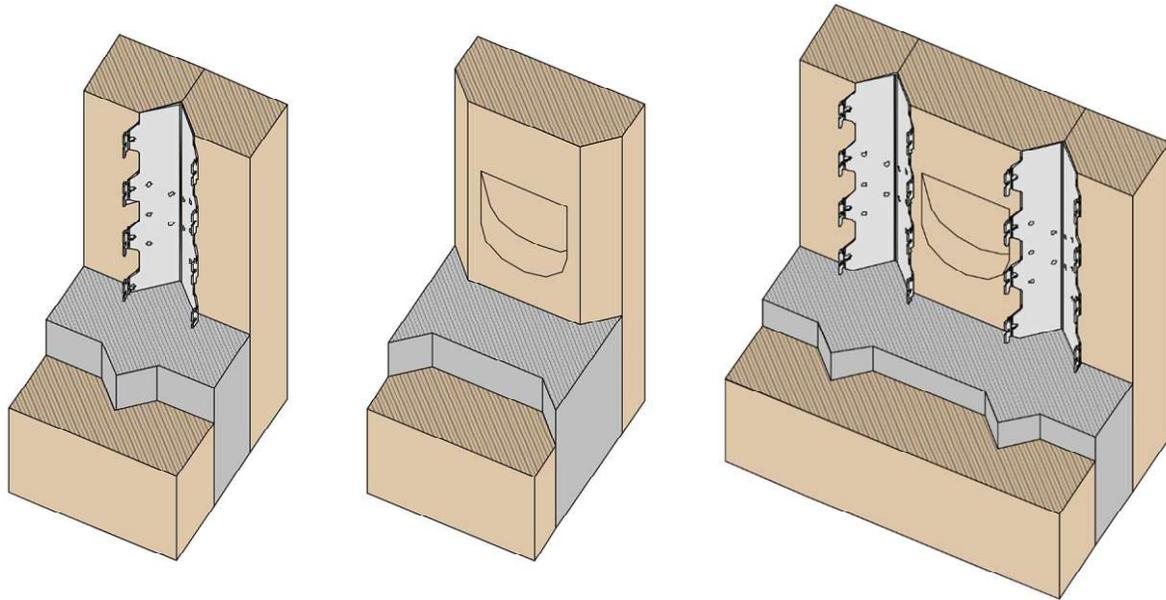


Abb. 3-3: schematische Darstellung der Probekörper. von links: „Blech-B“, „Kerfe-K“ und „Blech+Kerfe-B+K“

3.1.1 VERSUCHSREIHE „BLECH-B“

Das VM Schublech weist einen kontinuierlichen Verbund durch einen gleichmäßigen Abstand der Nägel auf. Der Abstand ist Abb. 2-8 zu entnehmen. Die Nagelung kann bei Bedarf an den Schubfluss angepasst werden. Bei den Schubversuchen wurde die Nagelung nur im Bereich der Kerfen angesetzt, um die VM besser vergleichen zu können. Dadurch entsteht bei der Versuchsreihe „Blech-B“ ein diskontinuierlicher Verbund. Insgesamt kommen in jedes Schublech zehn Nägel, beidseitig jeweils fünf. Bei den doppelsymmetrischen Probekörpern mit jeweils zwei Blechen ergeben sich somit 20 Kontaktpunkte zwischen den Nägeln und dem Holz.

3.1.2 VERSUCHSREIHE „KERVE-K“

Bei dem Schub-VM Kerfe handelt es sich um einen diskontinuierlichen Verbund. Geometrisch wurden die Kerfen im Bereich der Schubübertragung abgerundet und schräg in das Holz eingefräst. Je doppelsymmetrischen Probekörper kommen zwei Kerfen zum Einsatz.

3.1.3 VERSUCHSREIHE „BLECH+KERVE-B+K“

Bei der Versuchsreihe „Blech+Kerfe-B+K“ handelt es sich um eine Kombination der beiden zuvor beschriebenen Versuchsreihen. Es entsteht ein diskontinuierlicher Verbund. Die Geometrie dieser Versuchsreihe weicht von den anderen Prüfserien ab (siehe Abb. 3-4). Sie ergibt sich aus dem Arrangement der beiden VM-Arten und ist in der Auswertung zu beachten. Bei den doppelsymmetrischen Probekörpern werden je zwei Kerfen und vier Schubleche mit insgesamt 40 Nägeln eingesetzt.

3.2 PROBEKÖRPERHERSTELLUNG

Die Kleinprobekörper sind 60cm lang und weisen einen Sandwichaufbau mit den Materialien Holz-Beton-Holz auf. Die Probekörper für die Push-Out-Prüfungen werden doppelsymmetrisch angeordnet, um eine Schiefstellung unter der Belastung zu vermeiden. Die Fertigung der Probekörper erfolgt an der Camillo Sitte Versuchsanstalt. Folgende drei unterschiedliche Verbindungsvarianten werden untersucht:

- „Blech-B“ Verbund über vernageltes Schublech
- „Kerke-K“ Verbund über Schubkerven
- „Blech+Kerke-B+K“ Verbund über aus vernageltes Schublech und Schubkerven

Tab. 3-1: Bezeichnung der Prüfserie und der einzelnen Probekörper

Serienbezeichnung	Blech-B	Kerke-K	Blech+Kerke-B+K
Probekörperbezeichnung	B1	K1	B+K1
	B2	K2	B+K2
	B3	K3	B+K3
	B4	K4	B+K4
	B5	K5	B+K5
	B6	K6	B+K6
	B7	K7	B+K7
	B8	K8	B+K8
	B9	K9	B+K9
	B10	K10	B+K10
	B11	K11	B+K11
	B12	K12	B+K12
Verbindungspunkte			
Anzahl Kerven	-	2	2
Anzahl Schubleche	2	-	4
Anzahl Nägel pro Schublech	10	-	10
Anzahl Nägel gesamt	20	-	40

Tab. 3-1 listet die genau Bezeichnung der Probekörper, verknüpft diese mit den jeweiligen Versuchsreihen und zeigt die Verbindungspunkte für jede Probekörpervariante auf. Abb. 3-4 zeigt den genauen Aufbau mit Abmessungen der drei unterschiedlichen Kleinprobekörper. Von jeder Variante an Kleinprobekörper werden zwölf Stück gefertigt. Die genaue Geometrie der Verbindungsmittel ist Abb. 2-8 und Abb. 2-9 zu entnehmen.

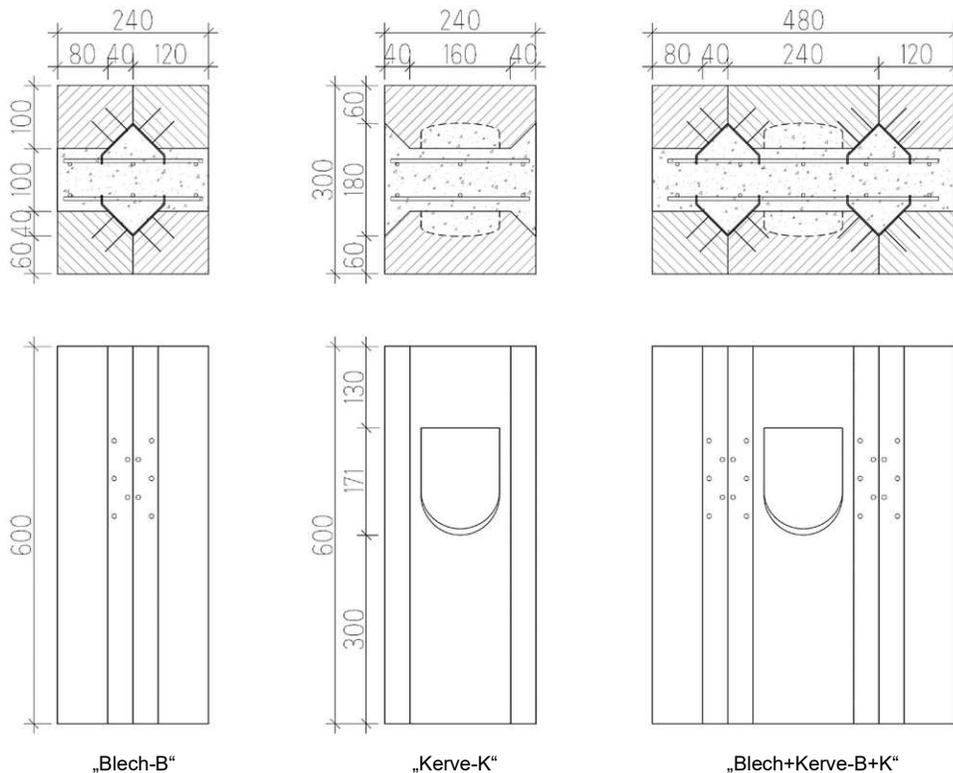


Abb. 3-4: drei Varianten der Kleinprobekörper

Im ersten Schritt werden die Holzbalken an zwei Längskanten 40 mm abgefast, auf eine Länge von 60 cm abgelängt und teilweise (für die Versuchsreihe Blech und Blech+Kerwe) der Länge nach halbiert. Die benötigten Kerben für die Probekörper K und B+K werden mit einer Oberfräse und einer dafür vorgesehenen Schablone gefräst.

Entsprechend dem Österreichischen Institut für Bautechnik (OIB) wurde eine PE-Folie zwischen Holz und Beton eingelegt. Damit wird sichergestellt, dass die tatsächliche Wirkung der Verbindungsmittel geprüft und verglichen wird. Die Haftreibung, die zwischen Holz und Beton auftreten würde, wird durch die PE-Folie verhindert. Aus diesem Grund wird die Reibung in der numerischen Berechnung Kapitel 4 an den Stellen der Folie als „reibungsfrei“ angenommen. In der Praxis gilt, je rauer die Holzoberfläche, desto besser „verzahnen“ sich die Materialien miteinander. Die Haftreibung wirkt sich auf die Tragfähigkeit der HBV-Träger aus. Die Schubkräfte werden über die Oberfläche übertragen und der Verbund wird verstärkt. In der Praxis sind also noch Reserven vorhanden und die Versuche liegen auf der sicheren Seite. An den Stellen der Kerben wird die PE-Folie ausgeschnitten.

Bei den Probekörpern mit Schublech (B und B+K) entstehen durch das Zusammenlegen der gefasteten Holzbalken V-förmige Profile. In diese werden die 2 mm dicken Schubleche auf die PE-Folie gelegt. Mit einer Nagelpistole werden die Nägel (40 mm lang) im Abstand von 30 mm in Längsrichtung zueinander in die Holzbalken geschossen. Dadurch ist kein Vorbohren notwendig. Bei den Kleinprobekörper sind die Nägel nur in Höhe der Kerben angeordnet, um die Verbindungsmittel vergleichbar zu gestalten. Daraus ergeben sich 10 Nägel pro Blech. Alle Probekörper werden mit den Bewehrungsmatten AQ55 bewehrt. Diese sind laut ÖNORM B4707 genormt. Sie weisen einen Quer- und Längsabstand von

100 mm und einen Nenndurchmesser der Drähte von 55 mm auf. Sie sind aus Bewehrungsstahl B550B. (ÖNORM B 4707, 2017)

Die Schubleche haben eine spezielle Form. Diese ist in Abb. 2-6 gut veranschaulicht. Die Form ergibt sich aus der Funktion, die Bewehrungsmatten direkt in die Bleche einlegen zu können. Zusätzlich weisen die Schubleche kleine Löcher auf, die dazu dienen, die Bewehrung mit Drähten an die Schubleche zu binden.

Bei den Probekörpern „Kerve-K“ (ohne Schubleche) werden die Bewehrungsmatten mithilfe von Betonabstandshaltern und Drähten eingebaut. Die Herstellungsschritte werden in Abb. 3-5 bis Abb. 3-10 deutlich.

Bevor der Beton eingebracht werden kann, wird die Schalung aus OSB-Platten angeschraubt und die Probekörper mit Schalöl eingelassen.

Der Beton C30/37 wurde von der Firma Baubeton im Betonmischer angeliefert, mit Schubkarren weitertransportiert und händisch mit Schöpfer und Kelle in die Probekörper verfüllt. Anschließend wird mit einem Betonrüttler verdichtet, dabei muss darauf geachtet werden, dass die Bewehrungsmatten am richtigen Platz bleiben. Abschließend wird die Oberfläche abgezogen um sicherzustellen dass die Probekörper plan sind. Im beheizten Innenraum härten die Kleinprobekörper bei konstanter Temperatur aus. Nach 28 Tagen hat der Beton seine Festigkeit erreicht und die Probekörper können geprüft werden.



Abb. 3-5: Probekörperherstellung Blech



Abb. 3-6: Blech

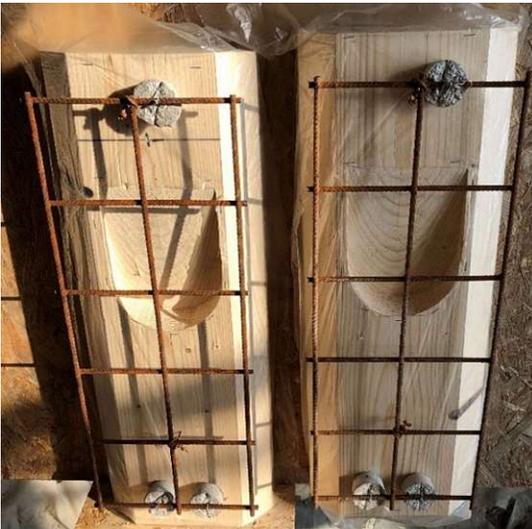


Abb. 3-7: Probekörperherstellung Kerve



Abb. 3-8: Kerve



Abb. 3-9: Probekörperherstellung Blech + Kerve



Abb. 3-10: Blech+ Kerve

Kleinprobekörper vor dem Betonieren

3.3 VERSUCHSAUSWERTUNG

Dieses Kapitel widmet sich der Gestaltung der gewonnenen Daten. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, wird in den nächsten Abschnitten eine Formelreihe ausgearbeitet, die in den Kapiteln 3.3.1 bis 3.3.3 angewendet wird.

Die Auswertung der experimentellen Versuche wird, wie in ÖNORM EN 26891 angegeben, durchgeführt. Bei der Prüfungsdurchführung werden die applizierte Kraft, die Verschiebung und die Zeit von der Prüfmaschine erfasst. Die Verschiebungswerte der vier angebrachten Wegaufnehmer werden gemittelt und ein Last-Verschiebungsdiagramm für jede Prüfung erstellt. Die wichtigsten Parameter für die Auswertung werden in Tab. 3-2 betrachtet:

Tab. 3-2: Parameter Versuchsauswertung

F_{vR}	Höchstlast [N]
F_{est}	geschätzte Höchstlast [N]
$v_{0,1}$	Verschiebung bei $0,1 \cdot F_{est}$ [mm]
$v_{0,4}$	Verschiebung bei $0,4 \cdot F_{est}$ [mm]
$v_{i,mod}$	modifizierte Anfangsverschiebung
K_{ser}	Verschiebungsmodul

K_{ser} entspricht dem Sekantenmodul auf dem Last-Verschiebungsdiagramm zwischen der Verschiebung bei $0,1 \cdot F_{est}$ und $0,4 \cdot F_{est}$. Begründet wird die Festlegung der Wertermittlung in diesem Abschnitt mit dem Anfangsschlupf bei Verbindungen, der sich für gewöhnlich bei ca. $0,1 \cdot F_{est}$ einpendelt. Mit diesem Ansatz und den ermittelten Parametern kann K_{ser} nach Gl. 3.2 berechnet werden. (ÖNORM EN 26891, 1991)

$$v_{i,mod} = \frac{4}{3} (v_{0,4} - v_{0,1}) \quad \text{Gl. 3.1}$$

$$K_{ser} = \frac{0,4 \cdot F_{est}}{v_{i,mod}} \quad \text{Gl. 3.2}$$

Die Ergebnisse beziehen sich auf den gesamten Prüfkörper. Die ermittelten Werte Verschiebungsmodul und Höchstlast müssen durch die Anzahl der Kerben bzw. Anzahl der Nägel dividiert werden.

Weiteres beziehen die Ergebnisse keine Teilsicherheitsbeiwerte mit ein. Dies erfordert ein Umrechnen auf charakteristische Werte nach ÖNORM EN 14358 (ÖNORM EN 14358, 2016). Die Höchstlast $F_{vR,k}$ wird darin als 5 %-Quantil in der Verteilungsfunktion von F_{vR} beschrieben und entspricht dem charakteristischen Wert des Widerstands R_k .

Nach ÖNORM EN 14358 (ÖNORM EN 14358, 2016) werden Festigkeitseigenschaften logarithmisch normalverteilt ermittelt. Angewendet wird diese bei der Berechnung des Mittelwertes \bar{y} und der Standardabweichung s_y . $k_s(n)$ entspricht einem Faktor zur Berechnung charakteristischer Werte im Rahmen der Erstprüfung. Die Formeln zur Berechnung von F_{vR} lauten wie folgt:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(F_{max,i}) \quad \text{Gl. 3.3}$$

$$s_y = \max \left\{ \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(F_{max,i}) - \bar{y})^2}, 0,05 \right. \quad \text{Gl. 3.4}$$

$$F_{max,i} = \exp(\bar{y} - k_s(n)s_y) \quad \text{Gl. 3.5}$$

$$k_s(n) = \frac{6,5n + 6}{3,7n - 3} \quad \text{Gl. 3.6}$$

Für alle drei Versuchsreihen werden anschließend Boxplots für die Werte F_{VR} und K_{ser} erstellt. Diese dienen der besseren Anschauung der ausgewerteten Daten, sowie zur Verdeutlichung des Streuungsmaßes. Minimum und Maximum der betrachteten Verteilung sind sofort ersichtlich. In der blauen Box befinden sich 50 % der mittleren Daten. Die Box wird durch das 1. und 3. Quartil aufgespannt und bilden den Interquartilsabstand. Der Median wird in den erstellten Boxplots Linie in der Box eingezeichnet. Das arithmetische Mittel wird als x markiert. Die Quartilberechnung erfolgt inklusive des Medians, damit werden Werte kleiner gleich angegeben (bei „exklusive Median“ nur kleiner).

Als Ausreißer gelten Werte die den 1,5 fachen Interquartilsabstand überschreiten und außerhalb der Box liegen. Sie werden als Punkte dargestellt. Die Whisker geben den nächst größeren bzw. kleineren Wert unter der Ausreißergrenze an. Wenn es keine Ausreißer gibt, entsprechen die Antennen dem Minimal- bzw. Maximalwert der Verteilung.

3.3.1 PUSH-OUT-VERSUCH BLECHE

In diesem Kapitel wird die Tragfähigkeit, das Verformungsverhalten und die Steifigkeit des Verbindungsmittel Blech mit den Daten aus den experimentellen Versuchen analysiert. Die Abmessungen der Probekörper Bleche sind der Abb. 3-4 zu entnehmen.

Abb. 3-11 bzw. Abb. 3-12 zeigen den Probekörper „B4“ direkt nach der Belastung mit durchgedrückten Betonkern.



Abb. 3-11: Oberseite Probekörper „B4“ nach Versuch



Abb. 3-12: Unterseite Probekörper „B4“ nach Versuch



Abb. 3-13: typisches Versagensbild an Probekörper „B4“



Abb. 3-14: Versagensmuster Versuchsreihe „B4“

Das sich durchziehende Versagensmuster bei der Versuchsreihe Blech, wie Abb. 3-13 bzw. Abb. 3-14 zeigt, ist typischerweise „Lochleibungsversagen des Holzes“ und „Plastifizieren der Nägel“.

Der Abb. 3-15 sind die einzelnen Last-Verschiebungskurven der Probereihe Blech zu entnehmen. Die maximale Kraft F_{VR} der jeweiligen Probekörper ist markiert. Nach Erreichen einer Relativverschiebung von ca. $\Delta u = 5,00$ mm flacht die Kurve ab. Die Kraft F steigt ab diesem Wert nur noch minimal bis zu F_{VR} an. Im Mittel ergibt sich eine Relativverschiebung von $\Delta u = 9,2$ mm bis die Höchstlast eintritt. Die Darstellung des Last-Verformungsverhaltens zeigt die duktilen Eigenschaften des Verbindungsmittel. Zusätzlich werden die großen plastischen Tragreserven der Verbindung verdeutlicht. Die Auswertung der Prüfkörper Bleche erfolgt laut Kapitel 3.3. Die Werte sind in Tab. 3-3 angegeben.

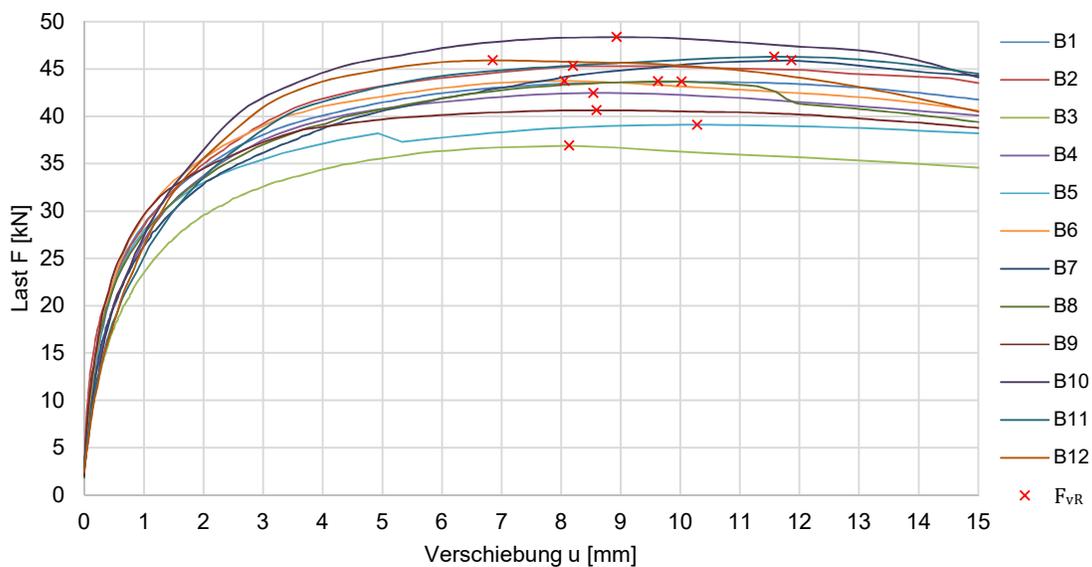


Abb. 3-15: Last-Verschiebungskurven der Versuchsreihe „Blech-B“

Tab. 3-3: statistische Auswertung nach EN 14358 (ÖNORM EN 14358, 2016)

	F_{VR}	K_{ser}
Mittelwert \bar{y}	43,50	47,32
Median	43,72	47,21
Minimum	36,90	31,19
Maximum	48,38	70,35
Standardabweichung s_y	3,29	12,12
COV	0,08	0,26
$k_s(n)$ lt. EN 14358 Tab 1	2,03	2,03
$Q_{0,25}$	42,01	38,22
$Q_{0,75}$	45,90	55,18
Interquartilsabstand	3,89	16,96

Um die Vergleiche durchführen zu können, müssen die Werte auf einen Nagel bezogen werden. Bei zwei Blechen und zehn Nägel pro Blech ergeben sich folgende Werte:

Tab. 3-4: Ergebnisse Bleche charakteristische Festigkeit $F_{vR,k}$ und Verschiebemodul K_{ser}

Ergebnisse pro Prüfkörper	$F_{vR,k} =$	37,06 kN	$K_{ser} =$	47,32 kN/mm
Ergebnisse pro Nagel	$F_{vR,k} =$	1,85 kN	$K_{ser} =$	2,37 kN/mm

Die daraus ermittelten Boxplots sind Abb. 3-20 zu entnehmen. Die enge Box bzw. der kleine Interquartilsabstand der Höchstlast zeigt die ähnlichen Ergebnisse der maximalen Belastung auf.

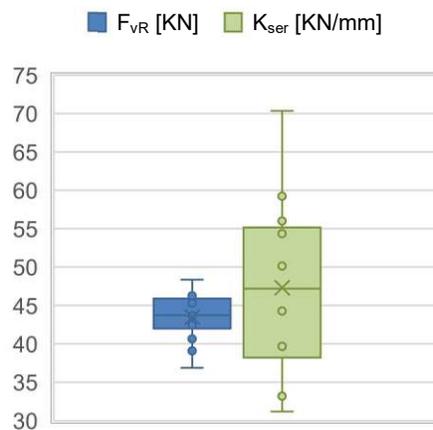


Abb.: 3-16: Boxplots Blech

3.3.1.1 VERGLEICH MIT FORMELPARAMETER AUS EC 5

Gl. 2.17 ergibt für den Verschiebungsmodul nach EC 5 (ÖNORM B 1995-1-1, 2019) einen Wert von $K_{ser} = 1,71$ kN/mm pro Nagel. Im Vergleich zur Auswertung der experimentellen Versuche mit einem K_{ser} -Wert von 2,37 kN/mm weisen die beiden Steifigkeiten eine Differenz von 0,66 kN/mm auf. Bei der Ermittlung des Verschiebungsmoduls K der experimentellen Versuche wird das Blech nicht abgezogen. Der Effekt des Schublechs ist daher im ermittelten Wert enthalten und erklärt die Abweichung von 38,5 %. Das bedeutet, dass die Verbundwirkung der neuen Schublech-Nagelverbindung nach der Bemessung laut Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103, unterschätzt wird. Bei dem Wert aus der Technischen Spezifikation handelt es sich um vorgebohrte Nägel. Im experimentellen Versuch ist kein Vorbohren notwendig, da die Nägel in das Holz geschossen werden. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

Auch der Wert der Höchstlast liegt mit $F_{vR} = 1,85$ kN über dem angesetzten Normwert. Nach Gl. 2.19 entspricht dieser $F_{vR} = 1,44$ kN. Dies ergibt eine Differenz von 28 %.

3.3.2 PUSH-OUT-VERSUCH KERVE

In diesem Abschnitt werden die Tragfähigkeit, das Verformungsverhalten und die Steifigkeit des Verbindungsmittel Schubkerve begutachtet.

Ein typisches Versagensbild der Versuchsreihe Kerve zeigen die zwei nachfolgenden Abbildungen des Probekörpers K7.



Abb. 3-17: typisches Versagensbild Kerve Versagen



Abb. 3-18: typisches Versagensbild Kerve intakt

Die experimentellen Versuche weisen ausnahmslos für alle Probekörper ein Versagen durch „Abscheren des Betons“ auf. Teilweise einseitig wie am Beispiel Prüfkörper K7 ersichtlich, aber auch beidseitiges Kervenversagen. Der Versagensfall ist in Kapitel 2.5.3.1.2 detailliert beschrieben.

Der Abb. 3-19 sind die einzelnen Last-Verschiebungskurven der Probereihe Kerve zu entnehmen. Die maximale Kraft F_{VR} der jeweiligen Probekörper sind markiert. Nach Erreichen der Höchstkraft kommt es zu keiner weiteren Laststeigerung.

Aus den maximalen Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton lässt sich ein Mittel von $\Delta u = 1,70$ mm bis zum Eintritt des Versagens berechnen. Die Auswertung nach den Formelapparaten aus Kapitel 3.3 wird in Tab. 3-5 und Tab. 3-6 gelistet.

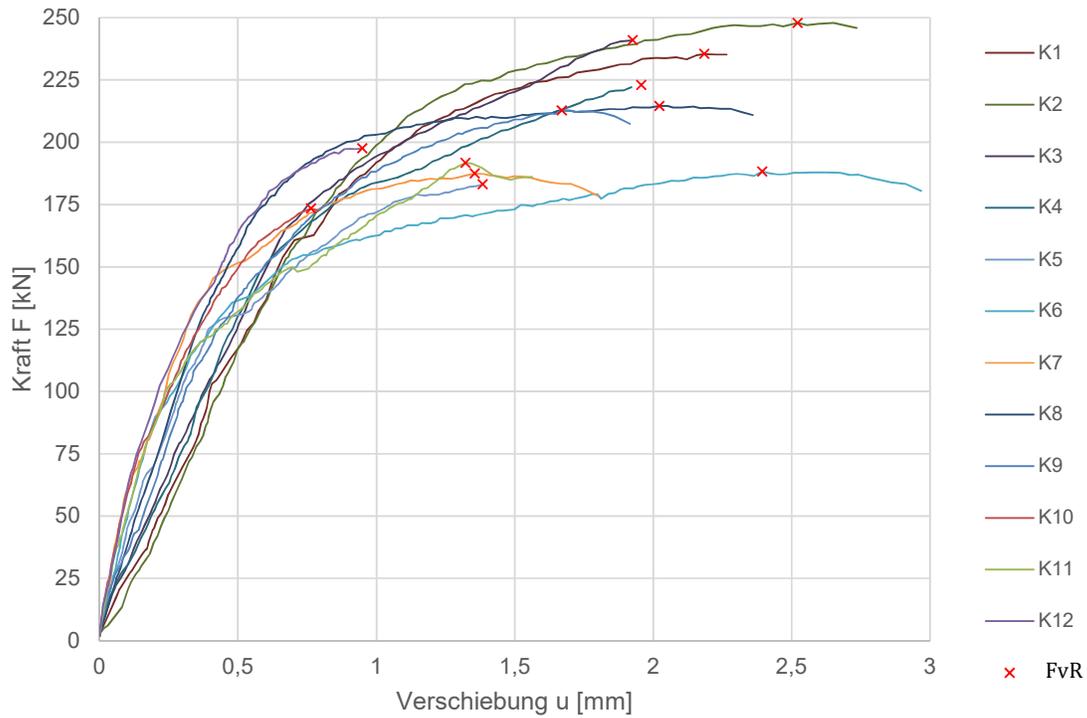


Abb. 3-19: Last-Verschiebungskurven der Versuchsreihe Kerve

Tab. 3-5: statistische Auswertung nach EN 14358 (ÖNORM EN 14358, 2016)

	F_{vR}	K_{ser}
Mittelwert \bar{y}	208,00	336,58
Median	205,15	326,29
Minimum	173,40	215,32
Maximum	247,90	473,28
Standardabweichung s_y	24,71	97,68
COV	0,12	0,29
$k_{s(n)}$ gem EN 14358 Tab 1	2,03	2,03
$Q_{0,25}$	188,08	240,97
$Q_{0,75}$	226,03	422,71
Interquartilsabstand	37,95	181,74

Die Ergebnisse müssen auf eine Kerve bezogen werden, um sie vergleichen zu können:

Tab. 3-6: Ergebnisse Kerve charakteristische Festigkeit $F_{vR,k}$ und Verschiebemodul K_{ser}

Ergebnisse pro Prüfkörper	$F_{vR,k} =$	162,71 kN	$K_{ser} =$	336,58 kN/mm
Ergebnisse pro Kerve	$F_{vR,k} =$	81,35 kN	$K_{ser} =$	168,29 kN/mm

Die daraus ermittelten Boxplots sind Abb. 3-20 zu entnehmen. Die Box der K_{ser} -Werte, mit einem große Interquartilsabstand, weist auf eine hohe Streuung der Ergebnisse. Die Höchstlasten liegen im Vergleich eng beieinander.

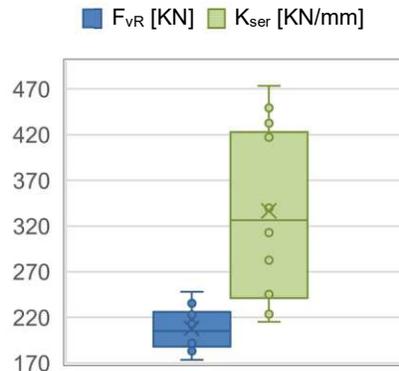


Abb. 3-20: Boxplots Kerve

3.3.2.1 VERGLEICH MIT FORMELPARAMETER AUS ÖNORM B 1995-1-1

Nach Tabelle 6 der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 ergibt sich für die geprüften Kerven eine Anforderung an den Verschiebungsmodul von 187,5 kN/mm. Die Bedeutung des Verschiebungsmoduls wird in Abb. 2-19 Kapitel deutlich.

In Bezug auf die experimentellen Versuche der Kerve bedeutet dies, dass die angesetzte Last/Verschiebung der Prüfkörper etwas geringer als die anzusetzende Empfehlung laut Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 ist. Der Unterschied fällt mit einer Differenz von 19,2 kN auf eine Abweichung von 10,2 %. Eine Abweichung vom vorgegebenen K_{ser} -Wert war durch die Formengeometrie der Kerve, die abgerundet und schräg eingefräst ist, zu erwarten. (ONR CEN/TS 19103, 2022), (ÖNORM B 1995-1-1, 2019)

3.3.2.2 VERGLEICH MIT ANDEREN FORSCHUNGSPROJEKTEN

In Kapitel 2.5.3 werden die Streuung der Steifigkeit und die maximale Kraft unterschiedlicher Forschungsprojekte zur Kerve nach Kudla (Kudla K., 2017) präsentiert. Basierend darauf soll die Steifigkeit und maximale Last der untersuchten Schubkerve mit anderen Forschungsprojekten gegenübergestellt werden. Dafür wurden die ermittelten Werte von Kudla auf eine Kervenbreite von 0,125 m bezogen. Die Zusammenstellung von Kudla wurde um ein zusätzliches Forschungsprojekt, beschrieben in 2.5.3.1, erweitert.

Wie Tab. 2-7 zeigt, weisen die gegenübergestellten Forschungsprojekte teilweise sehr unterschiedliche Parameter auf. In der Technischen Spezifikation ONR CEN/TS 19103 wird der Verschiebungsmodul nach Kerventiefe bestimmt. Daher muss an dieser Stelle hervorgehoben werden, dass die untersuchte Kerve und die Kerve von Kuhlman und Aldi 40 mm Tiefe aufweisen. Alle anderen Projekte forschen an Kerven mit 20 mm Tiefe. Die Anforderung für die übliche Kerventiefe von 20 mm sowie eine Breite von 125 mm ergeben laut Technischer Spezifikation $K_{ser,t=20} = 125$ kN/mm. Diese Anforderungen für $K_{ser,t=20}$ und $K_{ser,t=40}$, werden in Abb. 3-22 visualisiert. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

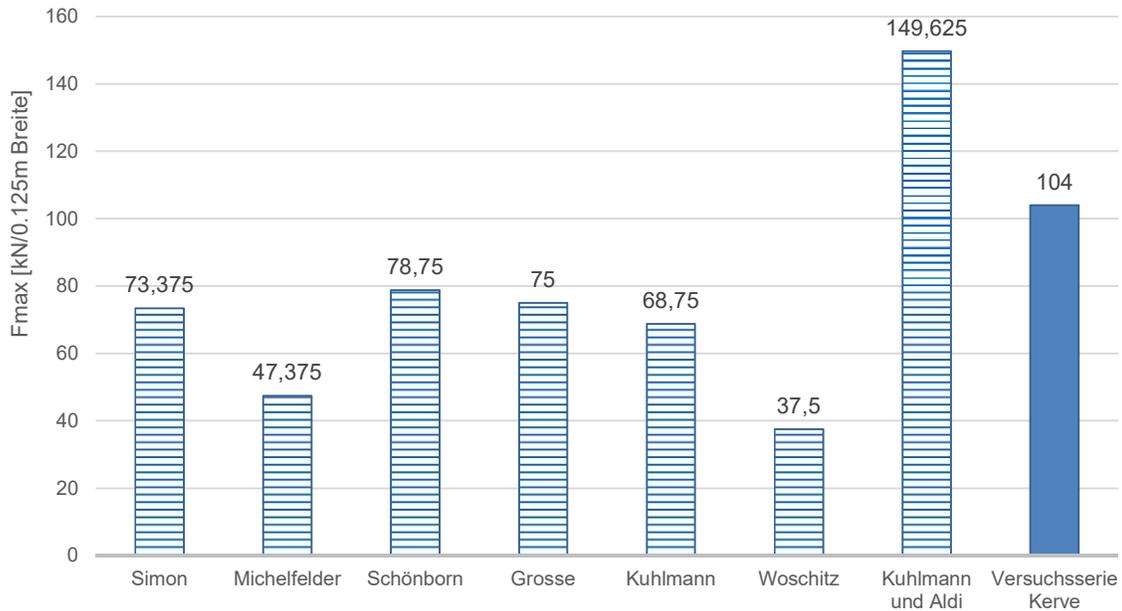


Abb. 3-21: mittlere Höchstlasten im Vergleich bezogen auf eine Kerve mit 0,125 m Breite

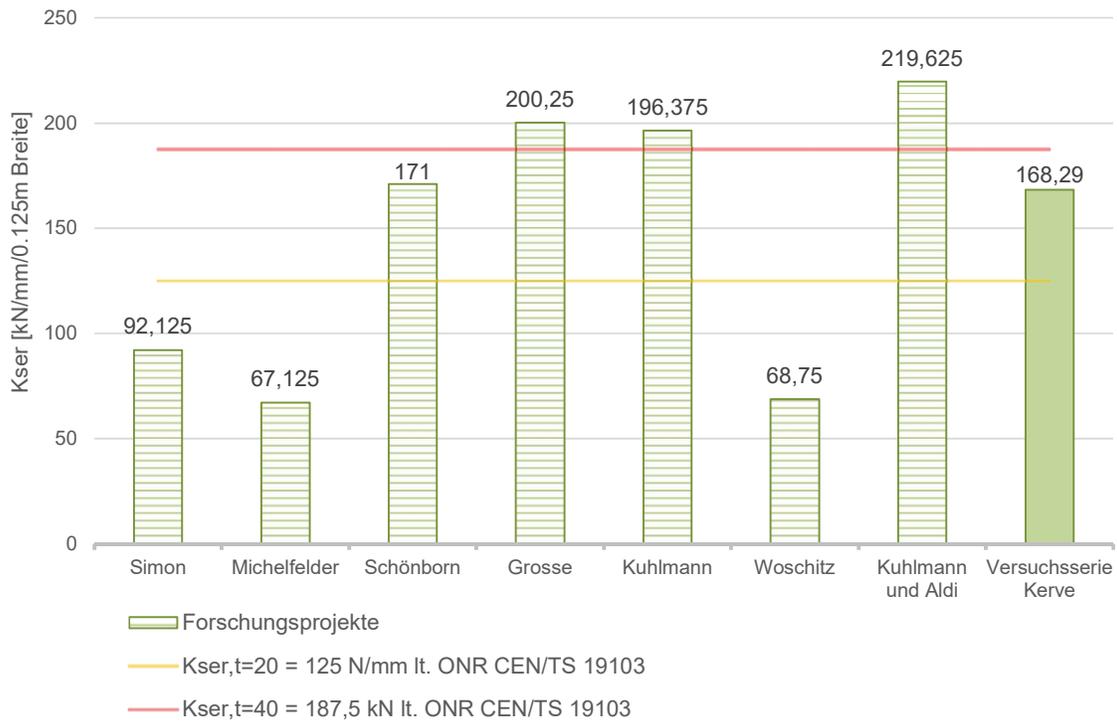


Abb. 3-22: mittlere Verschiebungsmoduln im Vergleich bezogen auf eine Kerve mit 0,125 m Breite und den Annahmen lt. ONR CEN/TS 19103 (ONR CEN/TS 19103, 2022) bezogen auf die Kerventiefe

Aus Abb. 3-21, Abb. 3-22 und dem Boxplot in Abb. 3-23 geht hervor, dass die Höchstlast F_{vR} mit 104 kN im oberen Bereich angesetzt ist. Der mittlere Verschiebungsmodul K_{ser} liegt mit 168,29 kN/mm etwas unterhalb des anzusetzenden Werts laut der Technischen Spezifikation. (ONR CEN/TS 19103, 2022)

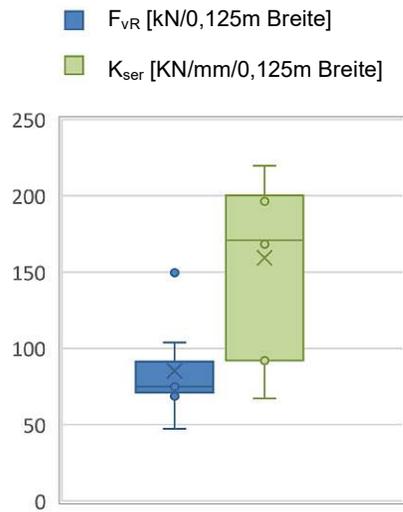


Abb. 3-23: Boxplots Kervenvergleich mit Forschungsprojekten aus Literatur

Tab. 3-7: statistische Auswertung Vergleich Literatur (ÖNORM EN 14358, 2016)

	F_{vR}	K_{ser}
Mittelwert \bar{y}	85,27	159,26
Median	75,00	171,00
Minimum	47,38	67,13
Maximum	149,63	219,63
Standardabweichung s_y	32,89	57,62
COV	0,39	0,36
$k_{s(n)}$ gem EN 14358	2,07	2,07
$Q_{0,25}$	71,06	130,21
$Q_{0,75}$	91,38	198,31
Interquartilsabstand	20,31	68,11

Der Vergleich der Forschungsprojekte ist mit den Boxplots für K_{ser} und F_{vR} in Abb. 3-23 und Tab. 3-7 qualitativ ersichtlich. Die Quartilsberechnung erfolgt inklusive Median. Beide betrachteten Werte der experimentellen Versuche liegen überdurchschnittlich.

F_{vR} liegt mit 104 kN im 4. Quartil. K_{ser} ist mit 168,29 kN/mm im 3. Quartil angesetzt. Die Höchstlast bei Kuhlmann und Aldi gilt mit $F_{vR} = 149.63$ kN als Ausreißer (1,5 fachen IQA-Wert außerhalb der Box). Wie zuvor erwähnt sind die Höchstlasten bei unterschiedlicher Geometrie der Kerven jedoch schwierig zu vergleichen.

3.3.3 PUSH-OUT-VERSUCH BLECHE+KERVE

Nachdem die Verbundmittel Blech und Kerbe jeweils einzeln inspiziert und analysiert wurden, werden an dieser Stelle die zwei Verbundsysteme zusammengeführt und ihre gemeinsame Wirkungsweise geprüft.



Abb. 3-24: typisches Versagensbild Blech+Kerbe Versagensseite



Abb. 3-25: typisches Versagensbild Blech+Kerbe intakte Kerbe

Die Abb. 3-24 und Abb. 3-25 zeigen ein typisches Versagensbild der Versuchsreihe „Bleche+Kerbe“. Die experimentellen Versuche weisen ausnahmslos für alle Probekörper ein Versagen durch „Abscheren des Betons“ und „Lochleibungsversagen des Holzes“ mit „partieller Nagelplastifizierung“ auf. Teilweise einseitig, wie am Beispiel Prüfkörper BK3 ersichtlich, aber auch beidseitiges Versagen trat bei manchen Probekörpern ein. Sobald es zum „Abscheren des Betons“ kommt, ist die Höchstlast erreicht. Die Probekörper können darüber hinaus nicht weiter belastet werden. Das Mittel der Relativverschiebung liegt bei $\Delta u_m = 2,62$ mm. (siehe Abb. 3-26) Die statistischen Ergebnisse sind in Tab. 3-8 gelistet.

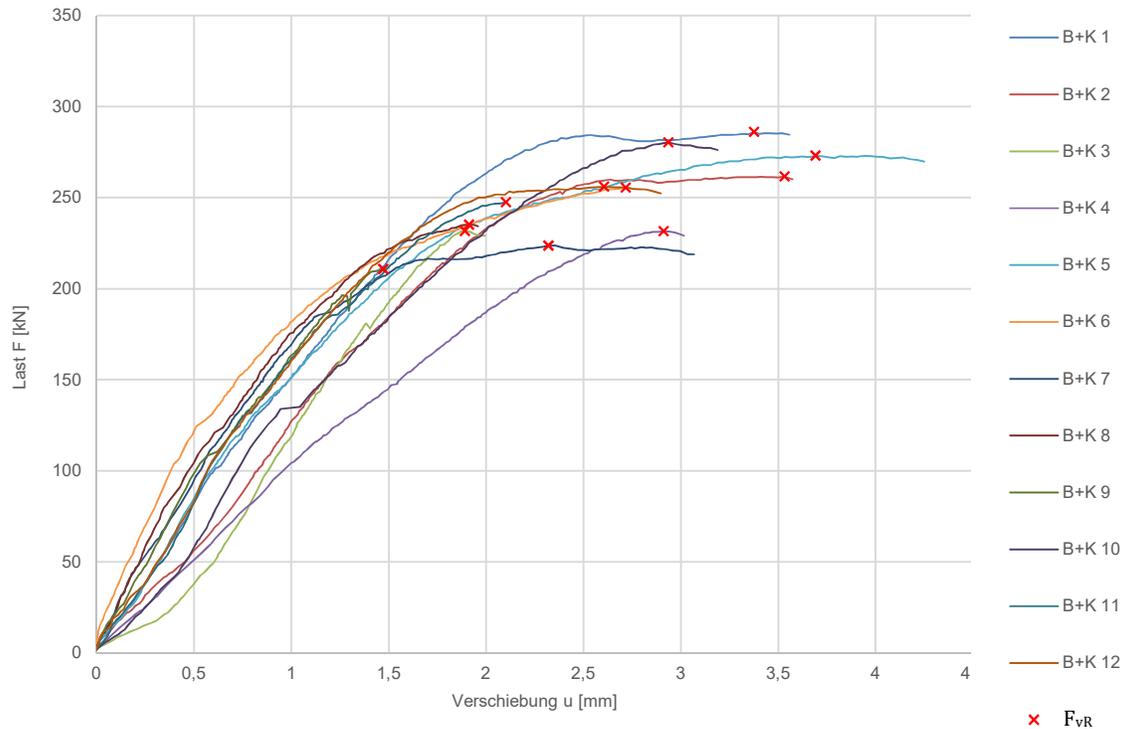


Abb. 3-26: Last-Verschiebungskurven der Versuchsreihe Blech+Kerbe

Tab. 3-8: statistische Auswertung nach EN 14358 (ÖNORM EN 14358, 2016)

	F_{VR}	K_{ser}
Mittelwert \bar{y}	249,38	171,17
Median	251,45	175,55
Minimum	210,80	105,96
Maximum	286,10	233,31
Standardabweichung s_y	23,505	34,701
COV	0,094	0,203
$k_{s(n)}$ gem EN 14358 Tab 1	12,00	12,00
$Q_{0,25}$	231,65	157,54
$Q_{0,75}$	264,38	184,68
Interquartilsabstand	32,73	27,15

Die daraus ermittelten Boxplots sind Abb. 4-1 zu entnehmen. Bei beiden Werten sind die Quartile nah beieinander. Die Ergebnisse streuen relativ gering. Bei den K_{ser} -Werten gibt es jeweils im oberen und unteren Bereich einen Ausreißer.

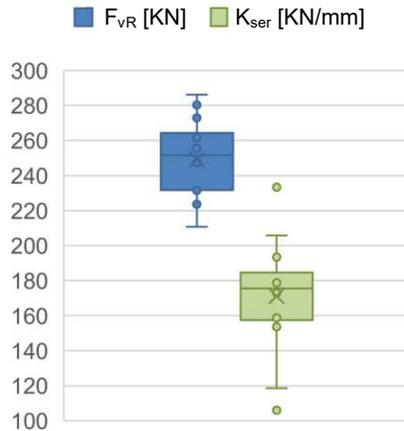


Abb. 3-27: Boxplots Blech+Kerve

3.3.1 GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSREIHEN

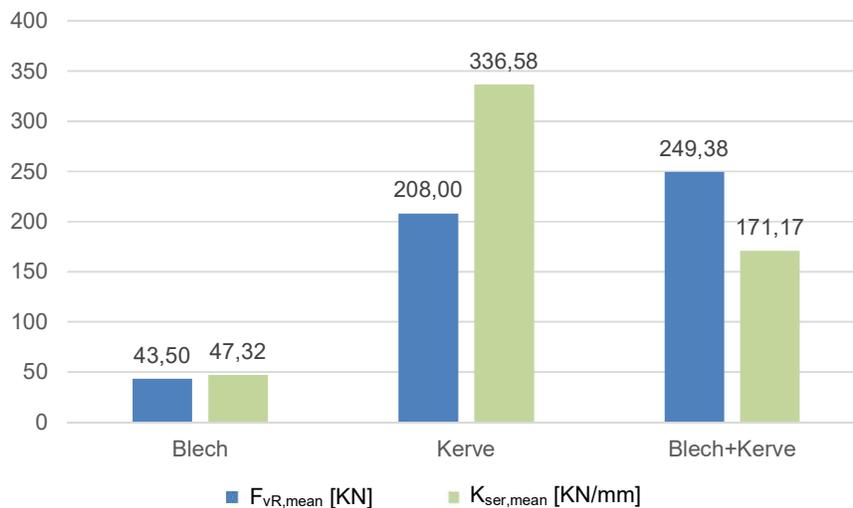


Abb. 3-28: Gegenüberstellung der drei Versuchsreihen

Bei der Betrachtung der Abb. 3-28 fällt sofort die Steifigkeit (K_{ser}) der Verbindungsreihe „Kerve-K“ ins Auge. Ein weiterer bemerkenswerter Punkt ist die Höchstlast F_{vR} in der Versuchsreihe „Blech+Kerve-B+K“. Obwohl der Versagensfall auch hier der „Kerve-K“ zugrunde liegt (Abscheren des Betons), kann die Höchstlast um 20 % durch die Verbindungskombination gesteigert werden.

4 NUMERISCHE MODELLBILDUNG MITTELS FEM

Um das mechanische Verhalten des erforschten HBV-Systems zu untersuchen und mit den experimentellen Versuchen zu validieren, werden nichtlineare 3D Modelle entwickelt. Dieses Kapitel beschäftigt sich mit den Annahmen zur Modellbildung und den Ergebnissen.

Das Grundprinzip der Finiten-Elemente-Methode (FEM) ist in Kapitel 2.4.4.3 beschrieben. Im Anhang A.2 wird die Vorgehensweise der Modellierung etwas umfangreicher und ausführlicher beschrieben. Der Anhang ist als Erweiterung zu diesem Kapitel zu sehen. Dadurch kann die Diplomarbeit später noch als Nachschlagewerk für Abaqus Modellbildungen dienen.

Durch die Modellierung können genauere Aussagen zu den Versagensformen getroffen werden. Gleichzeitig sollte festgestellt werden, ob experimentelle Untersuchungen und die FEM annähernd dieselben Aussagen treffen und somit in Zukunft für die Berechnung der Deckenkonstruktionen auf FEM zurückgegriffen werden kann. Die Validierung der Ergebnisse und Gegenüberstellung der Erkenntnisse aus der FE-Modellierung mit den Ergebnissen aus den Labor-Scherversuchen werden in Kapitel 4 diskutiert. Die Modellierung erfolgte mit dem FE-Programm Abaqus 2022. (Dassault Systèmes, 2022)

4.1 MODELLIERUNGSKONZEPT IN ABAQUS

Diese Arbeit orientiert sich bei der Modellierung an der Arbeit von Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006). Dias, et al. untersuchen in ihrer Arbeit ebenfalls eine HBV-Konstruktion mit Schubkernen und simulierten mit der FE-Software Abaqus die zuvor experimentell geprüften Scherversuche.

Anders als Dias, et al., die zur Schubkraftübertragung Dübel untersuchen, widmet sich die vorliegende Arbeit dem generellen Vergleich unterschiedlicher Verbindungsmittel. Zudem werden Probekörper mit Schublechen simuliert.

Zuerst wird das Modell zu den Push-Out-Versuchen Kerbe „K“, wie in Kapitel 3.3.2 beschrieben, simuliert. Dieser Prüfkörper hat die geringste Anzahl an unterschiedlichen Materialien und basiert auf den Grundlagen von Dias, et al., auf die aufgebaut wird. Mit dem daraus erhaltenen Wissen werden die Prüfkörper Blech „B“ und darauffolgend Blech + Kerbe „B+K“ modelliert und ausgewertet.

4.1.1 MODUL PART

Die einzelnen 3D Geometrien werden in CAD gezeichnet und in Abaqus importiert. Folgende Auswahlmöglichkeiten werden dabei getroffen:

Modeling Space	3D
Type	Deformable
Base Feature	Solide – Extrusion

4.1.2 MODUL PROPERTY

Die Materialien Holz, Beton und Stahl (Schublech und Nägel) werden in diesem Modul detailliert festgelegt, alle Materialien sind mit nichtlinearem, mechanischem Verhalten definiert. Die wichtigsten Materialkennwerte werden aus Kapitel 2.4 bezogen.

MODELLBILDUNG HOLZ

Die elastischen Anteile der Materialeigenschaften von Holz werden nach Gl. 2.1 - Gl. 2.4 berücksichtigt. Aus Tab. 2-1 folgen laut (ÖNORM EN 338, 2016) die Kennwerte. Die Querdehnzahlen stammen aus (Green D. W., et al., 1999). Mit der Funktion „Engineering Constant“ werden in Abaqus die elastischen Materialkennwerte festgelegt.

Das plastische Verhalten von Holz wird nach dem Hill-Kriterium simuliert. In der Materialbibliothek ist dafür eine eigene Funktion integriert. Detaillierter wird auf die Materialmodellierung von Holz in Kapitel A.3.1.2 eingegangen.

Die Arbeitslinie von Holz wird basierend auf der Grundlage von Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006) als bilineare Funktion festgelegt und ist in Abb. 4-1 ersichtlich.

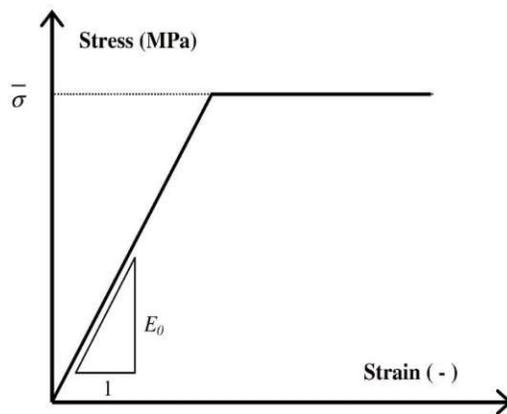


Abb. 4-1: schematische Darstellung der bilinearen Arbeitslinie von Holz (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

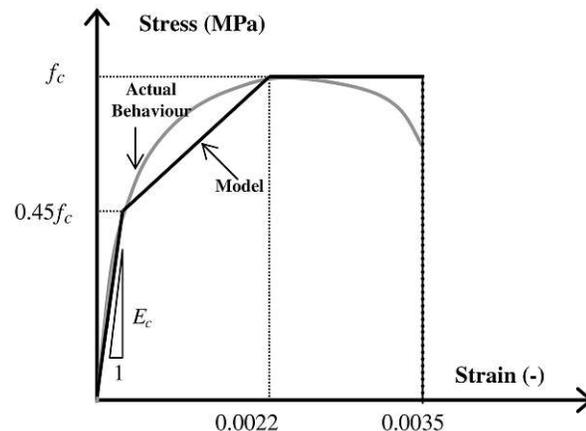


Abb. 4-2: Arbeitslinie zur Modellierung von Beton (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

MODELLBILDUNG BETON

Der Beton wird der Arbeit von Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006) entsprechend als isotropes, elasto-plastisches Material mit einer isotropen Fließfläche (von Mises) modelliert.

Die Poissonzahl und der Elastizitätsmodul werden laut EC 2 (ÖNORM EN 1992-1-1, 2021) angenommen. Die Eingabewerte für das elastische Materialverhalten ergeben daher für die Querdehnzahl 0,2 und den E-Modul 32000 N/mm².

Das spröde Verhalten von Beton kann durch ein spezielles Versagenskriterium des Programms nachgebildet werden. Die Option ist in Abaqus unter „Concrete Damage Plasticity“ – „Concrete Compression/Tension Damage“ angeführt.

MODELLBILDUNG STAHL

Bei dem Material Stahl, eingesetzt für die Nägel und die Schubleche, wird isotropes Verhalten berücksichtigt. Die Spannungs-Dehnungskurve wird, basierend auf der Grundlagenarbeit, als trilineares Modell vereinfacht. (siehe Abb. 4-3) Das trilineare Verhalten entspricht im Anfangsbereich der elastischen Phase, anschließend der Verfestigungsphase und im dritten Abschnitt dem Fließen. Die Materialparameter sind Kapitel 2.4.3.1 bzw. Kapitel 2.4.3.2 zu entnehmen.

MODELLBILDUNG BEWEHRUNG

Die Versagensmodi treten alle im Randbereich ein. Abb. 3-4 zeigt die Lage der Bewehrung. Es wird deutlich, dass die Bewehrung keinen Einfluss auf die Versagensmechanismen hat. Aus diesem Grund wird sie in der Simulation vernachlässigt.

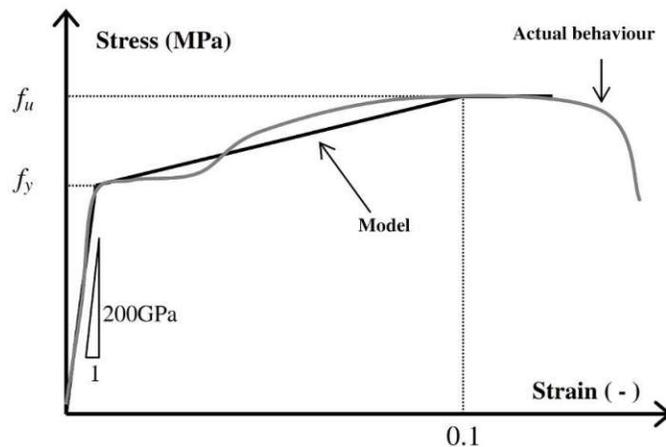


Abb. 4-3: Vereinfachung der Spannungs-Dehnungskurve von Stahl (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

4.1.1 MODUL ASSEMBLY

Über die Unterfunktion „Instances“ im Modul Assembly können die einzelnen „Parts“, denen bereits die Eigenschaften und das Mesh-Netz zugeordnet wurde, zu dem gesamten Prüfkörper zusammengefügt werden.

4.1.1 MODUL STEPS

Für die Simulation der Push-Out-Versuche wird ein Step „Belastung“ kreiert. Dieser Step bildet die Belastung der Prüfmaschine ab. Der Verlauf der Belastung wird linear steigend bestimmt. Bei der Auswahl der Steps wird ab dem zweiten Step (Auflager) Nlgeom angestellt und bleibt dadurch für alle folgenden Steps an. Diese Einstellung ist wichtig um, nichtlineares Materialverhalten zu berücksichtigen.

In dieser Arbeit wird die maximale Anzahl an Inkrementen auf 100.000 erhöht und die Initial „Increment size“ auf 0,01 gestellt. Min und max „Increment size“ werden je nach Modell Typ angepasst. Die Modelle werden mit „Static, General“ gerechnet.

4.1.2 MODUL INTERACTIONS

Neben den genauen Definitionen der Materialeigenschaften hat das Modul „Interaction“ eine große Priorität in der Modellbildung. Im folgenden Abschnitt wird die Vorgehensweise detailliert beschrieben.

Das Modul „Interactions“ steht für den Kontakt zwischen den einzelnen Geometrien. Hier können unterschiedliche Eigenschaften zwischen den Oberflächen, Materialien und Knotenpunkten bestimmt werden. Diese Arbeit orientiert sich bei der Bestimmung der Kontakteigenschaften an der Arbeit von Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006).

Der Kontakt zwischen den verschiedenen Körpern wird mit verformbaren Kontaktelementen modelliert. Kontakt kann zwischen Holz und Beton, Verbindungsmittel Blech und Beton, sowie Verbindungsmittel „Blech mit Nägeln“ und Holz auftreten. Kontakt zwischen zwei Körpern verursacht Reibung. Die Reibung wird wie bei Dias, et. al nach dem Coulomb-Stick-Slip-Modell nachgebildet. Das verwendete Modell ist in Abb. 4-4 ersichtlich, dabei ist u der Reibungskoeffizient und f_n die Normalkraft. Bei diesem Modell kommt es erst zur Bewegung, wenn eine gewisse Reibkraft erreicht ist. Danach setzt die Bewegung ein und die Reibungskräfte bleiben konstant. (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

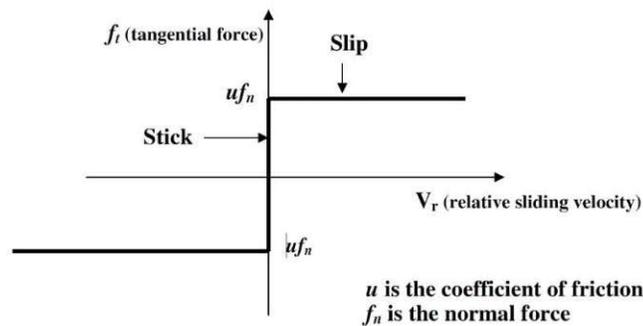


Abb. 4-4: Kontakt und Reibungskraft Modell nach Coulomb angewendet in der FEM (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

Je nach Materialverbund wurden unterschiedliche Reibbeiwerte nach Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006) und Mirianon (Miriano F., et al., 2008) angesetzt:

- Holz und Beton $\mu = 0,57$
- Holz und Stahl $\mu = 0,40$

Ein Kontakt bzw. Reibung zwischen Holz und Beton besteht ausschließlich bei der Kerve. An allen anderen Stellen ist der Kontakt durch die PE-Folie ausgeschlossen.

4.1.2.1 INTERAKTION – VERBINDUNGSMITTEL KERVE

Wichtig bei der Simulation ist die richtige Modellierung der Versagensmechanismen. Die Versagensmechanismen der Kerve sind in Kapitel 2.4.4 ausführlich beschrieben. Die experimentellen Versuche haben gezeigt, dass der dominierende Versagensmechanismus „das Abscheren der Betonkerve“ ist. Im folgenden Abschnitt sind die Vorgehensweisen zur Modellierung dieses Verhaltens beschrieben.

Bei der Modellierung des Kervenkontakts gibt es zwei Kontakteigenschaften:

- Die Reibungsfläche zwischen Holz und Beton
- Das kohäsive Verhalten von Betonblock inkl. Kerne

Die Reibungsfläche zwischen Holz und Beton vom Schnittholz und den Betonkerne wurden mit „Surface to Surface contact (STS)“ und den Kontakteigenschaften tangentiales und normales Verhalten diskretisiert.

Die Betonfläche ist steifer und kann die Holzfläche quetschen bzw. in diese eindringen. Daher ist die Betonfläche als Master ausgewählt und das Holz als „slave-Fläche“.

Mit den Kontakteigenschaften „Cohesive Behavior“ und „Damage“ wird der Versagensfall „Abscheren von Beton“ zwischen Betonblock und der Kerne nachgebildet. Folgende Eigenschaften werden dabei bestimmt:

- Betonblock = Master Kerne=Slave
- Small sliding
- Surface to Surface

4.1.2.2 INTERAKTION – VM SCHUBBLECH + NÄGEL

Die Versagensmechanismen bei den Probekörpern mit Schublechen sind „Herausziehen der Nägel“ aus dem Holz und „Plastifizieren des Holzes“. Die Verbindung zwischen Nagel und Schublech ist in Kapitel 4.1.3 Modul Constraints beschrieben.

Der Kontakt zwischen Nagel und Holz wird nach den Grundlagen aus Mirianon (Miriano F., et al., 2008) mit den Kontakteigenschaften tangentiales und normales Verhalten simuliert. Folgende Eigenschaften werden dabei bestimmt:

- Nagel = Master Holz=Slave
- Small sliding
- Surface to Surface

4.1.3 MODUL CONSTRAINTS

Bei den experimentellen Scherversuche bildete sich keine Bewegung zwischen Beton und Schublech ab. Das Schublech und der Beton wirken wie ein Bauteil, mit dem „Constraints type“ „tie“ werden die beiden Geometrien zusammengeknüpft.

Schublech und Nägel wirken ebenfalls wie ein Bauteil mit unterschiedlichen Materialeigenschaften. Durch den Beton können die Nägel nicht durch das Schublech gezogen werden. Daher können die Nägel im Bereich des Loches am Schublech mit dem sogenannten „Constraints type“ „tie“ zusammengeschlossen werden.

4.1.4 MODUL LOAD

Die Belastung der Prüfmaschine bei den Push-Out-Versuchen wird als Flächenlast nachgebildet. Um die experimentellen Versuche genau nachzubilden, erfolgt die Aufbringung der Last bei der Simulation kraftgesteuert mit einem linearen Anstieg der Belastung, wie anhand des Beispiels Modellkörper „Blech-B“ in Abb. 4-5 veranschaulicht.

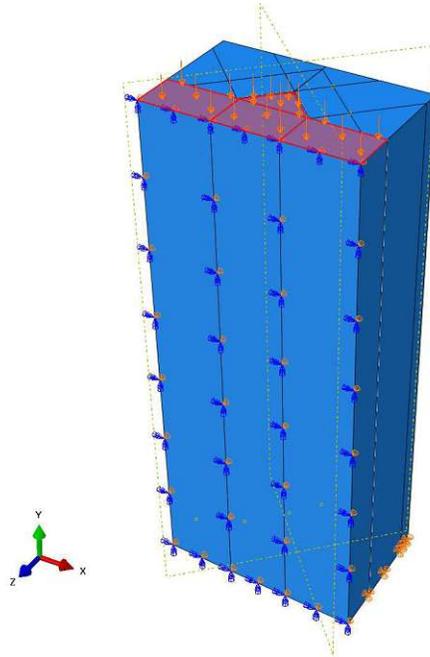


Abb. 4-5: angesetzte Kraft, Randbedingungen, sowie Auflagerbedingungen Modell „Blech-B“

In Abb. 4-6 sind die Betonflächen, die in der Simulation belastet werden, dargestellt. Damit wird der Druck p auf eine Kraft F , für die Last-Verschiebungsdiagramme, umgerechnet.



Abb. 4-6: Betonquerschnitt Simulation

Um Rechenleistung einzusparen, wird die Symmetrie ausgenutzt und die halben Modellkörper bzw ein Viertel des Modells („Blech+Kerbe“) simuliert.

Daraus ergeben sich Randbedingungen (Boundary conditions), die über den gleichnamigen Reiter (BC) simuliert werden. Ersichtlich sind die angewendeten „Boundary Conditions“ in Abb. 4-5, Abb. 4-7 und Abb. 4-8.

Das Modell wird unter Berücksichtigung der Nullverschiebung aller drei Translationsrichtungen simuliert. Hier ist der Ansatz, eine feste Verbindung der Auflagerreaktionen an den Holzbauteilen zu schaffen. Für die gewählte Auflagerreaktion „PINNED“ gilt $U_1=U_2=U_3=0$, alle Translationsfreiheitsgrade sind eingeschränkt und fest.

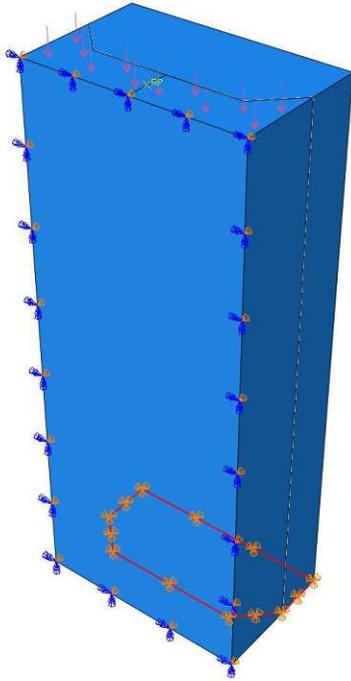


Abb. 4-7: Randbedingungen und Belastung
Modell „Kerfe-K“

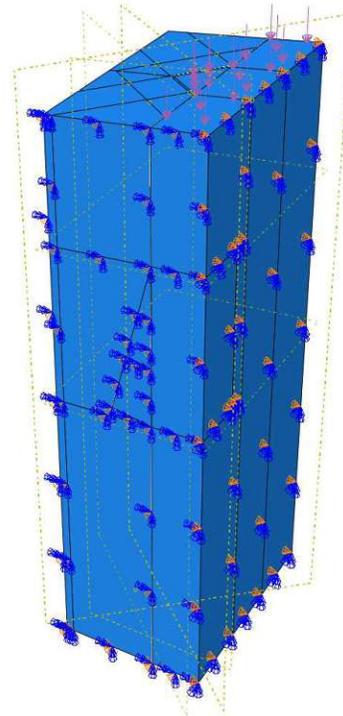


Abb. 4-8: Randbedingungen und Belastung
Modell „Blech+Kerfe-B+K“

4.1.5 MESH

Ein gut festgelegtes Mesh hat bei der FE-Simulation hohe Priorität, da nur mit einem geeigneten Netz eine Konvergenz erreicht werden kann.

Alle Teile des Modells „Kerfe-K“ werden als Volumenelement C3D4 – Tetraeder mit 4 Knoten vernetzt. Die Wahl fällt auf ein Tetraeder Netz, da die „Kerfe-K“ eine halbrunde Geometrie aufweist. Mit anderen Netzformen müsste die „Kerfe-K“ in viele kleine Abschnitte partizipiert werden.

Das Modell „Blech-B“ ist als Volumenelement diskretisiert. Durch die Hexaeder wird sichergestellt, dass die Winkel bei Verformungen noch ähnlich bleiben. Bei spitzen Winkeln im sogenannten „Mesh“ kann es während dem Rechenprozess zu großen Strukturveränderungen des Netzes kommen. Dadurch wird die Berechnung auf Konvergenz bei Kontaktflächen schwierig. Die Nägel weisen im Verhältnis zu dem restlichen Probekörper eine kleine Geometrie auf, daher muss das „Mesh“ im Bereich der Nägel verdichtet werden.

Für Modelle „Blech+Kerfe-B+K“ wird eine Kombination aus beiden Netzstrukturen gewählt. Die Hauptstruktur basiert auf dem Hexaeder Netz wie im Modell „Blech-B“. Der Bereich der Kerfe ist unterteilt und wie das Modell „Kerfe-K“ als Tetraeder modelliert.

4.2 AUSWERTUNG DER FE-MODELLE

Das folgende Kapitel widmet sich den Ergebnissen der Simulationen. Der Fokus richtet sich dabei auf die Last-Verschiebungskurven. Diese werden mit den Ergebnissen aus den experimentellen Versuchen verglichen. Aus den Last-Verschiebungs-Diagrammen können die Höchstlast und der Verschiebungsmodul der betrachteten Verbindung ermittelt werden.

Zuerst werden die Verbindungsmittel Kerbe und Schublech in ihrer Wirkungsweise einzelnen betrachtet, anschließend werden die daraus gewonnen Erkenntnisse genutzt, um das untersuchte System „Blech+Kerbe-B+K“ zu analysieren.

4.2.1 MODELL BLECH

Die Simulation der Nägel ist auf Grund der punktwise auftretenden Spannungsspitzen besonders komplex. Durch eine feine Adjustierung des Netzes und Abstimmungen der Kontaktflächen kann die Modellierung qualitativ gut und realitätsnah abgebildet werden. Dazu wird mit der Modellbildung basierend auf Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006) begonnen und anschließend mit Überlegungen über das tatsächliche Verhalten der Materialien auf die Simulation aufgebaut.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Lastverschiebungskurve aus Kapitel 3.3.1., darin eingebettet die Arbeitslinien aus den Simulationen mit unterschiedlichen Parametern. Die Verschiebung wird außen an der Unterkante des Betons gemessen, da in den experimentellen Versuchen die Relativverschiebung zwischen Holz und Beton gemessen wurde. Die Verformungen des Holzes sind an der Unterkante durch die Auflagerrandbedingungen gleich null. Die anhand des FE-Modells ermittelte Kurve hebt sich als schwarze Linie von den experimentellen Prüfergebnissen ab.

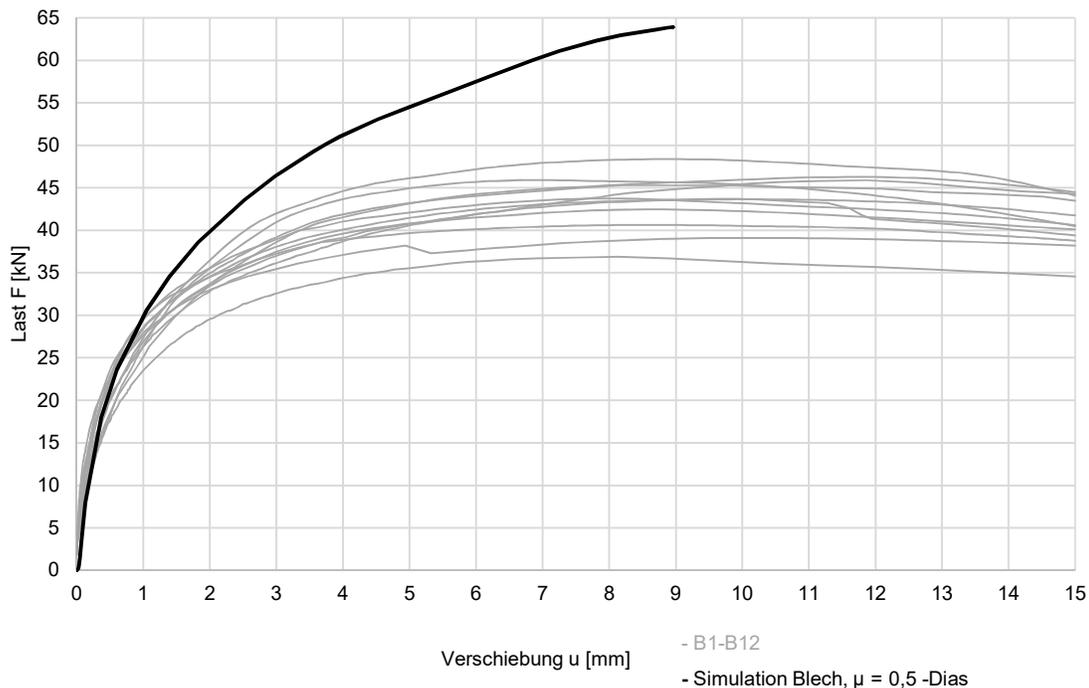


Abb. 4-9: Last-Verschiebungskurven „Blech-B“ im Vergleich: experimentelle Versuche (grau) und Simulation (schwarz) nach Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

Das entworfene Modell zeigt eine gute Entwicklung bis zu einem Schlupf von 1 mm. Diese Ergebnisse sind analog zu den Erkenntnissen aus der Arbeit von Dias. Dias geht in der Auswertung der Ergebnisse von mehreren schwer zu identifizierenden Faktoren aus. Einer der vermuteten Hauptfaktoren ist die Überschätzung der Tragfähigkeit des Holzes um 40 %. Um ein geeigneteres Modell zu entwickeln, kann jedoch nicht trivial die Tragfähigkeit um 40 % reduziert werden. Dies würde die Tragfähigkeit in den Anfangsverformungen unterschätzen, es würde sich ein geringerer Verschiebungsmodul bilden, sowie generell die Materialeigenschaften von Holz nicht realistisch reproduziert werden. (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

Als Abbruchkriterium werden zu hohe Schubkräfte in der Kontaktfuge zwischen Nägel und Holz festgestellt. Wie im Abaqus Handbuch beschrieben, kann typischerweise die Anwendung von Kontaktpressungen und der Coulomb-Theorie zu sehr hohen Scherspannungen an der Grenzfläche führen. Diese Scherspannung überschreiten die Fließspannung im Material unter der Kontaktfläche. Daher wird empfohlen, den Kontakt zwischen den Materialien mit dem Schubspannungs-Limit zu begrenzen. Eine vernünftige Schätzung für τ_{xy} kann mit $\sigma_y/\sqrt{3}$ angenommen werden. Dabei entspricht σ_y der Mises-Fließspannung des an der Oberfläche angrenzenden Materials. Als geeignetere Quelle werden empirische Daten empfohlen. (ABAQUS Version v2017 Documentation, 2017)

Der empirische Wert für τ_{xy} wird in diesem Modell mit $f_{c,90} = 2 \text{ N/mm}^2$ nach Eberhardsteiner (Eberhardsteiner J., 2002) angenommen. Mit diesen Annahmen ergibt sich folgende Last-Verschiebungskurve:

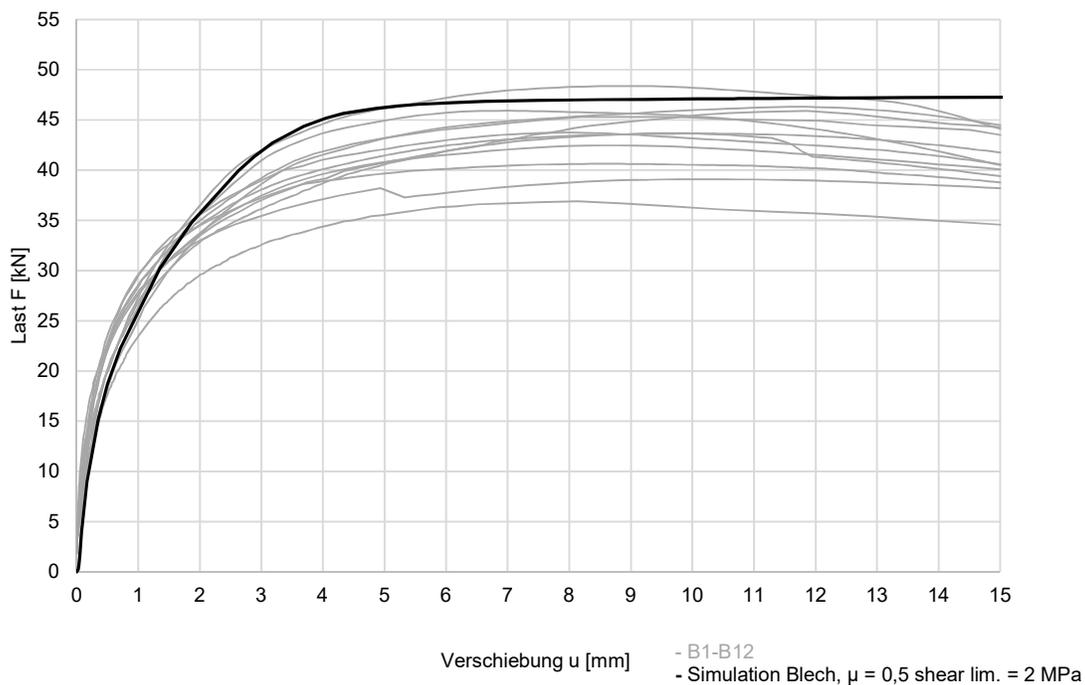


Abb. 4-10: Last-Verschiebungskurven „Blech-B“ im Vergleich: experimentelle Versuche (grau) und Simulation (schwarz) mit Schubspannungs-Limit

Die maximal aufnehmbare Schubspannung im Holz ist somit eingehalten. Die Werte ergeben $F_{VR} = 48,53 \text{ kN}$ und $K_{ser} = 38,92 \text{ N/mm}$. Abb. 4-10 zeigt, dass die Höchstlast F_{VR} qualitativ

passend den experimentellen Scherversuchen entspricht, der Verschiebungsmodul K_{ser} ist um 18 % niedriger im Vergleich zu den Push-Out Versuchen.

Die Ergebnisse fallen dementsprechend aus, da bei dem aus der Fachliteratur entnommenen Reibungskoeffizienten das Materialverhalten nicht umfassend genug abgebildet und dieser unterschätzt wird. In den angenommenen Reibungskoeffizienten geht nicht ein, dass die Nägel bei dem betrachteten System mittels Druckluft in das Holz geschossen werden und sich dadurch verformen. Das Schublech wird durch die Druckluft im Bereich der Nagelköpfe in das Holz gedrückt. Generell gilt bei typischen Nagel-Holzverbindungen, dass der Nagel das Holz verdrängt. Aus diesen Bedingungen entsteht Vorspannung, die auf die Nägel wirkt und bei dem angenommenen Reibungskoeffizienten unbeachtet bleibt. Daher wird nach Überprüfungen des Modells der Reibungskoeffizient für weitere Simulationen mit $\mu = 1,3$ angenommen.

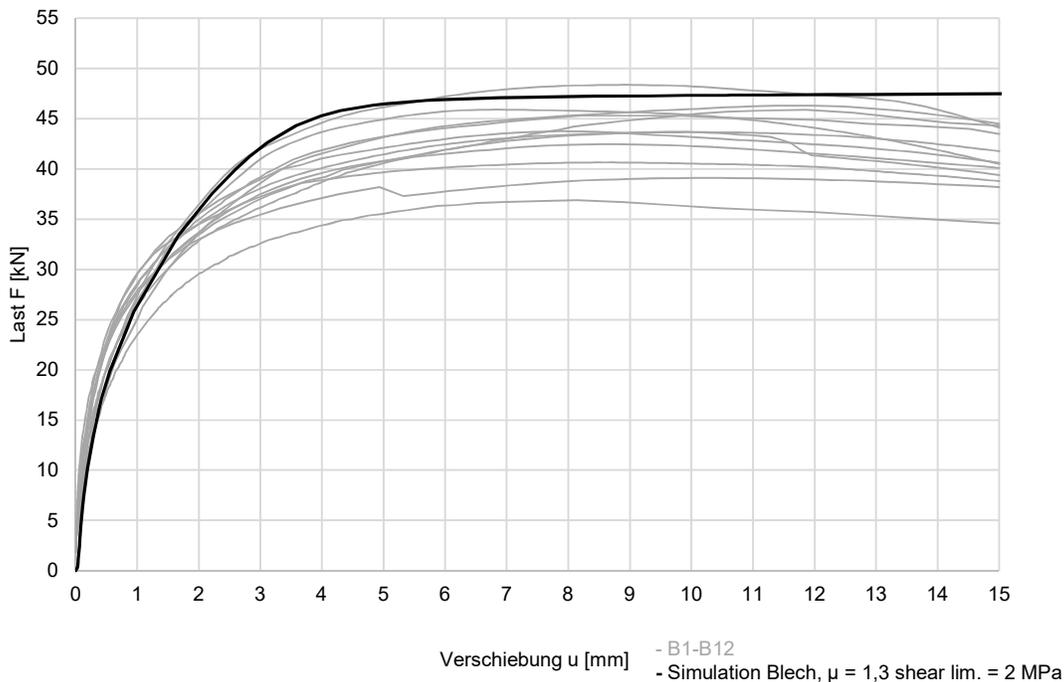


Abb. 4-11: Last-Verschiebungskurven „Blech-B“ im Vergleich: experimentelle Versuche (grau) und Simulation (schwarz) mit Schubspannungs-Limit und höherem Reibungskoeffizienten

Wie die Last-Verschiebungskurve in Abb. 4-11 zeigt, ergeben sich mit den neuen Ansätzen ähnliche Werte, wie bei der Last-Verschiebungskurve aus Abb. 4-10. Eine genauere Auswertung zeigt den steileren Anfangsbereich durch den höheren K_{ser} -Wert auf. Die genauen Werte ergeben sich zu $F_{\text{VR}} = 47,52 \text{ kN}$ und $K_{\text{ser}} = 39,96 \text{ N/mm}$. Eine noch detailliertere und genauere Simulation mit diesen Ansätzen könnte die Modellierung der Nägel mit Vorspannkräften sein. Der Reibungskoeffizient entspricht dabei wie in der Literatur $\mu = 0,5$. Dazu müssten eigene Versuche folgen, da keine Parameter bekannt sind.

Den experimentellen Versuchen nachgebildet, wird die Belastung bei der Simulation kraftgesteuert angesetzt. Ein Blick auf die Last-Verschiebungskurve desselben Modells mit weggesteuerter Belastung gibt einen deutlicheren Aufschluss über das Verhalten der Nägel unter Belastung (siehe Abb. 4-12). Zu erwähnen ist, dass die weggesteuerte Berechnung eine größere Verformung zulässt.

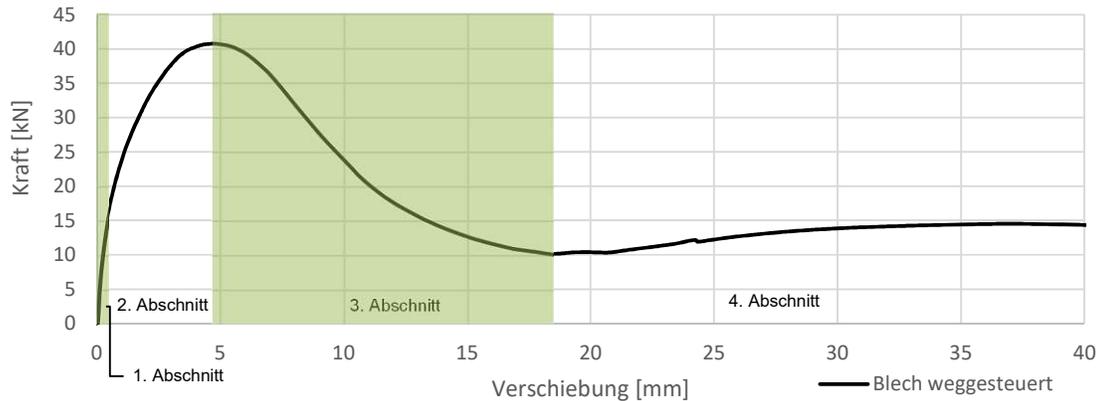


Abb. 4-12: Last-Verschiebungsdiagramm Modell „Blech-B“ -Belastung weggesteuert

Der Verlauf der Kurve aus Abb. 4-12 ist in vier Abschnitte untergliedert, zwischen denen sich das (Verformungs-)Verhalten des Modells unter Belastung verändert. Folgende Abschnitte lassen sich ermitteln und sind nach dem Bereich in Abb. 4-14, in den einzelnen Belastungsabschnitten in Abb. 4-15 bis Abb. 4-17 visualisiert:

- 1. Abschnitt: zeigt elastisches Materialverhalten
- 2. Abschnitt: Die Nägel beginnen zu Fließen (plastisches Materialverhalten) bei einer auftretenden Spannung von $f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$. Der vordere Teil der Nägel (im Bereich des Nagelkopfes) beginnt, sich zu verformen. (Abb. 4-15)
- 3. Abschnitt: Dieser Abschnitt beginnt mit dem Erreichen der Fließgrenze der Nägel, bei $f_{uk} = 700 \text{ N/mm}^2$. Der vordere Teil der Nägel verformt sich sehr stark nach unten. Es wird weniger Kraft benötigt, um dieselbe Verformung zu leisten, und die Kurve fällt in diesem Bereich ab. Die nach unten gebogenen Nägel sind dargestellt in Abb. 4-16.
- 4. Abschnitt: Die Nägel werden mit ihrer gesamten Länge aus dem Holz gezogen, verformen sich ab hier auf die gesamte Nagellänge gesehen und leisten trotz des Herausziehens denselben Widerstand an der Schnittstelle von Holz und Beton. Das Maximum der Verformung bis zum Ende der Simulation ist in Abb. 4-17 dargestellt.

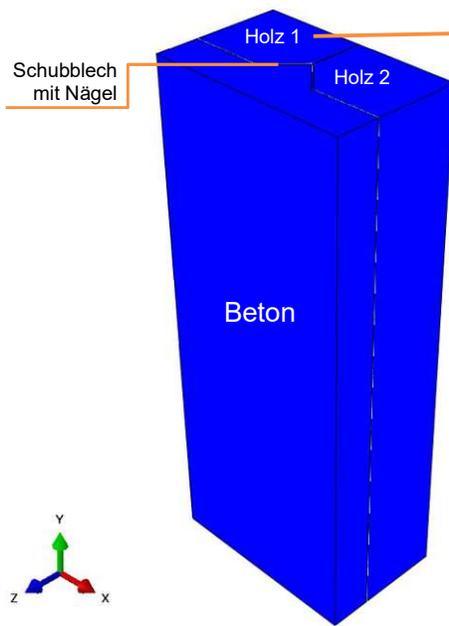


Abb. 4-13: Modell „Blech-B“

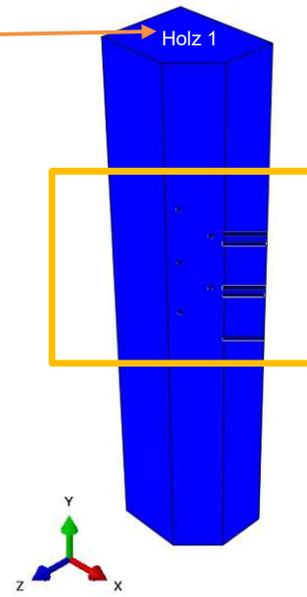


Abb. 4-14: Visualisierter Bereich

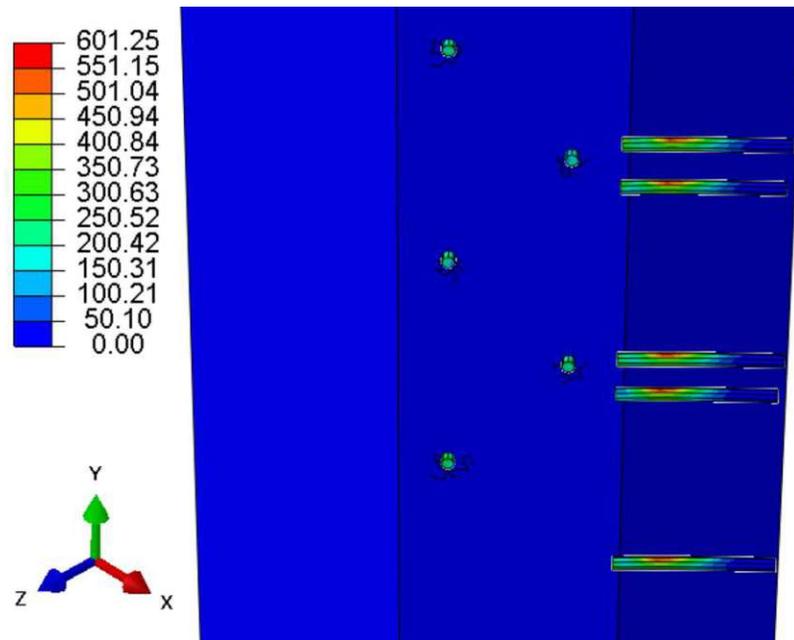


Abb. 4-15: 2. Abschnitt Beginn des plastischen Materialverhaltens der Nägel bei $f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$ von Mises-Spannung $[\text{N/mm}^2]$

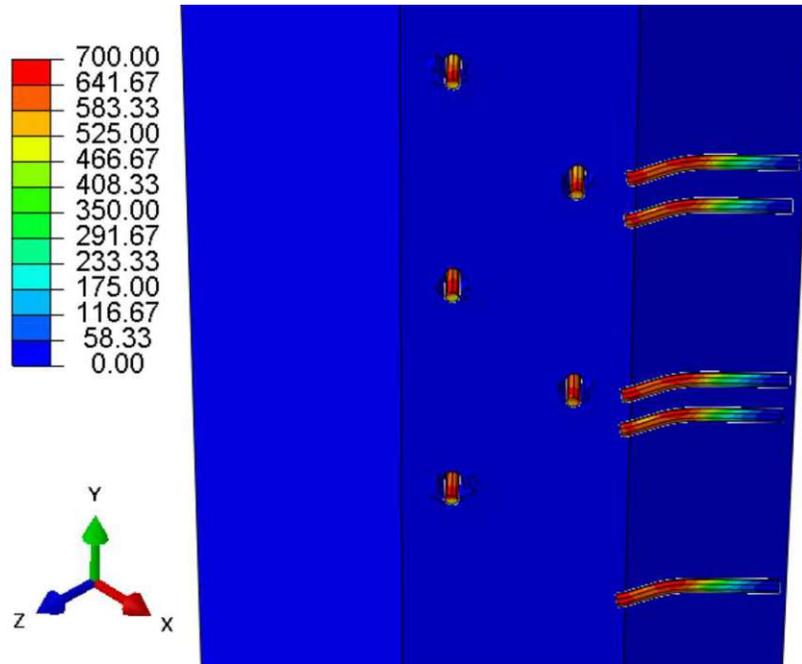


Abb. 4-16: 3. Abschnitt beim Erreichen des Fließplateaus der Nägel bei $f_{uk} = 700 \text{ N/mm}^2$ von Mises-Spannung $[\text{N/mm}^2]$

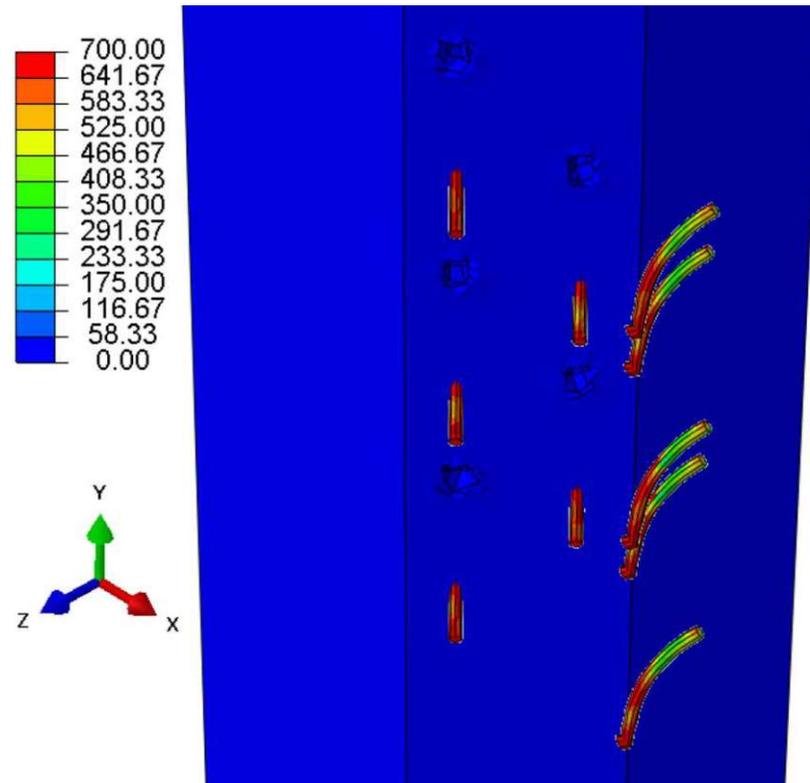


Abb. 4-17: „Herausziehen der Nägel“ aus dem Holz beim Ende der Simulation von Mises-Spannung $[\text{N/mm}^2]$

Abb. 4-18 stellt die Verschiebung in die Y-Richtung bei Erreichen der Höchstlast dar.

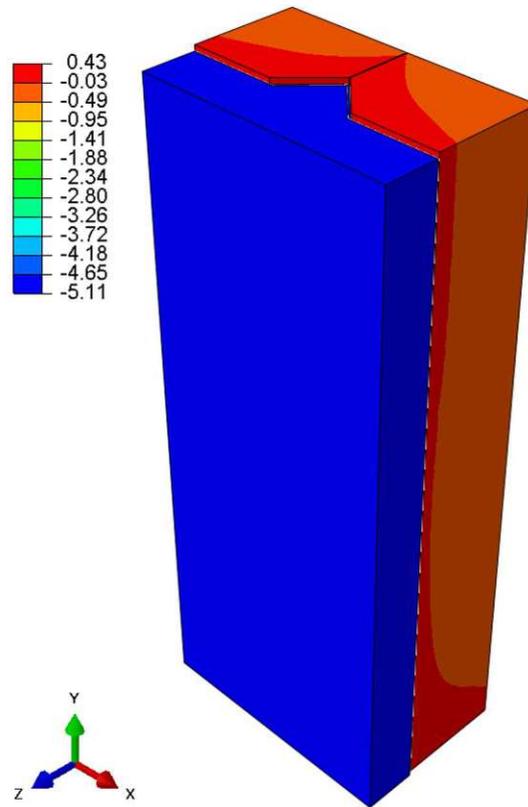


Abb. 4-18: Verschiebung in Y-Richtung bei Erreichen der Höchstlast (weggesteuert) [mm]

4.2.2 MODELL KERVE

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Lastverschiebungskurven aus Kapitel 3.3.2., dargestellt in grau. Darin eingebettet ist die Arbeitslinie der Simulation, hervorgehoben in schwarz. Die Verschiebung wird wie im experimentellen Versuch auch an der Außenkante des Betons gemessen.

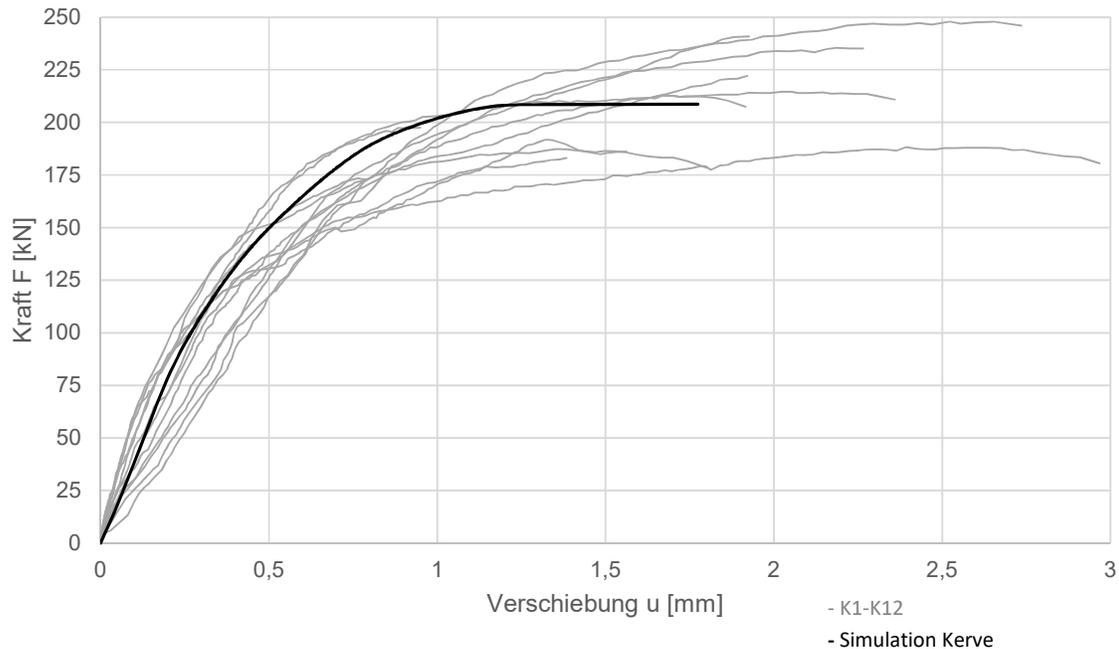


Abb. 4-19: Last-Verschiebungskurve „Kerke-K“ Vergleich: experimentelle Versuche (grau) und Simulation (schwarz)

Wie die experimentellen Versuche verdeutlichen, ist das Versagenskriterium der Versuchsreihe „Kerke-K“ das „Abscheren des Betons“. Abb. 4-19 zeigt die realitätsgetreue Modellierung des Versagensmodus mit dem FE-Programm Abaqus. Die Prüfung der Simulation ist nach Erreichen der Höchstlast von $F_{VR} = 208,65$ kN beendet. Dieses Verhalten ist äquivalent zu den Versuchen. Mit den Werten der Last-Verschiebungskurve ergibt sich ein Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 404,48$ kN/mm.

Die Steifigkeit und Höchstlast stimmen qualitativ mit den Werten aus den experimentellen Versuchen überein, die Kurve bettet sich bei visueller Prüfung in die experimentellen Ergebnisse ein. Die genauere Auswertung zeigt, dass die Höchstlast mit dem Mittelwert der Versuche übereinstimmt. Der Verschiebungsmodul ist bei der Simulation um 67,9 kN/mm (20 %) höher, als der Mittelwert der Versuchsergebnisse.

Die Stelle, an der die Verschiebungen zwischen Beton und Holz gemessen werden, hat Einfluss auf die Ergebnisse. Dies zeigt Abb. 4-21. Zu sehen sind die Last-Verschiebungskurve der Simulation aus Abb. 4-19 und die Last-Verschiebungskurven derselben Simulation am oberen Randbereich und einmal Mittig am Beton gemessen. Die Kurven wirken auf den ersten Blick sehr ähnlich. Die Höchstlast ergibt den identen Wert. Die K_{ser} -Werte unterscheiden sich. Die größte Differenz ergibt sich zwischen den Messungen an der Ober- bzw. Unterkante von 35,66 kN/mm. Der Wert an der Unterkante ist somit um 9 % höher als an der Oberkante. Dies verdeutlicht die Auswirkung und Anfälligkeit bei Messunterschiede.

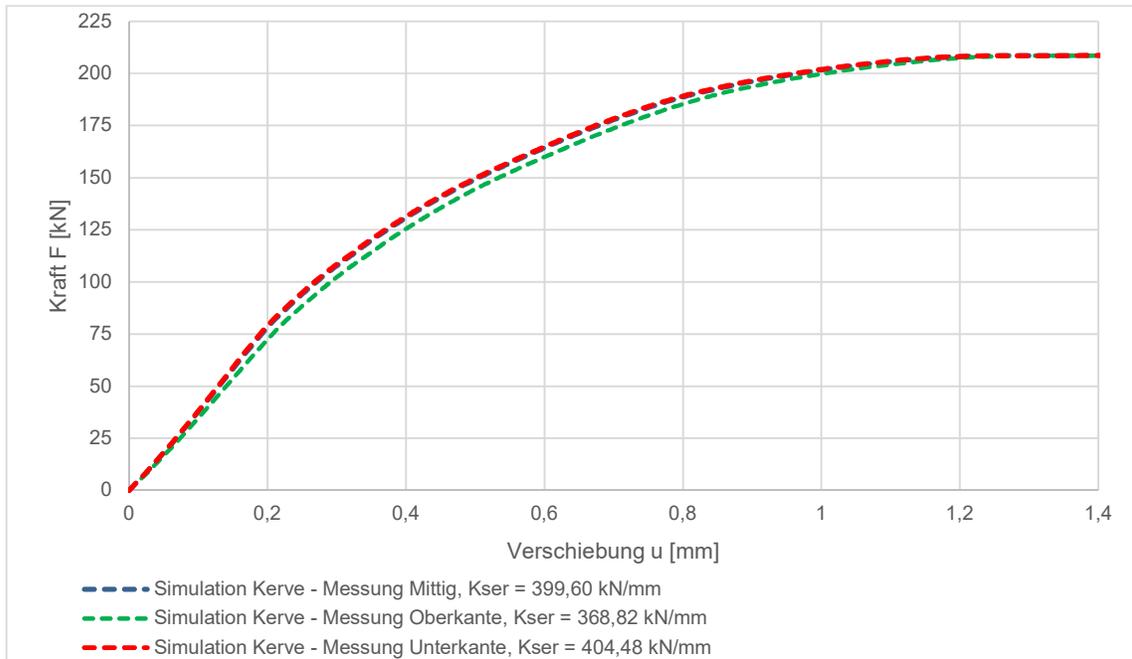


Abb. 4-20: Last-Verschiebungs-Kurven Simulation – unterschiedliche Messpunkte

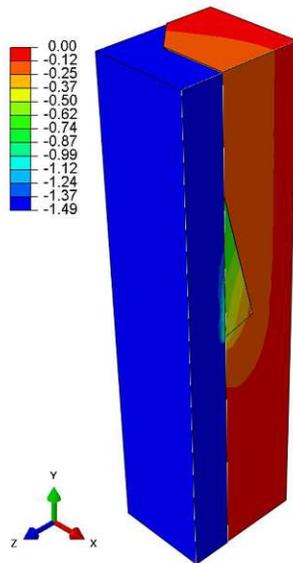


Abb. 4-21: Verschiebung u in Y-Richtung kurz vor dem Versagen, Schnitt durch Kerne [mm]

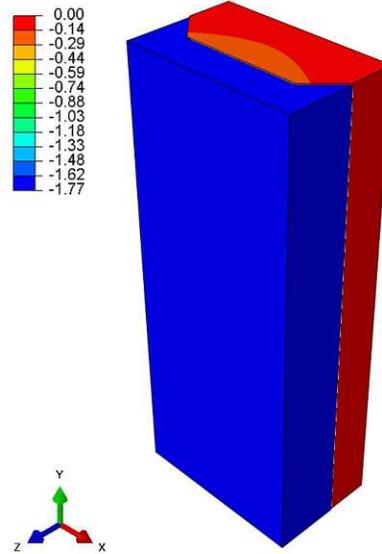


Abb. 4-22: Verschiebung u in Y-Richtung beim Erreichen der Höchstlast [mm]

Abb. 4-21 zeigt einen Schnitt durch den Modellkörper kurz vor dem Versagensfall „Abscheren des Betons“. Das Versagen kündigt sich bereits an, zu erkennen an der türkisenen Färbung im Bereich der Kerneflanke. Abb. 4-22 zeigt die Verschiebung in Y-Richtung direkt nach dem Abscheren. Abb. 4-23 bis Abb. 4-26 geben Aufschluss darüber, was sich im Inneren der Probekörper, genauer an der Bruchfläche, abspielt. Die oberen Darstellungen zeigen die Hauptspannung σ_{yy} direkt vor dem Bruch. Die Abbildungen darunter verdeutlichen die Schubspannung τ_{yz} vor dem Versagen. Der Grenzwert der aufnehmbaren Schubspannungen

ist demzufolge bei ca. 8,0 N/mm². Für den betrachteten Fall ergibt sich das Abscherkriterium nach Schönborn, Gl. 2.14, zu:

$$\tau_{Rd, AbscherenBeton} = f_{Modell} * 2,4 * 0,09 * \sqrt[3]{f_{ck}} = 2,55 * 2,4 * 0,09 * \sqrt[3]{38} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

In diesem Fall ist die Formel um über ein 4faches unterschätzt. Der verwendete Formfaktor für Schubkerven entspricht 2,55 und gilt für den Versagensfall „Abschen des Betons“. Ermittelt wurde dieser auf Basis einer trapezförmig 2 cm eingeschnittenen Kerbe. Diese Geometrie weicht von der untersuchten Kerbe stark ab. Eine Abweichung der Formel ist aus diesem Grund in Betracht zu ziehen.

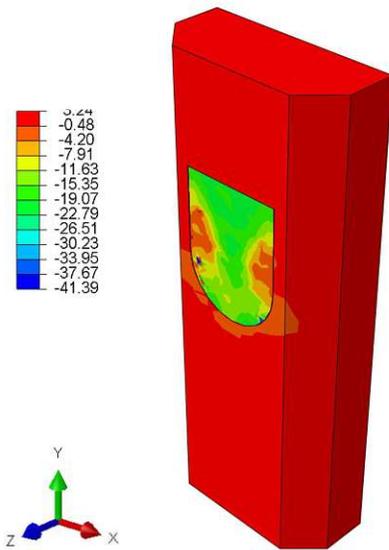


Abb. 4-23: Hauptspannung σ_{yy} an der Bruchfläche kurz vor dem Versagen [N/mm²]

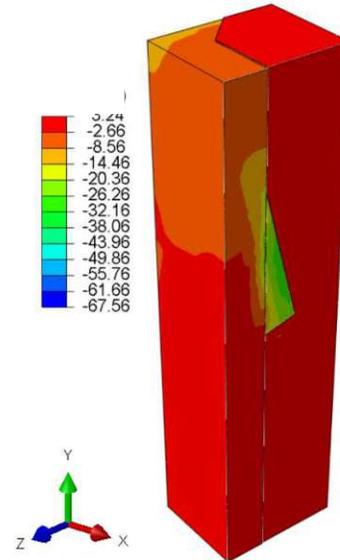


Abb. 4-24: Hauptspannung σ_{yy} im Schnitt inkl. Beton kurz vor dem Versagen [N/mm²]

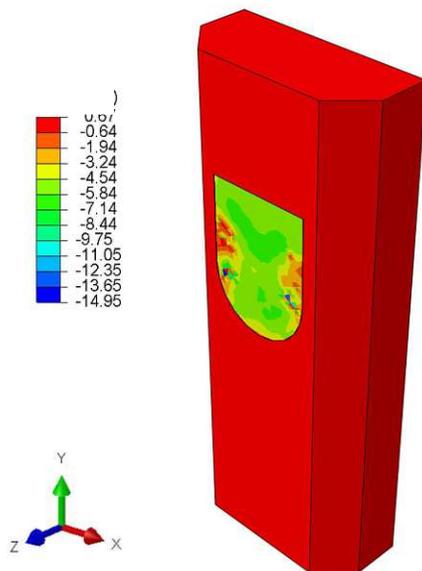


Abb. 4-25: Schubspannungen τ_{yz} an der Bruchfläche kurz vor dem Versagen [N/mm²]

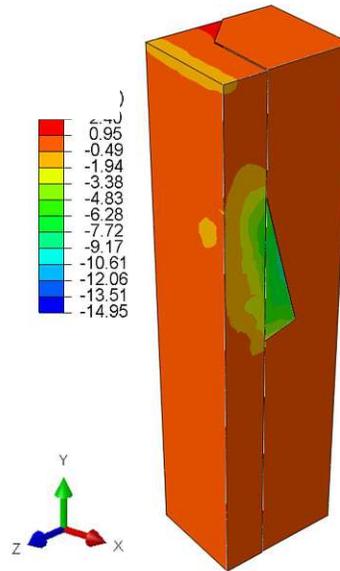


Abb. 4-26: Schubspannungen τ_{yz} im Schnitt inkl. Beton kurz vor dem Versagen [N/mm²]

4.2.3 MODELL BLECH + KERVE

Bei der Simulation des Modells „Blech+Kerve-B+K“ werden die zuvor gewonnenen Erkenntnisse angewendet und die Verbindungsmittel wie in den Endversionen der Modelle „Blech-B“ und „Kerve-K“ modelliert. Die daraus entwickelte Last-Verschiebungskurve zeigt Abb. 4-27. Diese ist in den Arbeitslinien, aus den experimentellen Versuchen (siehe Abb. 3-26) zum Vergleich hinzugefügt und als schwarze Linie hervorgehoben. Die Verschiebung wird wie bei den Simulationen zuvor an der Unterkante des Betons gemessen.

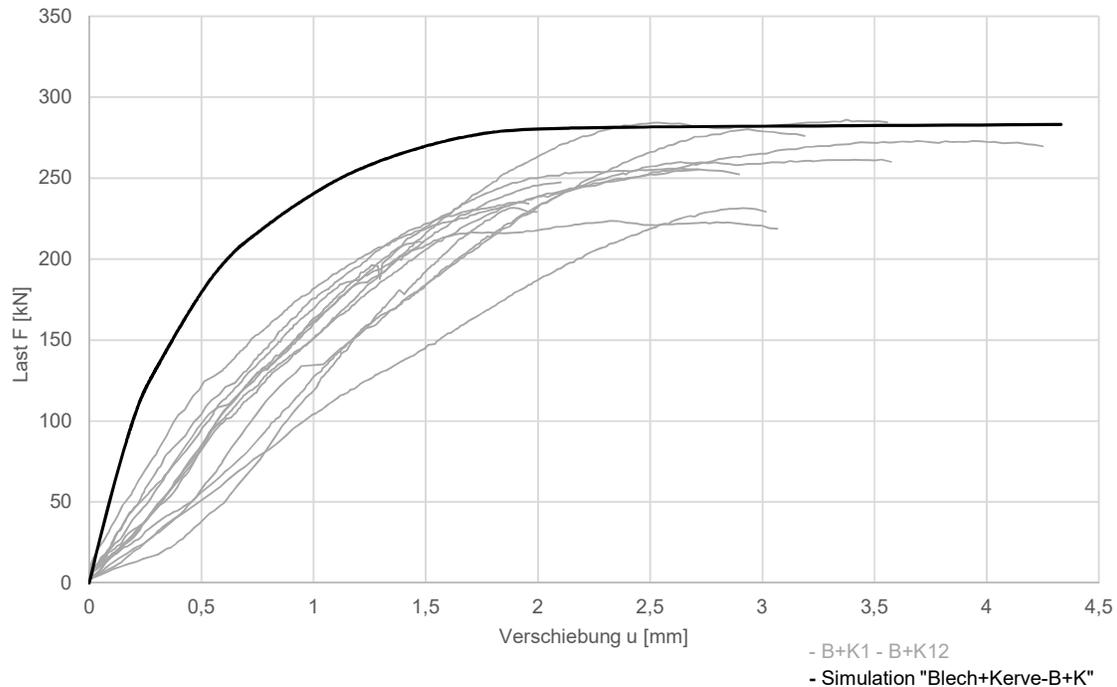


Abb. 4-27: Last-Verschiebungskurven „Blech+Kerve-B+K“ im Vergleich: experimentelle Versuche (grau) und Simulation (schwarz)

Die Simulation ermittelt eine Höchstlast von $F_{vR} = 283,18 \text{ kN}$ und einen Verschiebemodul von $K_{ser} = 496,62 \text{ kN/mm}$. Abb. 4-38 verdeutlicht den Vergleich zu den experimentellen Versuchen, ein qualitatives Ergebnis der Höchstlast, und eine stark abweichende Anfangsverformung, die den Unterschied des K_{ser} -Wertes symbolisiert. Die genauere Auswertung wird in Kapitel beschrieben.

Die folgenden Abbildungen zeigen die Haupt- bzw. Schubspannungen kurz vor dem Versagensfall „Abscheren des Betons“ im Schnitt durch die Kerve. Die auftretenden maximalen Schubspannungen in der Abscherfläche belaufen sich dabei auf $\tau_{vz} = 7,50 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abb. 4-28). In Abb. 4-29 lässt sich erkennen, dass die Festigkeiten des Betons bis zur Belastungsgrenze von 35 N/mm^2 ausgenutzt werden. Bei dieser Belastungsstufe wirkt eine Kraft von 266 kN auf den Prüfkörper. Die Kraft ist höher als die Höchstlast für das Prüfmodell der reinen Kerve. Dies deutet darauf hin, dass die Schubleche mit Nägeln eine unterstützende Wirkung haben.

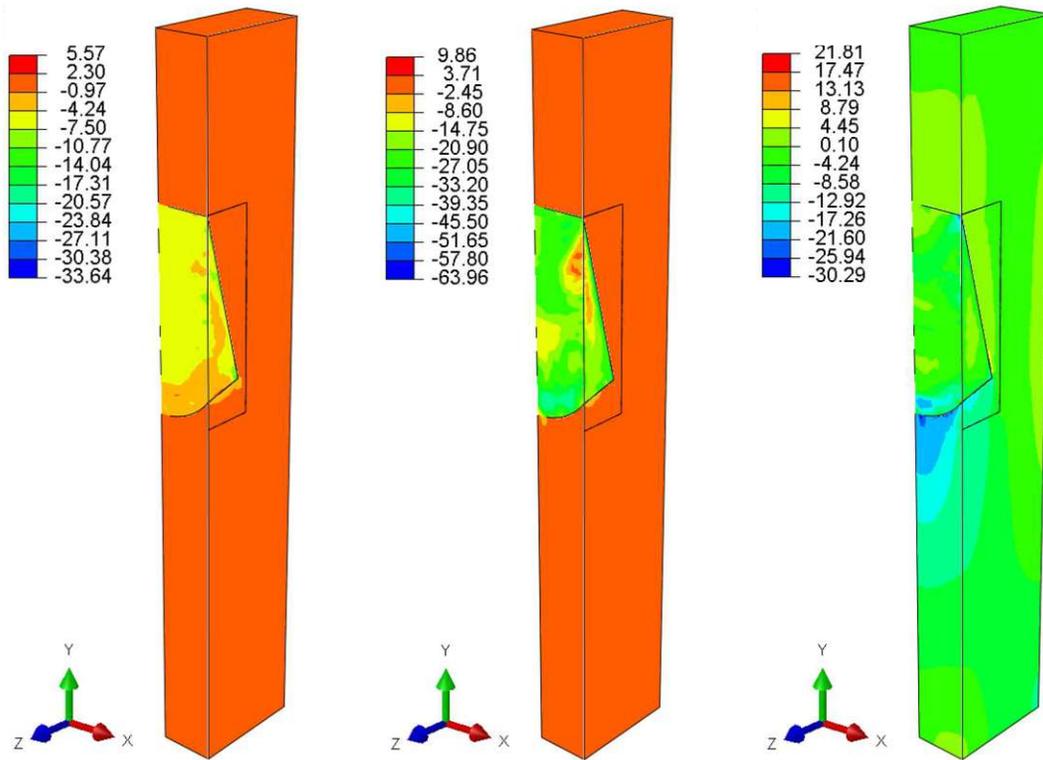


Abb. 4-28: Schubspannung τ_{yz} kurz vor Versagen – Schnitt Kerve [N/mm²]

Abb. 4-29: Hauptspannung σ_{yy} kurz vor Versagen - Schnitt Kerve [N/mm²]

Abb. 4-30: Hauptspannung σ_{xx} kurz vor Versagen - Schnitt Kerve [N/mm²]

Die Beanspruchung der Nägel ist analog zur Simulation Modell „Blech-B“ beschrieben in Kapitel 4.2.1. In der Last-Verschiebungskurve mit weggesteuerter Belastung in Abb. 4-33, sowie in den Abb. 4-34 bis Abb. 4-36 sind die Schritte des Materialverhaltens der Nägel dargestellt. Abb. 4-31 und Abb. 4-34 verdeutlichen die Position des betrachteten Ausschnittes der Nägel. Die Spannungsausbreitung im Schublech durch die Kräfte Übertragung der Nägel ist abschließend in Abb. 4-37 dargestellt.

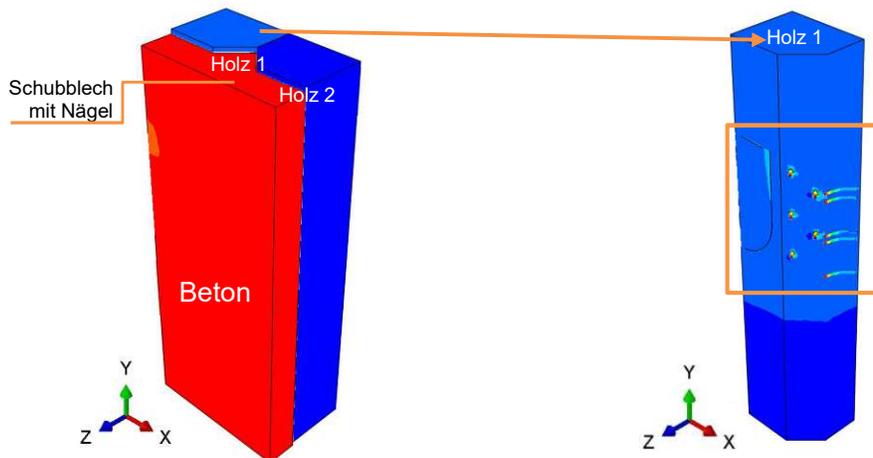


Abb. 4-31: schematische Darstellung Modellkörper „Blech+Kerwe-B+K“

Abb. 4-32: Ausschnitt Modellkörper „Blech+Kerwe-B+K“

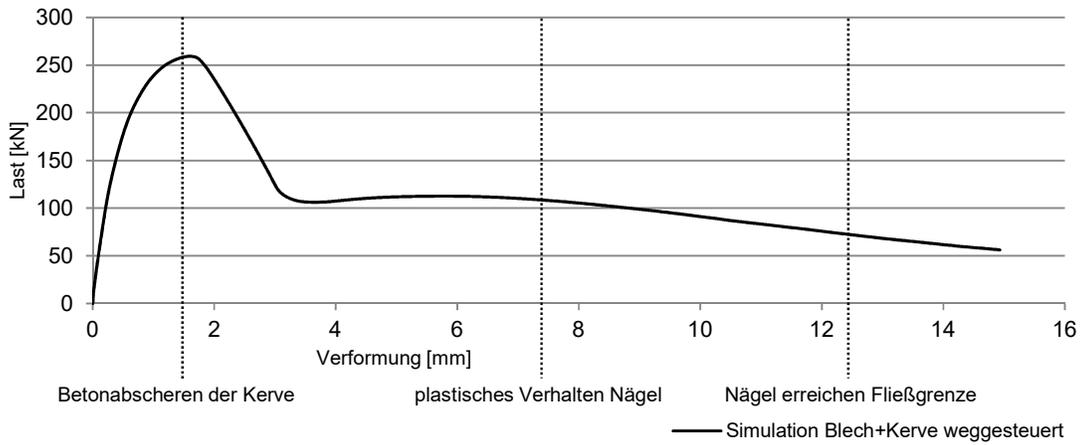


Abb. 4-33: Last-Verschiebungsdiagramm Modell „Blech+Kerf-B+K“ -Belastung weggesteuert

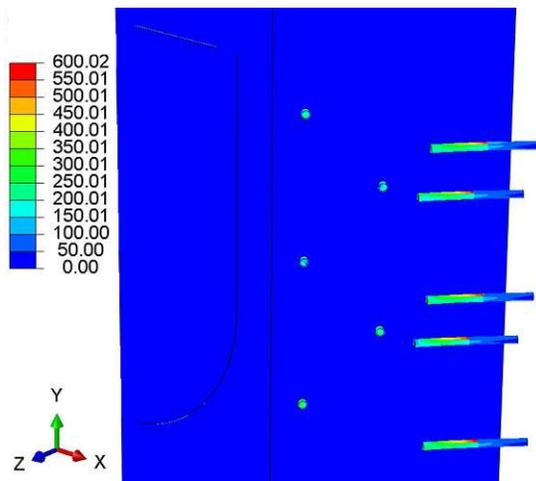


Abb. 4-34: Beginn des plastischen Materialverhaltens der Nägel bei $f_{yk} = 600 \text{ N/mm}^2$ von Mises-Spannung [N/mm²]

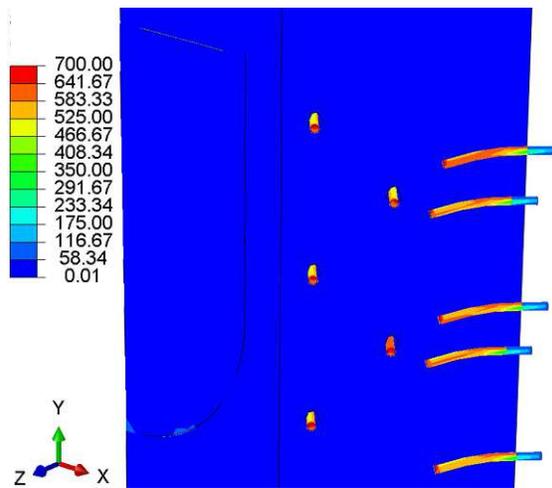


Abb. 4-35: Erreichen des Fließplateaus der Nägel bei $f_{uk} = 700 \text{ N/mm}^2$ von Mises-Spannung [N/mm²]

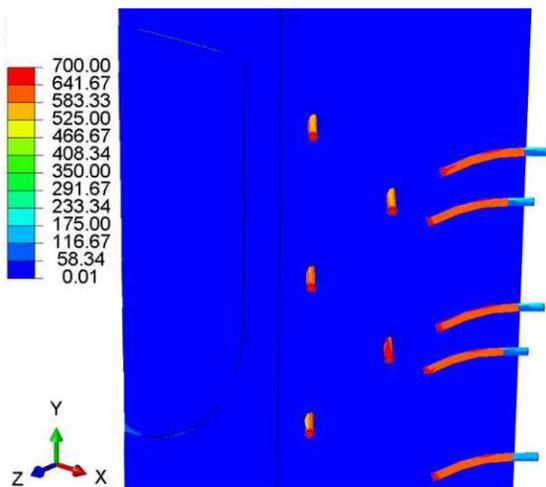


Abb. 4-36: „Herausziehen der Nägel“ aus dem Holz beim Ende der Simulation von Mises-Spannung [N/mm²]

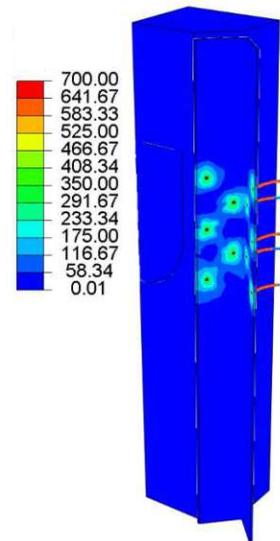


Abb. 4-37: Spannungsverlauf im Schubblech im Endzustand von Mises-Spannung [N/mm²]

4.3 VERGLEICH: FE-MODELLE – EXPERIMENTELLE VERSUCHE

Die genauen Auswertungen der einzelnen Verbindungsmittel Kerne und Schublech sind in den jeweiligen Kapiteln der Simulationen beschrieben. Dieses Kapitel widmet sich den Auswertungen des Gesamtsystems „Blech+Kerne-B+K“. In den nachfolgenden Abbildungen werden sowohl die Höchstlast (Abb. 4-38), als auch der Verschiebungsmodul (Abb. 4-39), aus den numerischen Berechnungen mit den Werten aus den experimentellen Versuchen gegenübergestellt. Für die Versuchsreihe „Blech-B“ werden die Mittelwerte der experimentellen Versuche aus Kapitel 3.3.1 Tab. 3-3, mit den Ergebnissen der Simulation aus Kapitel 4.2.1 Abb. 4-11, verglichen. Die Ergebnisse des Prüfkörpers „Kerne-K“ stammen aus dem Kapitel 3.3.2 Tab. 3-5 (Mittelwert), sowie die Simulations-Ergebnisse aus Kapitel 4.2.2 Abb. 4-19. Die numerischen Daten zu den Versuchen „Blech+Kerne-B+K“ liefert der Mittelwert aus Kapitel 3.3.3 Tab. 3-8, sowie die numerischen Bemessungen Kapitel 4.2.3 Abb. 4-27.

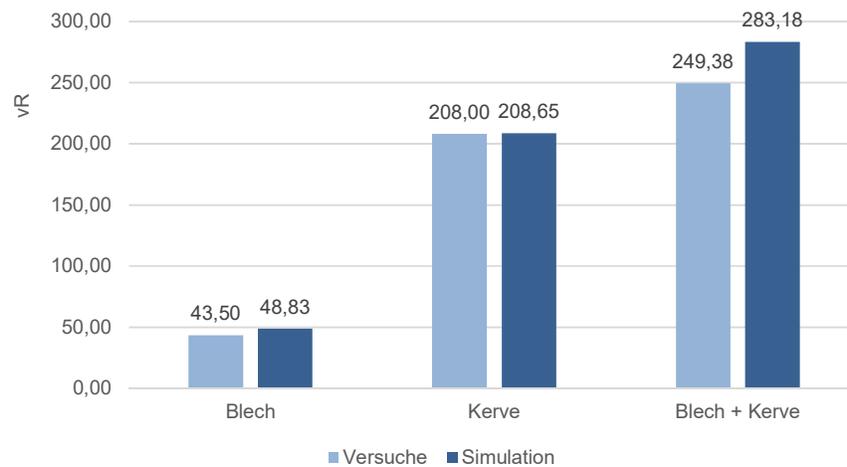


Abb. 4-38: Vergleich der Höchstlast F_{vR} der Simulationen und experimentellen Versuche

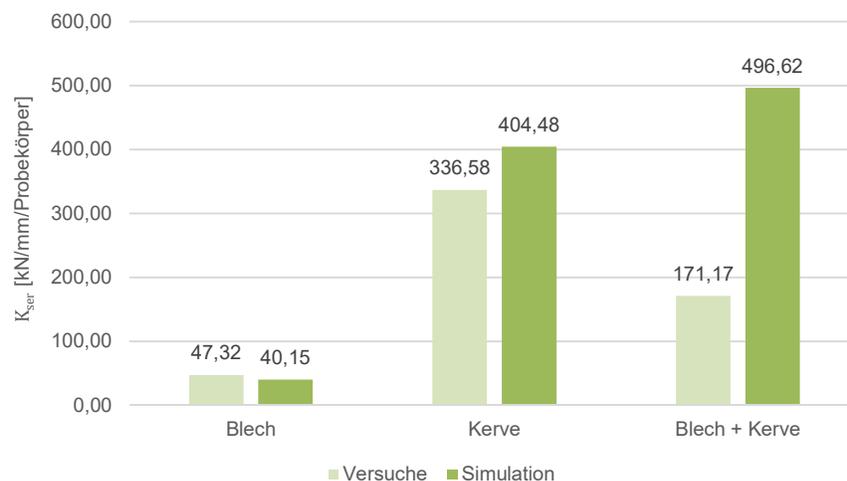


Abb. 4-39: Vergleich des Verschiebungsmoduls K_{ser} der experimentellen Versuche und Simulationen

Tab. 4-1: Vergleich experimentelle Versuche mit Simulationen

	Blech		Kerbe		Blech + Kerbe	
	F_{vR}	K_{ser}	F_{vR}	K_{ser}	F_{vR}	K_{ser}
Versuche	43,50 kN	47,32 kN/mm	208,00 kN	336,58 kN/mm	249,38 kN	171,17 kN/mm
Simulation	48,83 kN	40,15 kN/mm	208,65 kN	404,48 kN/mm	283,18 kN	496,62 kN/mm
Differenz	5,33 kN	7,17 kN/mm	0,65 kN	67,90 kN/mm	33,80 kN	325,78 kN/mm
in %	12,3 %	15,2 %	0,3 %	20,2 %	13,6 %	190,1 %

Aus den Diagrammen und Tab. 4-1 geht hervor, dass der Verschiebungsmodul der Simulation „B+K“ (Blech + Kerbe) um 190 % höher ist.

Die Kombination der Verbindungsmittel kann auf ein Federsystem mit drei Federn, die parallel geschaltet werden heruntergebrochen werden, dargestellt in Abb. 4-40. Dabei repräsentiert eine sehr steife Feder die Kerbe und zwei weniger steife Federn die Schubleche. Um die Steifigkeit parallelgeschalteter Federn zu erhalten, werden die einzelnen Federsteifigkeiten addiert. Im Fall der Verbindungsmittel entspricht der K_{ser} - Wert den Federsteifigkeiten. Durch diese Überlegung ergibt sich folgende Gleichung:

$$K_{ser,B+K} = K_{ser,K} + 2 * K_{ser,B} = 404,5 + 2 * 40,15 = 485 \frac{kN}{mm} \quad \text{Gl. 4.1}$$

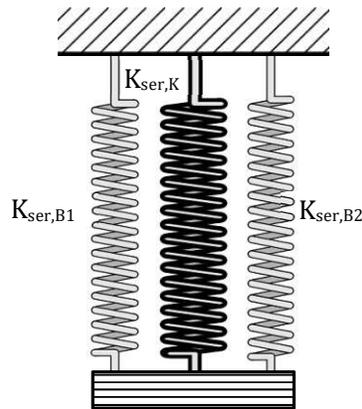


Abb. 4-40: schematische Darstellung des kombinierten Modells als Federsystem

Ein Vergleich der Gl. 4.1 mit dem K_{ser} – Wert der kombinierten Simulation „B+K“ aus der Tab. 4-1, zeigt eine Abweichung der Ergebnisse von lediglich 2 %. Dadurch ist aufgezeigt, dass die Simulation das System qualitativ gut erfassen kann und sich als Bemessungssystem eignet. Das Ergebnis der experimentellen Versuche des Probekörper „Blech+Kerbe-B+K“ ist nicht repräsentativ. Mögliche Ursachen können die unterschiedlichen Geometrien der Probekörper sein, (dadurch) entstehende Imperfektionen der Holzbalken, oder ein fehleranfälliges und für diese Messreihe nicht geeignetes Messsystem.

Die Höchstlasten können nicht analog addiert werden. Im Vergleich zum Modellkörper „Kerbe-K“ wäre die Betrachtung der Last zu einem bestimmten Belastungszeitpunkt bzw. -niveau notwendig.

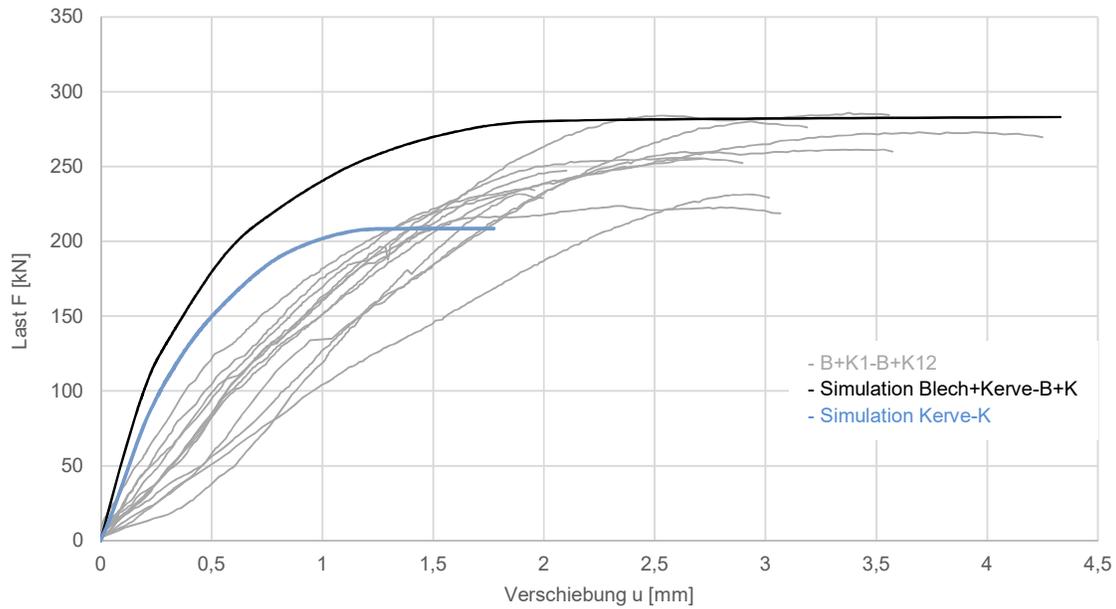


Abb. 4-41: Last-Verschiebungskurven der Versuchsreihe „Blech+Kerbe-B+K“ und „Kerbe-K“ Simulation

Die Last-Verschiebungskurve in Abb. 4-41 macht den Unterscheid zwischen experimentellen Untersuchungen und den Ergebnissen der Simulationen nochmal deutlich. Weiters geht hervor, dass die kombinierte Bauweise, im Vergleich zur Kerbe im Einzelnen, im Anfangsbereich noch an Steifigkeit dazugewinnt, sowie eine höhere Höchstlast erreicht.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Diese Diplomarbeit widmet sich dem Kurzzeitverhalten von Holz-Beton-Verbund Konstruktionen, mit dem Fokus auf einem neu entwickelten Verbindungssystem, einer Kombination aus Schubblech und Kerbe.

Das neu entwickelte System der Firma Vollholz Hybriddecken Engelhart GmbH ist eine Anlehnung an die Dippelbaumdecke. Dabei liegen die Träger aus Schnittholz Holz an Holz nebeneinander. Die Träger sind beidseitig abgefast. Dadurch entsteht eine Ausnehmung zur Platzierung der Schubbleche. Zur Befestigung werden sie an das Holz mit Hilfe einer Druckluftpistole genagelt. In die Schubbleche wird die Bewehrung eingelegt und angebunden. Die Kerben werden schräg in die Holzbalken eingefräst und haben eine halbrunde Geometrie.

Nach der Einleitung wird in Kapitel 2 der Stand der Technik zu HBV-Konstruktionen erarbeitet. Es werden die einzelnen, verwendeten Materialien aufgezeigt, die Verbundwirkung detailliert beschrieben, sowie die Finite-Elemente-Methode (FEM) als Berechnungsmethode für diese Forschungsarbeit festgelegt. Essentiell sind im Verbundbau die Verbindungsmittel, welche in Kapitel 2.5 für Schubblech und Kerbe veranschaulicht werden. Der Fokus dabei liegt auf der Tragfähigkeit, der Steifigkeit und der Duktilität. Die Versagensmechanismen, „Abscheren von Beton an den Flanken der Kerben“, sowie „Herausziehen der Nägel“ und „Plastifizieren des Holzes“ bei den Modellen mit den Schubblechen, sind im Detail begutachtet.

Das Kapitel 3 befasst sich mit den experimentellen Versuchen. Die Verbindungsarten werden jeweils im Einzelnen untersucht und anschließend in ihrer Gesamtheit betrachtet. Dadurch ergeben sich die drei unterschiedlichen Versuchsreihen „Blech-B“, „Kerbe-K“ und „Blech+Kerbe-B+K“, an denen Scherversuche durchgeführt werden. Von jeder Versuchsreihe werden zwölf Probekörper angefertigt. Die Versuche zeigen die Versagensmechanismen, „Abscheren von Beton“ an den Flanken der Kerben, sowie „Herausziehen der Nägel“ und „Plastifizieren des Holzes“ bei den Modellen mit den Schubblechen, auf. Bei der Versuchsreihe „Blech+Kerbe“ ergibt sich eine Kombination der Versagensfälle. Die Ergebnisse der Prüfung liefern Last-Verschiebungs-Kurven.

Das Kapitel 4 beschäftigt sich mit der numerischen Simulation. Der Fokus liegt dabei auf den Annahmen zur Modellbildung und den Ergebnissen. Die Berechnungsmodelle werden mit dem Programm Abaqus simuliert. Wie bei den experimentellen Versuchen, werden auch hier zuerst Kerbe und Schubblech separat betrachtet. Anschließend werden die gewonnenen Erkenntnisse zu dem kombinierten System zusammengefügt. Der Fokus liegt auch hier auf der Last-Verschiebungskurve. Die Ergebnisse der Simulation erweisen sich durchgehend als plausibel und verdeutlichen die Eignung der FEM als Modellbildung für die Verbundkonstruktion.

Die Untersuchungen zeigen, dass der Einfluss des Kontakts zwischen den Kontaktflächen signifikant ist. Die Einstellungen sollten in der FE-Modellierung realitätsgetreu und dem Verbindungsmittel entsprechend adjustiert werden.

Bei den Verbindungsmitteln Nagel und Holz wird auf Basis dieser Arbeit empfohlen, bei der FE-Simulation in Abaqus für das „Abscheren von Nägeln“ im Holz ein Schubspannungs-Limit im Kontakt der beiden Materialien festzulegen. Die Werte für das Schubspannungs-Limit sind auf Basis der Holzeigenschaften zu wählen. Dadurch werden qualitativ passende Ergebnisse erzielt.

Die Kerbe, im speziellen das Versagensmechanismus „Abscheren des Betons“, wird mit kohäsivem Kontakt simuliert.

Die naheliegendsten Ursachen der großen Relativverformungen und der daraus folgende niedrige Verschiebungsmodul bei den experimentellen Versuchen sind die Geometrien der kombinierten Versuchsreihe, sowie die Anordnung und die Wahl der Messmethodik. Die Lasteinleitung erfolgt zentrisch, die äußeren Hölzer erfahren dadurch so gut wie keine Belastung, sie stehen nur über die fünf Nägel in Kontakt. Die Verschiebung wird genau an diesen Hölzern im äußeren Randbereich gemessen. Der Beton verformt sich zentrisch, sowie im Außenbereich gleich. Dadurch ergeben sich größere Relativverschiebungen bei der Messung im Randbereich. Die Messungen selbst sind sehr sensibel. Zwischen dem Ergebnis des Verschiebungsmoduls aus dem Mittelwert der experimentellen Untersuchungen und der Simulation liegt eine Abweichung von 0,13 bis 0,44 mm. Dies verdeutlicht die Anfälligkeit auf Messfehler. Auch die Imperfektionen des Holzes können in diesem Wertebereich eine ausschlaggebende Rolle spielen.

Für weitere Untersuchungen wird empfohlen die Geometrie der Probekörper gleich anzuordnen und kleine Parameter festzuhalten. Die Simulation soll in weiterer Folge eingesetzt werden, um mögliche Messfehler zu erkennen und für weitere experimentelle Versuche auszuschließen.

Das FE-Programm Abaqus erweist sich für die Berechnung als sehr aufwendig für die Betrachtung von Tragverhalten und Verformung. Die Wahl fiel auf das Programm, in Anbetracht des gesamten Umfangs dieses Forschungsprojektes. Das HBV-System wird am ITI der TU Wien, zusätzlich zu den Kurzzeitversuchen auch auf Langzeit geprüft. Diese Arbeit soll als Grundlage für die weiteren Forschungsschritte an dem neuartigen Verbindungssystem dienen. Daher erweist sich die Wahl des aufwendigeren Programms durchaus als sinnvoll. Da in diesem speziellen Fall, im konkreten für die Betrachtung der Langzeitverformungen, auf die Simulation aufgebaut werden kann.

Literaturverzeichnis

ABAQUS Version v2017 Documentation. 2017. <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEITNRefMap/simaitn-c-friction.htm>. [Online] 2017. [Zitat vom: 26. 05 2022.]

Autodesk GmbH. 2022. AutoCAD 2022. München : s.n., 2022.

Balteschwiler AG. 2022. balteschwiler.ch. [Online] 01. 01 2022. [Zitat vom: 27. 05 2022.] https://go.balteschwiler.ch//908722/2022-04-06/253fl/908722/1649244544GP1IO4MZ/220325_BAL_Prospektflyer_Lignoton.pdf.

Bernasconi A. 2011. *Verbindungen, Anschlüsse , Verankerungen*. [Hrsg.] Fachhochschule Westschweiz. s.l. : Lignum, 2011.

Bubiza. 2012. Bundesbildungszentrum des Zimmerer und Ausbaugewerbes. *Abscheren stiftförmiger Verbindungsmittel (Holz - Stahl)*. [Online] 2012. [Zitat vom: 10. 05 2022.] https://www.bubiza.de/fileadmin/user_upload/Bubiza/Bilder/Inhalt/Kompetenzzentrum/KomZe t2012/Normungswesen/TP_II-4_Abscheren_Stift_Holz-Stahl.pdf.

Csizmadia L. 2019. *Anwendung von Kernen bei Holz-Beton-Verbunddecken zur Steigerung der Ressourceneffizienz - Trag- und Verformungsverhalten*. s.l. : TU Wien, 2019.

Dassault Systèmes. 2022. Abaqus 2022. 2022.

Dias A.M.P.G., et al. 2006. A non-linear 3D FEM model to simulate timber concrete joints. s.l. : Elsevier Ltd. and Civil-Comp Ltd., 2006.

Eberhardsteiner J. 2002. *mechanisches Verhalten von Fichtenholz*. Wien : Springer Verlag, 2002.

Eisenhut L. 2015. *Geklebter Verbund aus Holz und Hochfestem Beton - Untersuchungen zum Langzeitverhalten [Dissertation]*. Fachgebiet Bauwerkserhaltung und Holzbau, Universität Kassel. Kassel : s.n., 2015. ISBN 876-3-86219-994-5.

EN 13183-2. 2002. *Feuchtegehalt eines Stückes Schnittholz Teil 2: Schätzung durch elektrisches Widerstands-Messverfahren*. Wien : Austrian Standards, 2002.

Engelhart K. 2019. *Method for producing composite floors, and composite floor*. AT, Patentnummer: WO/2019/157544 A1, 22. 08. 2019.

Glaser, R. 2005. *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen [Dissertation]*. Cottbus : Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2005. ISSN: 1436-9532.

Green D. W., Winandy J. E. und Kretschmann D. E. 1999. *Wood Handbook - Chapter 4 mechanical properties of wood*. s.l. : Forest Products Laboratory, 1999.

Grosse M. 2005. *Zur numerischen Simulation des physikalisch nichtlinearen Kurzzeittragverhaltens von Nadelholz am Beispiel von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen [Diss.]*. Institut für konstruktiven ingenieurbau : Bauhaus-Universität Weimar, 2005.

- Grosse M., Hartnack R. und Rautenstrauch K. 2003.** *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken - Teil 1: Kurzzeitverhalten.* Berlin : Ernst & Sohn, 2003. Bde. Bautechnik 80, Heft 10.
- Hill R. 1950.** *The mathematical theory of plasticity.* Oxford : Clarendon Press, 1950.
- Holschemacher K., et al. 2013.** Holz-Beton-Verbund. *Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung – Brandschutz.* Leipzig : Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2013.
- Kersten C. 1921.** *Freitragende Holzbauten.* Berlin : Julius Springer Verlag, 1921. S. 12. 978-3-662-23677-2.
- Kudla K. 2017.** *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken.* Stuttgart : Universität Stuttgart, 2017.
- Kuhlmann U. und Aldi P. 2010.** *Forschungsvorhaben AiF/iVTH 15052 - Ermüdungsfestigkeit von Holz-Beton Verbundträgern im Straßenbau.* Institut für Konstruktion und Entwurf : Universität Stuttgart, 2010.
- Kuhlmann U., Kudla K. und Mönch S. 2016.** *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit Kerven - Tragfähigkeit und Steifigkeit.* Europäischer Kongress EBH : s.n., 2016.
- Lehmann S. 2004.** *Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten [Dissertation].* Weimar : Bauhaus-universität Weimar, 2004.
- Michelfelder B. C. 2006.** *Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken [Dissertation].* Stuttgart : Universität Stuttgart, 2006.
- Miriano F., Fortino S. und Toratti T. 2008.** *A methode to model wood by using ABAQUS finite element software - Part 1 and 2.* Finland : VTT Technical Research Centre of Finland, 2008.
- Müller C. 1998.** *Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindungen von Otto Hetzer - ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik [Dissertation].* Weimar : Bauhaus-Universität Weimar, 1998.
- Müller K. 2018.** *Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken mit Mikrokerben.* Zürich : ETH Zürich, 2018.
- Müller P. 1921.** *Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern. und Betondeckschicht. DE334431C* Deutschland, 1921.
- Müllner A., Fadai A. und Engelhart K. 2020.** *conceptual design of solid wood-concrete composite floor for useage in residential and public buildings.* Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau. Wien : Technische Universität Wien, 2020.
- öbv Richtlinie. 2019.** *Holz-Beton-Verbunddecken.* Wien : Österreichische Bautechnik Vereinigung, 2019.
- ÖNORM B 1992-1-1. 2021.** *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den*

Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1. Wien : Austrian Standards, 2021.

ÖNORM B 1995-1-1. 2019. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Konsolidierte Version mit nationalen Festlegungen. Wien : Austrian Standards, 2019.

ÖNORM B 4707. 2017. Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung. Wien : Austrian Standards, 2017.

ÖNORM EN 26891. 1991. *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens.* Wien : Austrian Standards, 1991.

ÖNORM EN 14358. 2016. *Holzbauwerke - Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte.* Wien : Austrian Standards, 2016.

ÖNORM EN 1992-1-1. 2021. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke. Wien : Austrian Standards, 2021.

ÖNORM EN 1995-1-1. 2019. Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Wien : Austrian Standards, 2019.

ÖNORM EN 338. 2016. Bauholz für tragende Zwecke - Festigkeitsklassen. Wien : Austrian Standards, 2016.

ÖNORM EN 384. 2019. Bauholz für tragende Zwecke - Bestimmung charakteristischer Werte für mechanische Eigenschaften und Rohdichte. Wien : austrian Standards, 2019.

ÖNORM EN 408. 2012. Holzbauwerk - Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz - Bestimmung einiger physikalischer und mechanischer Eigenschaften. Wien : Austrian Standards, 2012.

ONR CEN/TS 19103. 2022. *Eurocodde 5: Bemessung und Konstruktionen von Halzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.* Wien : Austrian Standards, 2022.

Pech A., Kolbitsch A. und Zach F. 2021. Decken. Wien : Birkhäuser, 2021.

Piccolin S. 1942. *Tragkonstruktion. CH223498A* [Hrsg.] Schweizer Patentamt. Schweiz, 1942.

Radlherr C. 2018. Holzbau 2 Vortag 02 Holz-Beton Verbund [Vorlesungsunterlagen]. Wien : Technische Universität Wien, 2018.

Revennex UG. 2022. Simulation mit der Finite Elemente Methode (FEM). [Online] 2022. [Zitat vom: 23. 03 2022.] <https://www.revennex.com/knowhow-bauteilpruefung/finite-elemente>.

Schänzlin J., Bosch G. und Hamm P. 2017. Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-beton-Verbunddecken. Baden-Baden : Hochschule Biberach, 2017.

Schänzlin, J. 2018. Eurocode 5:2022 – Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken. *Karlsruher Tage 2018 - HOLZBAU*. Karlsruhe : Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2018.

Schaub O. 1939. *Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte. DE673556* Deutschland, 1939. Patentschrift Reichspatent.

Schönborn F. 2006. *Holz-Beton-Fertigteilelemente [Diss]*. Leopold-Franzens-Universität-Innsbruck : s.n., 2006.

Schönborn F., Flach M. und Feix J. 2011. Bemessungsregeln und ausführungshinweise für Schubkernen im Holz-Beton-Verbundbau. Berlin : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, 2011.

Simon A. 2008. *Analyse zum Trag und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise [Diss.]*. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau : Bauhaus-Universität Weimar, 2008.

Simon U. und Niemeyer F. 2013. Einführung in Abaqus CAE: Simulation eines elastischen Aufpralls mittels explizitem Lösungsverfahren. Ulm : Uni-Ulm, 2013.

Weiler P. 2021. Zum Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken Theoretische und experimentelle Untersuchungen [Diplomarbeit]. Wien : s.n., 2021.

Weinlinger T. 2008. Stabdübelverbindung - Vergleich von ÖNORM B4100-2 und EC 5. Stockerau : TU Wien, 2008.

Weissbach W., Dahms M. und Jaroschek Ch. 2018. *Werkstoffe und ihre Anwendungen Metalle*. 20., überarbeitete Auflage. Flensburg, Bielefeld : Springer Vieweg, 2018. ISBN 978-3-658-19891-6.

Woschitz R., et al. 2020. *Entwicklung neuartiger Holz-Betoverbunddecken in Fertigteilbauweise*. Wien : Ernst & Sohn , 2020.

Yeoh D., et al. 2010. *State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review*. s.l. : American Society of Civil Engineers, 2010.

Zahirovic, Selim. 2019. *Zum Tragverhalten von Furnierschichtholz-Faserbeton-Verbunddecken*. Wien : TU Wien, 2019.

A ANHANG

A.1 MATERIALKENNWERTE LABOR

A.1.1 E-MODUL

Der Elastizitätsmodul des Holzes hat einen maßgebenden Anteil auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbunddecke. Lehmann zeigte in seiner Arbeit, dass ein direkter linearer Zusammenhang zwischen E-Modul und Verschiebungsmodul (K_{ser}), also der Verbundsteifigkeit, besteht. Seine Aufzeichnungen sind Abb. A.1-1 zu entnehmen. Daraus folgt, dass Hölzer mit hohem E-Modul einen größeren Verschiebungsmodul erreichen können. (Lehmann S., 2004)

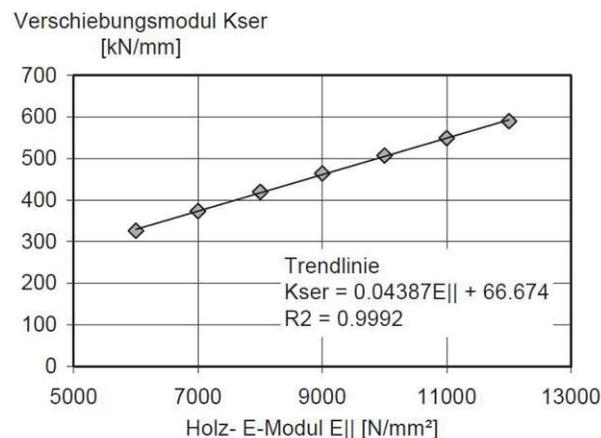


Abb. A.1-1: Zusammenhang Verschiebungsmodul E-Modul des Holzes parallel zur Faserrichtung (Lehmann S., 2004)

Bei den Versuchen liegt der Fokus darauf, sich an der Praxis zu Orientieren und die Laborversuche den Baustellen-Bedingungen realitätsnah nachzubilden. Deshalb wird mit frischem Schnittholz gearbeitet. Insgesamt werden 70 Fichtenholzträger auf ihr E-Modul E_0 in Faserrichtung geprüft. Die 70 Träger werden sowohl für die Kleinprobekörper, als auch die Großprobekörper, für Kurz- und Langzeitversuche weiterverarbeitet.

Mittels 4-Punkt-Biegeversuch wird der Elastizitätsmodul nach ÖNORM EN 408 (ÖNORM EN 408, 2012) geprüft. Dazu wird die Materialprüfmaschine Walter + Bai Typ EPZ 500 der Camillo Sitte Versuchsanstalt eingesetzt. Die Prüfbalken sind fünf Meter lang und haben einen Querschnitt von 24 x 10 cm. Daraus ergibt sich der, in Abb. A.1-2 ersichtliche, Versuchsaufbau.

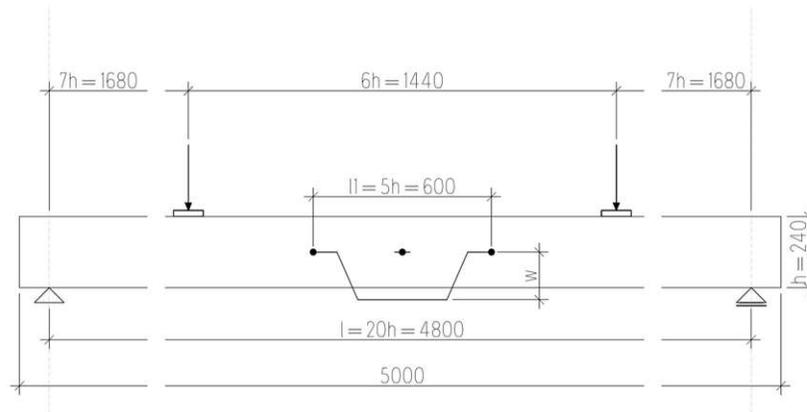


Abb. A.1-2: Versuchsaufbau zur Messung des lokalen Elastizitätsmoduls nach EN 408 (ÖNORM EN 408, 2012) Bemaßung in mm

Die Träger werden über zwei Prüfzylindern bis jeweils 4 kN belastet. Während der Prüfung wird die lokale Durchbiegung w über zwei Wegaufnehmer an den Seitenflächen der Träger in neutraler Faser gemessen. Die Verformung w wird aus den zwei Messwerten gemittelt. Die Prüfung liefert eine Last-Verformungs-Kurve.



Abb. A.1-3: Versuchsaufbau zur Messung des lokalen Elastizitätsmoduls

Der lokale Elastizitätsmodul wird mit folgender Gleichung berechnet:

$$E_{m, \text{lokal}} = \frac{a l_1^2 (F_2 - F_1)}{16 I (w_2 - w_1)}$$

Gl. A.1

Die nachstehende Abbildung zeigt das in die Formel einfließende Belastungs- und Verformungsverhalten (ÖNORM EN 408, 2012).

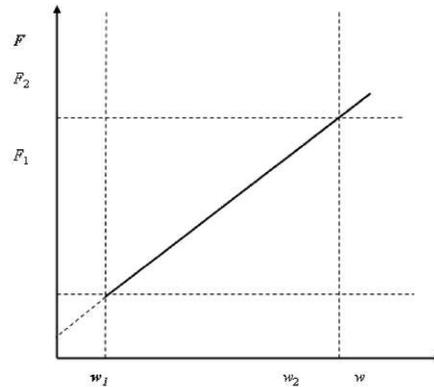


Abb. A.1-4: Last-Verformungskurve innerhalb des Bereichs der elastischen Verformung nach (ÖNORM EN 408, 2012)

Die Holzfeuchte u wird mit einem elektrischen Holzfeuchtemessgerät, das nach dem Widerstandsprinzip arbeitet, gemessen (EN 13183-2, 2002). Anschließend ist der Elastizitätsmodul in Faserrichtung E_0 , mit folgender Formel nach auf die gemessene Holzfeuchte umzurechnen: (ÖNORM EN 384, 2019)

$$E_0 = E_0(u) * (1 + 0,01 * (u - u_{ref})) \quad \text{Gl. A.2}$$

Dabei entspricht:

$$E_0 = E_{m, \text{lokal}} \quad \text{Gl. A.3}$$

$$u_{ref} = 0,12 \%$$

Die Abb. A.1-5 zeigt, ausgewertet nach ÖNORM EN 14358, die Standardnormalverteilung des Elastizitätsmoduls $E_{0(u_{ref})}$ in Faserrichtung. Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls $E_{0(u_{ref})}$ beträgt 11300 N/mm². Das Ergebnis des E-Modul wurde auf 100 N/mm² gerundet. (ÖNORM EN 14358, 2016)

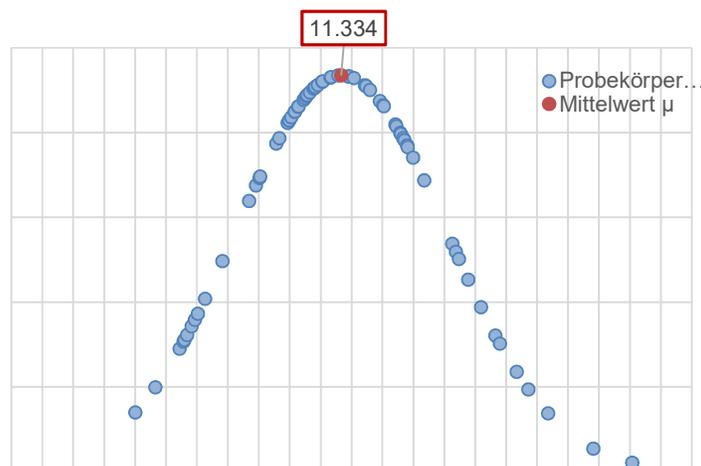


Abb. A.1-5: standardnormalverteilte Darstellung des E-Modul in Faserrichtung $E_{0(u_{ref})}$ bei einer Referenzholzfeuchte von $u_{ref} = 0,12 \%$ der Schnittholzträger in N/mm²

A.1.2 BESTIMMUNG DER ROHDICHTE

Die Rohdichte ρ_w des Holzes wird mit Holzprobewürfel jedes einzelnen Trägers nach ÖNORM EN 384 und ÖNORM EN 408 bestimmt. Dazu werden aus jedem Träger zwei Probekörper mit einer Abmessung von ungefähr 50 x 50 x 50 mm gefertigt. Von den Probeklötzen wird die Masse, das Volumen und die Holzfeuchte im feuchten Zustand gemessen. Danach kommen sie in bei 103°C (+/- 2°C) einen Darrofen. Die Probekörper werden laufend gewogen und gemessen. Sobald die Prüfkörper die Darrtrocknung erreicht haben, werden sie aus dem Darrofen genommen und die Prüfung ist damit abgeschlossen.

Die Darrtrocknung ist erreicht, wenn sich zwei Wägungen (innerhalb von 2 h) um nicht mehr als 0,1 % der Masse des Prüfkörpers unterscheiden. Die Abb. A.1-6 zeigt einen Teil der gefertigten Prüflötte nach der Darrtrocknung.



Abb. A.1-6: Prüflötte nach Darrtrocknung

Die Rohdichte „feucht“ des Holzes $\rho(u)$ wird mit den, aus der Prüfung erhaltenen Werten nach Gl. A.4 errechnet. Anschließend muss der Wert ρ_u umgerechnet werden, um die Bezugsholzfeuchte zu berücksichtigen. Siehe dazu Gl. A.5. (ÖNORM EN 384, 2019), (ÖNORM EN 408, 2012)

$$\rho(u) = \frac{m_u}{V} \quad \text{Gl. A.4}$$

$$\rho_w = \rho(u) * (1 - 0,005 * (u - u_{ref})) \quad \text{Gl. A.5}$$

Die daraus folgende Rohdichte des Holzes ist in Abb. A.1-7 standartnormalverteilt dargestellt. Der Mittelwert für die Rohdichte des Holzes ρ_w , der bei einer Referenzholzfeuchte von $u_{ref} = 0,12$ % gemessen wird, beträgt $\rho_w = 433 \text{ kg/m}^3$. Das Ergebnis der Rohdichte wurde auf 1 kg/m^3 gerundet. Die Ergebnisse sind Standardnormalverteilt ausgewertet. (ÖNORM EN 14358, 2016). Die Quantilwerte lauten:

Tabelle A.1-1: Quantilwerte der Rohdichte der geprüften Holzbalken

5 %-Quantil	353.53 kg/m ³
95 %-Quantil	513.14 kg/m ³

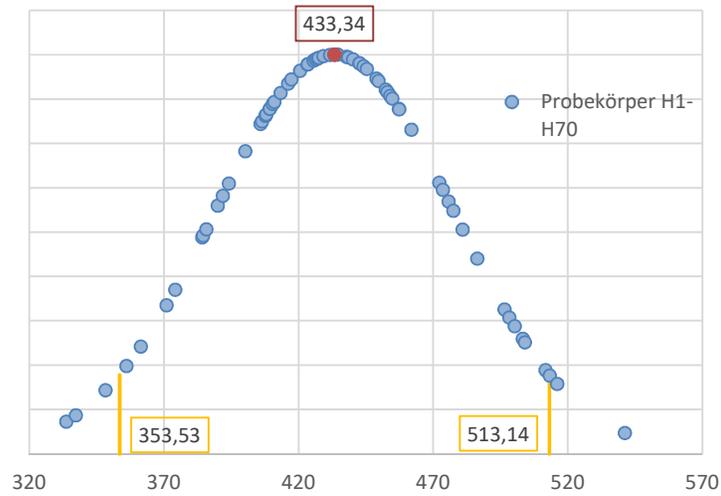


Abb. A.1-7: standardnormalverteilte Darstellung der Rohfichte ρ bei $u_{ref} = 0,12\%$ der Schnittholzträger in kg/m³

A.2 PRODUKTDATENBLATT

FMPA FORSCHUNGS-
ENTWICKLUNGS- UND
MATERIALPRÜFANSTALT

VHT VERSUCHSANSTALT FÜR HOLZ- UND TROCKENBAU
Bauaufsichtlich anerkannte Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle

PRÜFBERICHT

Berichtsnummer: 530-11/ 3,3 smooth bright

Auftrag: Erstprüfung von glattschaftigen Nägeln als Grundlage für die Konformitätserklärung und die CE-Kennzeichnung nach EN 14592

Prüfgrundlage: EN 14592:2009-02 Holzbauwerke - Stifförmige Verbindungsmittel
EN 1995-1-1:2004-11 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten

Auftraggeber: Raimund Beck Nageltechnik Ges.m.b.H.
Biburg 1
A-5270 Mauerkirchen

Prüfgegenstand: Beck glattschaftiger Nagel 3,3 mm bright

Hersteller: Raimund Beck Nageltechnik Ges.m.b.H., A-5270 Mauerkirchen

Prüfzeitraum: Juli - August 2011

Werte für die CE-Kennzeichnung nach EN 14592:

charakteristischer Ausziehparameter	$f_{ax,k} = 2,45 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Kopfdurchziehparameter	$f_{head,k} = 8,58 \text{ N/mm}^2$
charakteristisches Fließmoment	$M_{y,k} = 4.010 \text{ Nmm}$

Darmstadt, den 1. September 2011

Bearbeiter

Oliver Lademann
Dipl.-Ing. Oliver Lademann



Institutsleitung

K. Tichelmann
Prof. Dr.-Ing. Karsten Tichelmann

Versuchsanstalt
für Holz- und Trockenbau GmbH
Annastraße 18 · 64285 Darmstadt
Tel. 0 61 51 / 59 949 - 0
Fax 0 61 51 / 59 949 - 40
e-mail info@vht-darmstadt.de
www.vht-darmstadt.de

Sitz der Gesellschaft
Darmstadt

Geschäftsführer
Prof. Dr.-Ing. K. Tichelmann
Prof. Dr.-Ing. J. Pfau

Amtsgericht Darmstadt HRB 8622
Ust.-ID.Nr.: DE152.400.334

Volksbank eG Darmstadt Kreis Bergstraße
Kto. 1951.505 / BLZ 508 900 00
IBAN DE08 5089 0000 0001 951505
BIC GENODEF1VBD

A.3 ANLEITUNG FEM-MODELLIERUNG

Dieser Anhang wird als Ergänzung zu Kapitel 4 verstanden. Er dient als Unterstützung für spätere Abaqus Modellierungen. Die Vorgehensweise vom Start der Modellbildung bis zur Auswertung der Ergebnisse wird hier detaillierter beschrieben. Die genauen Annahmen Materialkennwerte, Mesh Auswahl ist Kapitel 4 zu entnehmen

Einen Überblick verschafft die Abb. A.3-1. Zu sehen ist die Benutzungsoberfläche von Abaqus. (Dassault Systèmes, 2022).

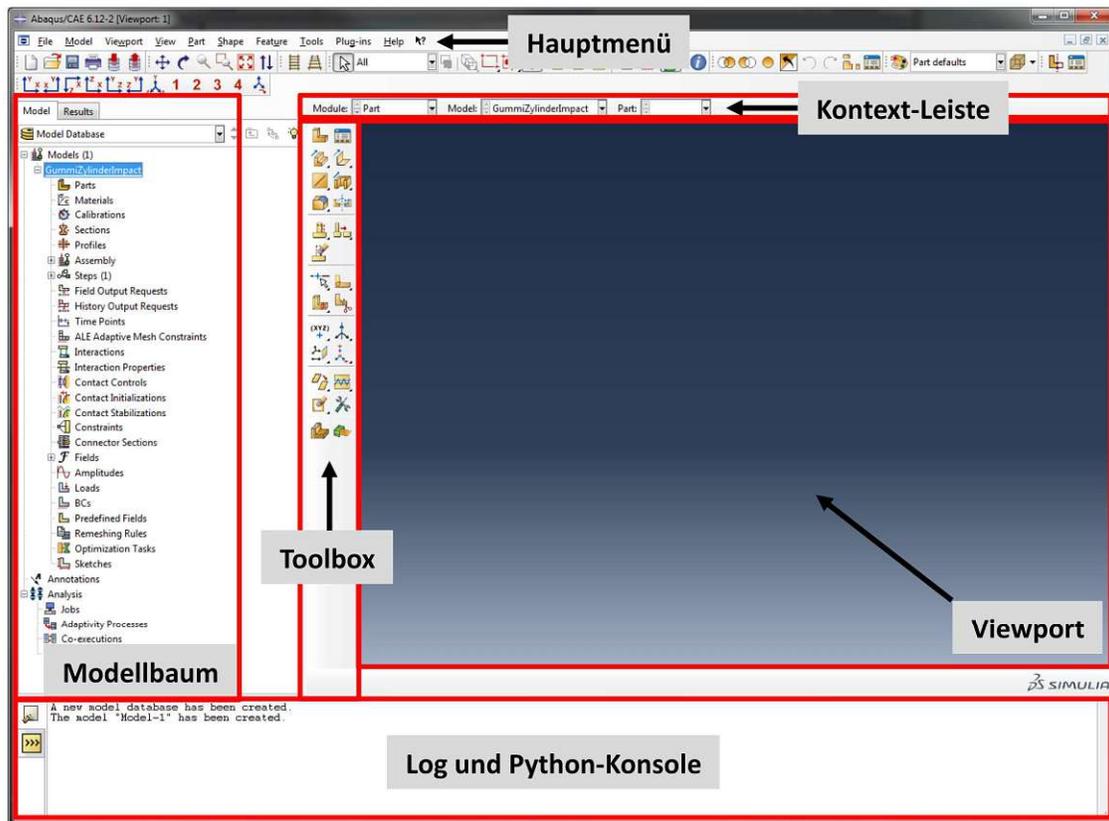


Abb. A.3-1: Aufbau Abaqus CAE (Simon U., et al., 2013)

Generell unterteilt sich Abaqus in folgende Ablaufschritte:

- **Preprocessing:** mit der Bedienungsoberfläche in Abb. A.3-1 werden im Preprocessing die Geometrien mit den zugehörigen Elementen und Koordinaten zu den jeweiligen Knotenpunkten, die Materialeigenschaften, sowie die Randbedingungen für Verschiebungen und Belastungen festgelegt.
- **Solver:** In diesem Schritt werden die Gleichungssysteme aufgestellt und gelöst. Dabei werden die Werte der einzelnen Knoten der Translationen und Rotationen ermittelt
- **Postprocessing:** bezeichnet die Darstellung der Ergebnisse des FE-Modells

A.3.1 MODELLBILDUNG IN ABAQUS

A.3.1.1. MODUL PART

Die Bauteile „Holz“, „Beton“, „Blech“ und „Nägeln“ werden jeweils als eigene „Parts“ kreiert. Alle Teile werden als 3D-Volumenkörper dargestellt. Die 3D-Modelle werden mit dem Programm AutoCad (Autodesk GmbH, 2022) gezeichnet und in Abaqus als einzelne Geometrien importiert.

A.3.1.2. MODUL PROPERTY

In diesem Modul werden die Materialkennwerte festgelegt.

- Zu beachten bei Holz

Die realitätsgetreue Modellierung von Holz erweist sich wegen der Imperfektionen bzw. der Anisotropie als schwierig.

Die größte Herausforderung bei der Modellierung von Holz treten beim elastisch-plastischen Dehnungsverhalten auf. Das Materialverhalten ist in Abb. 2-12 veranschaulicht. Unter Druck verhält sich Holz geradezu plastisch und kann daher durch ein elastisch-plastisches Materialgesetz mit Verfestigung gut angenähert werden. Unter Zugbeanspruchung verhält sich das Material eher spröde. Die aufnehmbaren Zugspannung parallel zur Faser sind relativ hoch. Im Gegensatz dazu sind die Maximalwerte senkrecht zur Faser eher gering. (Dias A.M.P.G., et al., 2006)

Durch die richtungsbezogene Orientierung der Materialeigenschaften kann die Orthotropie des Werkstoffes realitätsgetreu simuliert werden. Die elastischen Materialkennwerte werden in Abaqus mit der Funktion „Engineering Constant“ festgelegt. Das Eingabefeld der Werte ist in Abb. A.3-2 ersichtlich.

	E1	E2	E3	Nu12	Nu13	Nu23	G12	G13	G23
1	11300	370	370	0.422	0.422	0.53	690	690	69

Abb. A.3-2: Eingabehilfe Abaqus elastisches Materialverhalten Holz C24 (Dassault Systèmes, 2022)

In Bezug auf das Fließkriterium und des plastische Materialanteil wird, wie in der Grundlagenarbeit von Dias (Dias A.M.P.G., et al., 2006), das Hill Kriterium (Hill R., 1950) in Verbindung mit isotroper Verfestigung gewählt.

Das Hill Kriterium ist eine Verallgemeinerung des Mises-Fließkriteriums. Mit beiden Kriterien lässt sich die Anisotropie von Materialien darstellen. Als Kritikpunkt bei der Verwendung des Kriteriums kann jedoch hervorgebracht werden, dass nicht hinsichtlich Zug- oder Druckkraft differenziert wird.

Die Gleichung des Spannungspotentials lautet wie folgt:

$$2\bar{\sigma}^2 = [a_1(\sigma_y - \sigma_z)^2 + a_2(\sigma_z - \sigma_x)^2 + a_3(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 3a_4\tau_{zx}^2 + 3a_5\tau_{yz}^2 + 3a_6\tau_{xy}^2] \quad \text{Gl. A.6}$$

Die Parameter aus Gl. A.6 sind dabei analog Gl. A.7 - Gl. A.10 definiert:

$$a_1 = \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{90}}{\sigma'}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma'}\right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma'}\right)^2} \quad \text{Gl. A.7}$$

$$a_2 = \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{90}}{\sigma'}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma'}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{90}}{\sigma'}\right)^2} \quad \text{Gl. A.8}$$

$$a_3 = \frac{1}{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma'}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{90}}{\sigma'}\right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{\sigma_{90}}{\sigma'}\right)^2} \quad \text{Gl. A.9}$$

$$a_4 = a_5 = a_6 = \frac{2}{\left(\frac{\sqrt{3}\sigma_v}{\sigma'}\right)^2} \quad \text{Gl. A.10}$$

Dabei ist σ_0 die Streckgrenze in Faserrichtung, σ_{90} die Streckgrenze senkrecht zur Faserrichtung, σ_v die Scherfestigkeit und σ' steht für die äquivalente Streckgrenze bei isotropen Materialverhalten.

Mit den Parametern aus 2.4.1.1 ergibt das Verhältnis der Spannungsgrenzen zu den isotropen Spannungsgrenzen folgende Werte für die Probekörper:

$$\frac{\sigma_0}{\sigma'} = 1 \qquad \frac{\sigma_{90}}{\sigma'} = 0,12 \qquad \frac{\sqrt{3}\sigma_v}{\sigma'} = 0,33 \qquad \text{Gl. A.11}$$

Über die Zusatz-Funktion, „Potential“ unter den plastischen Materialeinstellungen können die ermittelten Werte in Abaqus eingegeben werden und dadurch das Hill-Kriterium berücksichtigt. Die Vorgehensweise ist in Abb. A.3-2 dargestellt.

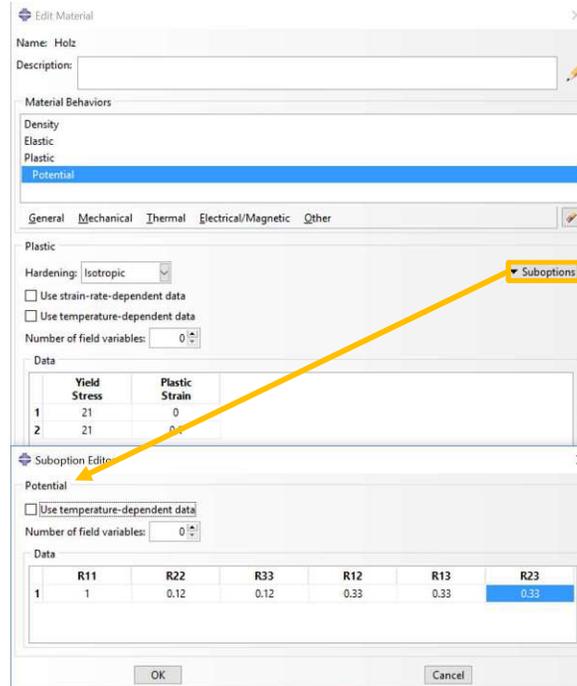


Abb. A.3-3: Eingabehilfe Abaqus Hill-Kriterium – plastisches Materialverhalten Holz C24 (Dassault Systèmes, 2022)

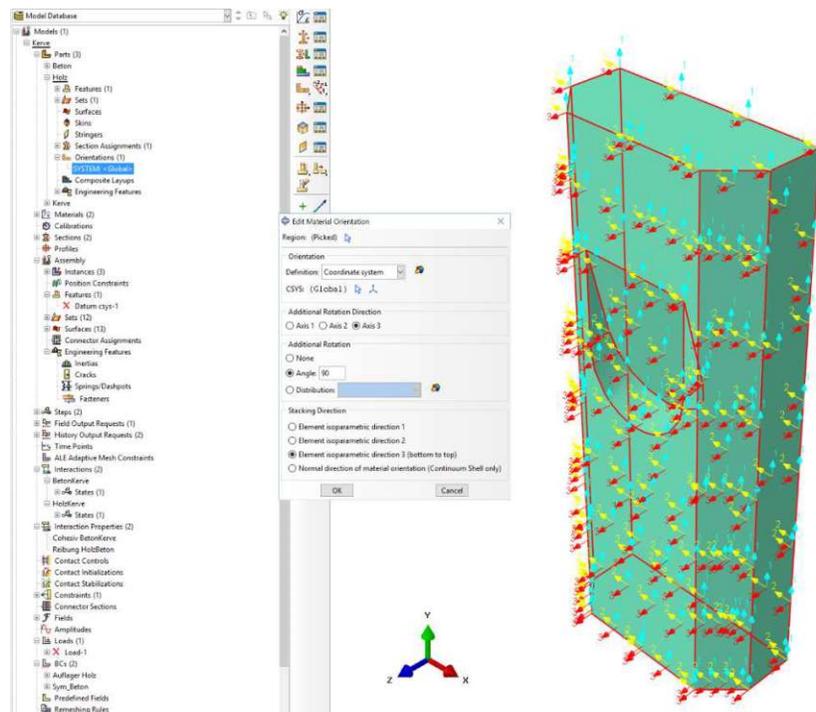


Abb. A.3-4: Einstellung des Koordinatensystems für richtungsabhängige Materialien (Dassault Systèmes, 2022)

Bei den richtungsabhängigen Materialien ist es wichtig, dass die Eingabe mit der Orientierung, also dem Koordinatensystem übereinstimmt. Dies kann unter dem Reiter „Orientations“ bearbeitet und gegeben falls wie in Abb. A.3-4 eingestellt werden.

A.3.1.3. MODUL ASSEMBLY

Über die Unterfunktion „Instances“ in dem Modul „Assembly“ können die einzelnen „Parts“, denen bereits die Eigenschaften zugeordnet wurde, zu dem gesamten Prüfkörper zusammengefügt werden. Unter dem Reiter „Instance“ der Menüleiste können die Geometrien bewegt und entsprechend angeordnet werden.

Für ein besseres Handhabung und eine genauere Darstellung der Schnittstellen kann unter dem Reiter „View – Assembly Display Options – Instances“ die einzelnen „Parts“ ein – bzw. ausgeblendet werden.

A.3.1.4. MODUL STEPS

Im Modul Step werden beliebig viele „Steps“ festgelegt. Jeder einzelne „Step“ steht für eine Belastung auf das System oder eine Veränderung der Randbedingungen. Der „Step“ „Inital“ (Auflagerrandbedingungen) ist im Programm vordefiniert.

Bei der Erstellung eines Steps kann der „procedur type“, zu Deutsch die Verfahrens- bzw. Berechnungsart ausgewählt, werden. Typischerweise wird „Static, General“ oder „Dynamic, Explicit“ (vor allem für dynamische Belastungen) gewählt.

Das Anstellen der Funktion „Nlgeom“ wirkt sich maßgebend auf die gesamte Berechnungsweise von Abaqus aus. Dadurch verändern sich die Codes die im Hintergrund in Abaqus mitlaufen. Die Berechnungsmethoden werden von linear auf nichtlinear gestellt. Durch das Einbeziehen der nichtlinearen Parameter benötigt das Programm viel mehr Rechenleistung.

Unter dem Reiter „Incrementation“ können noch weitere Einstellungen getroffen werden.

Die „Initial Increment size“ gibt die schrittweise Distanz von einem Gleichgewichtszustand zum Nächsten an. Mit der Anzahl der Zeitschritte muss auch die maximale Anzahl an Inkrementen unter „Maximum number of increments“ erhöht werden.

Die Ausgabe der Ergebnisse wird in diesem Modul unter dem Reiter „Field Output Request“ gewählt. Für das bearbeitete Modell werden Spannungen (stress), Dehnungen (strain) und Verschiebungen (displacement) ausgegeben. Es sollten nur die wirklich benötigten Ausgaben gewählt werden, dadurch kann einiges an Rechenzeit eingespart werden.

Selbiges gilt für den Reiter „Histry Output Request“. Für eine gewünschte Last-Verschiebungs-Kurve wird hier die Verschiebung U2 und die Reaktionskraft RF2 an der Betonoberfläche angesetzt.

A.3.1.5. MODUL INTERACTIONS

Dieses Unterkapitel behandelt die wichtigsten Punkte die bei Modellbildungen auf Kontakt in Abaqus zu beachten sind.

- **„Master“ und „slave“ Flächen**

Um eine Masteroberfläche zu bestimmen, ist dabei nachfolgende Reihung zu beachten:

- 1) Steifigkeit der Körper
- 2) Größe der Oberfläche
- 3) Größe der Netzgenerierung

- **Sliding Formulation**

Hierbei handelt es sich um Tracking-Ansätze, um die korrelierten Knoten vom „slave“- zur „master“-Oberfläche zu finden.

finite sliding: wird meistens eingesetzt

small sliding: für kleine Deformationen, kann bei komplexen Kontaktaufgaben hilfreich sein für Konvergenz der Simulation;

- **Discredation methode**

Meistens „Surface to Surface“ (STS) da es eine höhere Genauigkeit als „Node-to-Surface“ liefert.

- **Contact/Interaction property**

Dieser Punkt ist essentiell um die Art des Kontakts zu spezifizieren. Die wichtigsten Auswahlmöglichkeiten sind:

- o Normal Behavior
- o Tangential Behavior
- o Cohesive Behavior
- o Damage

A.3.1.6. LOAD

Das Modul „Load“ dient der Festlegung aller Auflagerreaktionen und Belastungen (Randbedingungen). Simulationen bei denen die Grenzlasten noch unbekannt sind ist dies, typisch. Die Ergebnisse weichen bei den unterschiedlichen Belastungsfällen Verschiebung oder Druck nicht ab. Die zeitliche Aufbringung der Verschiebung erfolgt über eine Amplitude.

A.3.1.7. MODUL MESH

Im Modul Mesh können die Element-Typen ausgewählt werden. Die Form der Elemente (Hexahedron, Wedge oder Tetrahedron), sowie die Art der Berechnung ob linear oder quadratisch gerechnet werden soll, ist anzugeben. Die quadratische Berechnung besitzt kompliziertere Formfunktionen. Sie weist dadurch eine höhere Genauigkeit, bei gleichbleibender Anzahl an Elementen auf. Der Nachteil ist eine höheren Rechenzeit.

A.3.1.8. MODUL JOB

Ein wichtiger Hinweis zur Verkürzung der Rechenzeit nennt sich „Prozessor Parallelization“. Dabei werden mehrere Prozessoren zusammengeschlossen. Der in Auftrag gegebene Job wird in die jeweilige Anzahl an Prozessoren geteilt und kann schneller berechnet werden. Zuerst muss die Anzahl der zur Verfügung stehenden Kern-Prozessoren ermittelt werden. Bei Windows Geräten ist dies unter Task-Manager → Leistung → Kerne zu finden.

Anschließend kann bei der Erstellung eines Jobs im Programm Abaqus in dem Reiter „Parallelization“, unter „use multiple processors“, die Anzahl der zuvor ermittelten Kerne erhöht werden. In Abb. A.3-5 wird die Vorgehensweise veranschaulicht.

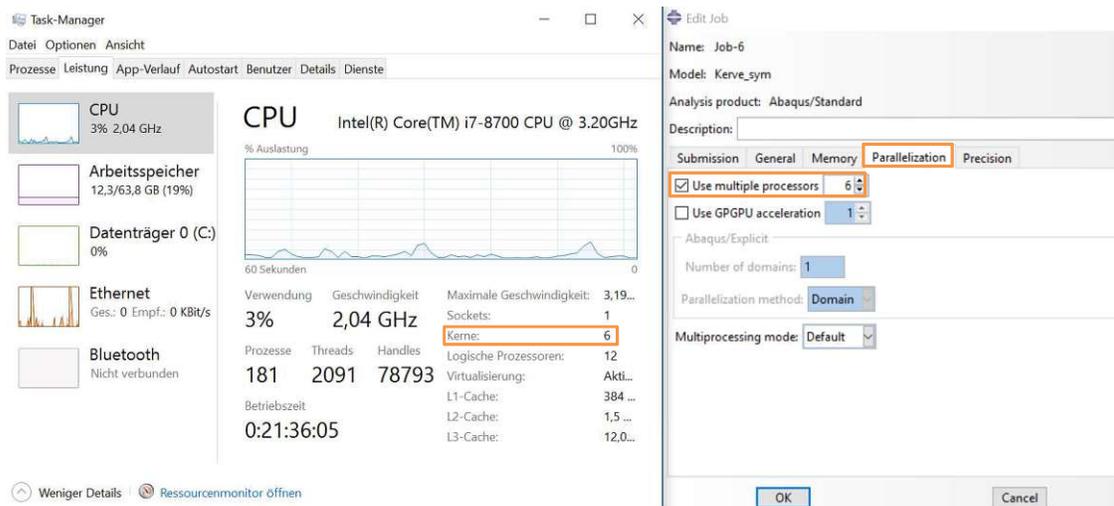


Abb. A.3-5: Erhöhung der Rechenleistung durch Zusammenschaltung der Prozessoren

A.3.1.9. MODUL VISUALIZATION

Einstellungen zur Darstellung der Legende und den Zusatzinformationen können unter dem Reiter „Viewport“ – „Viewport Annotation Options“ reguliert werden. In „Options“ – „Contour“ – „Contour Plot Options“ wird die optische Darstellung der Ergebnisse mit Farbverläufen, sowie die Ausgabe der Limiten (Min Max) festgelegt.

Ein weiteres Feature unter Optionen ist „Common Options“, die Visualisierung der Körper. Hier wird die Einstellung des Mesh („Exterior Edges“) und die Ausgabe der Kanten gesteuert. In diesem Projekt wurde „Feature edges“ ausgewählt, die einzelnen Schichten werden damit besser erkennbar.

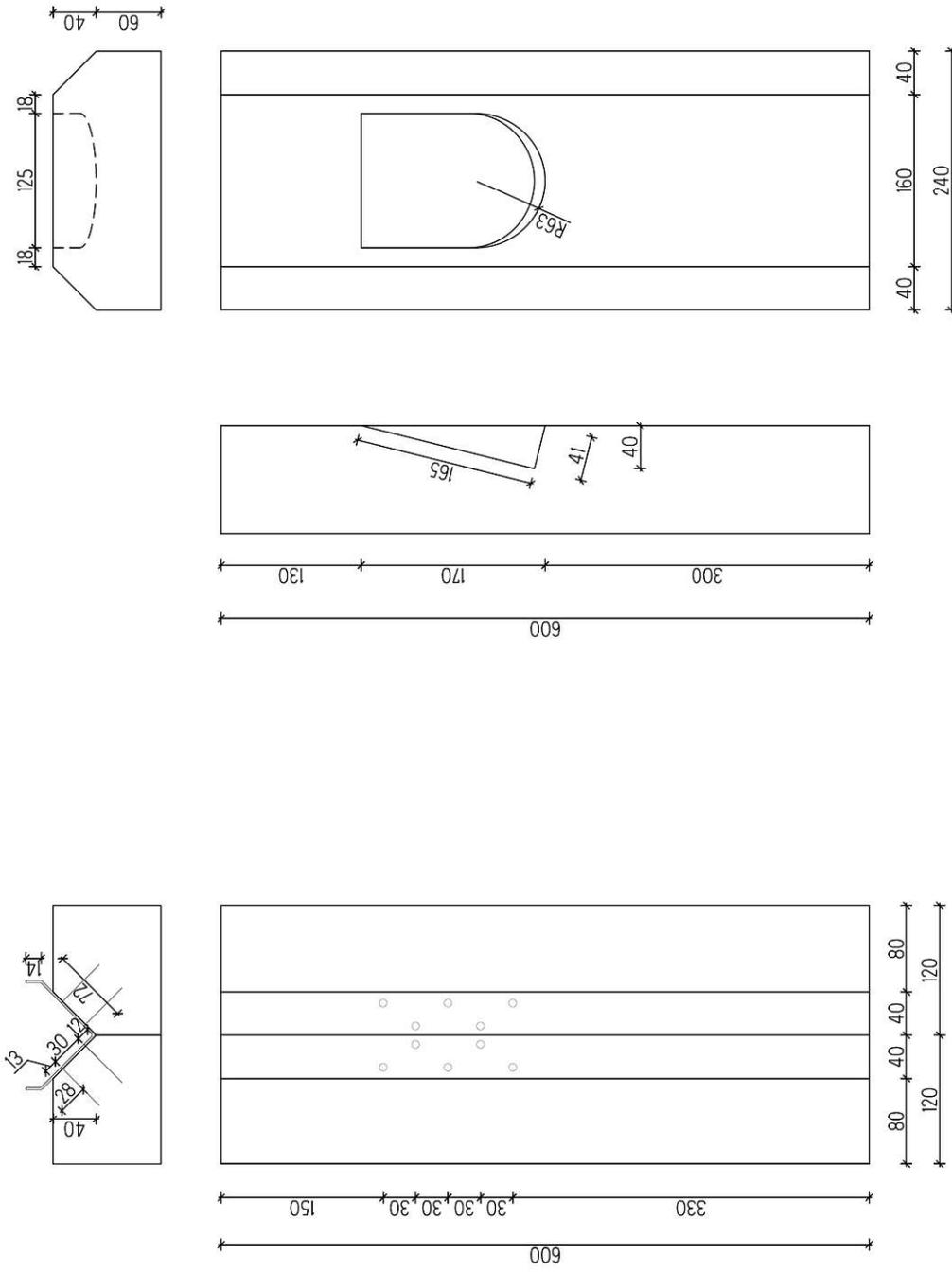


Abb. A.3-6: Geometrie Probekörper