

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



DIPLOMARBEIT
Master's Thesis

Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. DDr. Elemer Bölskey

und

Ass.Prof.Dipl.-Ing.Dr.-techn. Heinrich Bruckner

E 206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ernst Edelhart Kirchmayer

0526243

Dr.Arthur Lemischstraße 46
9300 St.Veit an der Glan

Wien, am

.....

Danksagung

Für das Gelingen dieser Diplomarbeit möchte ich mich beim Institut für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit, allen voran bei Ao.Univ.Prof. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. DDR. Elemer Bölskey bedanken. Ein besonders herzlicher Dank gilt meinem Diplomarbeitbetreuer Ass.Prof. Dipl.-Ing.Dr.-techn. Heinrich Bruckner. Im Rahmen des Forschungsprojektes „Weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspanbeton-Verbundbauweise“ hat er es mir ermöglicht, umfassende Versuche für diese Arbeit durchzuführen. Ohne sein persönliches Engagement bei den Versuchen, aber auch seine Unterstützung beim Verfassen dieser Arbeit wäre es nicht möglich gewesen, diese Arbeit in relativ kurzer Zeit durchzuführen und zu verfassen. Weiters möchte ich mich sehr herzlich bei Herrn Ing. Hubert Mayerhofer für die tatkräftige Hilfe bei der Herstellung und Durchführung aller Versuche bedanken. Für die motivierenden Worte bei der Erstellung dieser Arbeit und die Durchsicht aller Kapitel nach der Fertigstellung bedanke ich mich bei meiner lieben Vera.

Neben der Diplomprüfung stellt diese Diplomarbeit auch für mich die Beendigung meines Studiums dar. Daher möchte ich an dieser Stelle auch jenen Dank sagen, die zum positiven Abschluss meines Studiums beigetragen haben.

Für die primäre Finanzierung meines Studiums und speziell meinen Studienaufenthalt im Vereinigten Königreich bedanke ich mich bei der Republik Österreich und damit beim österreichischen Steuerzahler. In wirtschaftlich schwierigen Zeiten ist es nicht selbstverständlich, ein Studium in einem wunderbaren Land wie Österreich sowie einen Auslandsaufenthalt von neun Monaten fast zur Gänze finanziert zu bekommen.

Großer Dank im Bezug auf den studentischen Erfolg und die Meisterung der wesentlichen Hürden des Bauingenieurstudiums gebührt meinem Freund, Kollegen und Kameraden Gusti. Mit viel Humor und gegenseitiger Hilfe konnten wir die intensiven Lernzeiten vor den Prüfungen gemeinsam durchstehen und uns Schritt für Schritt unserem Ziel nähern.

Die besten, schönsten und lustigsten Erinnerungen an diesen Lebensabschnitt werden sich wohl nicht an diverse Prüfungen richten, sondern eher an die berühmte Studenten(frei)zeit. Für die vielen unterhaltsamen und kulinarisch bildenden Abende am Studienort bedanke ich mich beim Kochstammtisch. Besonders bedanke ich mich bei meinem Freund, Kameraden, Waidkameraden und Wohnungskollegen Gregor. Außer einigen Unterlassungssünden dürfen wir beide auf eine schöne und lustige Zeit bei unzähligen studentischen Feiern und auf der Jagd in Wien und Kärnten zurückblicken. Allen Freunden und Verwandten, die im Vorigen nicht persönlich erwähnt wurden, spreche ich ebenfalls ein herzliches DANKE aus.

Für die sorgenfreie Jugend und den Weg zur Selbständigkeit während der Schulzeit sowie während des Studiums bedanke ich bei meinen Eltern. Sie haben den Grundstein für meine gesamte Ausbildung gelegt und nie daran gezweifelt, dass Bildung die langfristig sicherste "Investition" ist. Danke PAPA, danke MAMA.

Kurzfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspanbeton-Verbundbauweise“, gefördert durch die österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), übernahm das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der TU-Wien die wissenschaftliche Leitung. Für die Durchführung und Auswertung von Material- und Bauteilversuchen wurde das Institut für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit beauftragt.

Mit dem Ziel, für den seit Jahren bekannten Werkstoff Holzbeton (Holzspanbeton) weitere Anwendungsmöglichkeiten zu finden, sollten dazu umfassende Untersuchungen durchgeführt werden. Konkretes Ziel des Projektes ist, den genannten Werkstoff für ein tragendes Flachdeckensystem einzusetzen. Dabei wird Holzspanbeton als Zwischenschicht eines “Sandwichquerschnittes” aus Holz und Beton eingesetzt, um das Gewicht der Gesamtkonstruktion zu reduzieren. Daher stellt sich für diese neue Entwicklung die Frage, ob ein Verbund durch diese “weiche” Zwischenschicht überhaupt möglich ist.

Aus diesem Grund wurde bereits durch das ITI eine Diplomarbeit mit umfassenden Scher- und Plattenversuchen durchgeführt. Ziel der vorliegenden Arbeit war es, einen weiteren Beitrag zur Entwicklung dieses Flachdeckensystems zu leisten. Dazu wurden vom Verfasser weitere Scherversuche und Biegeversuche mit Plattenstreifen unterschiedlicher Länge (also Spannweite) durchgeführt. Die genannten Versuche sollen einen Aufschluss über das Verbundverhalten und damit über das Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Aufbauten und Verbindungsmittel geben.

Am Beginn dieser Arbeit werden die für die Versuche verwendeten Materialien, sowie einige Verbundsysteme beschrieben. In weiterer Folge wird dann die Herstellung und Durchführung der Vorversuche und Hauptversuche (Biegeversuche) sowie deren Ergebnisse erläutert. Am Ende der Arbeit werden noch einige Vergleichsberechnungen zu den durchgeführten Versuchen angesetzt.

Durch die Versuche und den durchgeführten Vergleichsberechnungen konnte gezeigt werden, dass es mit den angedachten Aufbauten möglich, ist im Wohnbau übliche Lasten aufzunehmen. Mit der Verwendung von Holzschrauben oder der vollflächigen Verklebung zwischen der Holz und Holzbetonschicht, konnte eine gute Verbundwirkung und damit ein gutes Tragverhalten erzielt werden.

Abstract

The research project „Weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspan-beton-Verbundbauweise“ is supported by the Austrian Research Promotion Agency (FFG). The Institute of Architectural Sciences - Structural Design and Timber Engineering was entrusted with the scientific management. Moreover, the Institute of Building Construction and Technology is responsible for all material tests und component examinations.

The objective is to find new applications for the well known material “wood-concrete”. The main goal is to apply this material into a flat slab. Therefore a wood concrete layer should be embedded in a normal timber-concrete composite slab like the middle part of a “sandwich” cross section. The main advantage of this new construction is to save some weight. Consequently, the fundamental question is: Is it possible to achieve a stiff connection with a weak layer, such as wood-concrete, between the concrete and the timber parts?

For this reason, some shear tests and some bending tests were already done by a graduate student at the Department of Architectural Sciences. In addition to those experiments, for this master’s thesis several further shear and bending tests were done by the writer. The eperiments shall give information about the connection, the failure and the deflection behaviour of different constructions.

The paper starts with a describtion of the materials used for the tests aswell as some common composite structures. Furthermore it is commented on the production of the test elements and the tests with their results. At the end of this paper the results of the tests are compared with results of the calculations.

With the calculations it was possible to demonstrate that some of the planned structures are suitable for slabs in residential buildings. The planned structure is able to carry common loads for normal use. Screws and glues achieve a good connection between the timber and the wood-concrete layer. As a result, the behaviour of a screwed or a glued structure in case of bearing capacity is suitable.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Grundlagen	4
2.1	System	4
2.2	Materialien	5
2.2.1	Brettsperrholz (BSP)	6
2.2.2	Selbstverdichtender Beton (SVB)	9
2.2.3	Holzbeton	15
2.3	Verbundbau	25
2.3.1	Holz-Holz Verbundbau	26
2.3.2	Stahl-Beton Verbundbau [16]	27
2.3.3	Holz-Beton Verbundbau (HBV)	30
2.4	Berechnungsmethode [13]	37
3	Vorversuche und Versuchsplanung	41
3.1	Vorversuche - <i>Schernberger</i> [19]	41
3.1.1	Würfeldruckfestigkeit von Holzbeton (<i>Agreslith</i>)	41
3.1.2	Biegezugfestigkeit von Holzbeton	41
3.1.3	Scherversuche	43
3.1.4	Plattenversuche	46
3.2	Durchgeführte Vorversuche	50
3.2.1	Scherversuch - CLT mit Lattung	51
3.2.2	Scherversuch - CLT mit <i>Velox</i> verschraubt	53
3.2.3	Scherversuch - CLT mit <i>Velox</i> verschraubt (mit Klemmband)	54
3.3	Versuchsplanung	55
3.3.1	Versuchsaufbau 1 und 2	56
3.3.2	Versuchsaufbau 3 und 4	57
3.3.3	Versuchsaufbau 5	58
3.3.4	Versuchsaufbau 6 und 7	58
3.3.5	Zusammenfassung aller Versuchsvarianten	59
4	Hauptversuche und Versuchsauswertung	61
4.1	Herstellung der Versuchskörper	61
4.2	Versuchsdurchführung und Auswertung	65
4.2.1	Hauptversuch 0 - CLT lose	69
4.2.2	Hauptversuch 1 - voll verschraubt	70
4.2.3	Hauptversuch 2 - teilweise verschraubt	72
4.2.4	Hauptversuch 3 - ohne Verbund	73
4.2.5	Hauptversuch 4 - Kunststoffmatte	75
4.2.6	Hauptversuch 5 - verklebt	75
4.2.7	Hauptversuch 6 - Holzbeton-16 Latten	78

4.2.8	Hauptversuch 7 - Holzbeton - 8 Latten	80
4.3	Diskussion der Ergebnisse	82
4.4	Großversuche	89
5	Vergleichsrechnungen	93
5.1	γ - Verfahren	93
5.2	Vergleichsrechnung Traglastzustand	95
5.3	Rechnerische Traglast eines Stahlbetondeckenstreifens	97
6	Zusammenfassung und Ausblick	99
	Literatur	107

1 Einleitung

Motivation oder Hintergrund

Diese Arbeit entstand im Rahmen eines geförderten Forschungsprojektes der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG). Der Titel des Projektes lautet „Weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspanbeton-Verbundbauweise“. Das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau hat die Koordination und wissenschaftlichen Leitung inne und beauftragte das Institut für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit mit der Durchführung und Auswertung von Material und Bauteilversuchen.

Ziel ist, für den seit Jahrzehnten bekannten Holzbeton in einem tragenden Deckensystem eine weitere Anwendung zu finden. Dieser unter mehreren Namen wie z.B. Holzspanbeton bekannten Werkstoff wird bereits sehr erfolgreich im Hochbau als Mantelbetonstein oder in Form von Mantelbetonplatten eingesetzt.

Der Grundgedanke des Projekts geht aus der Sanierung von Gründerzeithäusern in Wien hervor. Der Ausbau dieser Altbauten wurde durch behördliche Auflagen im statisch-konstruktiven Bereich erheblich eingeschränkt, da die für einen Ausbau notwendigen zusätzlichen Lasten vor allem Probleme beim Erdbebennachweis bereiten. Der in der Sanierung angewendete Verbund zwischen einer bestehenden Dippelbaumdecke und einer aufgetragenen Ortbetonschicht funktioniert zwar problemlos, jedoch muss, um den schallschutztechnischen Auflagen gerecht zu werden, ein entsprechender Fußbodenaufbau aufgebracht werden. Sanierte Deckensysteme in dieser Bauweise erreichen Stärken von rund 42 cm und eine flächenbezogene Masse von über 400 kg/m². Um hier Masse und Höhe einzusparen, wird versucht, flachere und vor allem leichtere Systeme zu erforschen [19].

Holzspanbeton kann nicht nur bei der Sanierung von alten Dippelbaumdecken die gewichts- und schubbeanspruchte Zwischenschicht darstellen, sondern auch im Neubau. In Kombination mit Brettsperrholzelementen (CLT) könnte eine vorgefertigte und bereits verbundene Holzspanbetonschicht als verlorene Schalung mit aufgetragtem Ortbeton wirken. Wesentlicher Vorteil wäre die Einsparung von Unterstützungen für den nichttragenden Frischbeton. Ähnliches wird im Massivbau durch die Verwendung von Elementdecken bereits seit Jahren erfolgreich angewendet. Die beiden Materialien Holz und Beton könnten wie im konventionellen Verbundbau durch den Einsatz entsprechend ihrer Materialeigenschaften (Holz auf Zug, Beton auf Druck), optimal eingesetzt werden. Die Aufgabe der Holzbetonzwischenschicht wäre es, die durch die Wirkung von Druck und Zug entstehenden Schubkräfte zu übertragen.

Im vergangenen Jahr wurde durch das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau bereits eine Diplomarbeit von *Schernberger K.* zum Thema „Holzspanbeton-Verbunddecken“ durchgeführt. Der Untertitel seiner Arbeit lautete „Übersicht bestehender Ansätze sowie Entwicklung und Versuche mit handelsüblichen Holzspänen“ [19]. Dazu wurden von ihm umfassende Versuche im Labor des Instituts für Hochbau und Technologie gemacht.

Schernberger hat einen Überblick über bereits bestehende Holz-Beton-Verbundsysteme gegeben um eine Grundlage für die Verwendung von Holzspanbeton und Selbstverdichtendem Beton (SVB) bei Holzdeckensanierungen zu schaffen. Neben einer ausführlichen Literaturrecherche zu den Themen historische Deckenkonstruktionen, Deckensanierungen und Holzspanbeton, wurden von ihm Versuche durchgeführt (Versuche zur Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit von Holzspanbeton und Selbstverdichtendem Beton). Um das Verbundverhalten zwischen Holzbeton und Brettsper Holz beschreiben zu können, wurden mehrere Scherversuche von ihm durchgeführt. Des Weiteren wurden mehrere Plattenversuche mit verschiedenen Aufbauten geprüft und ausgewertet. Neben einem zweischichtigen Aufbau aus CLT und Ortholzbeton testete er einen 3-schichtigen Aufbau aus CLT, Holzspandämmplatte und SVB [19].

Eine der wesentlichen Erkenntnisse aus den Plattenversuchen ist, dass der Verbund zwischen der Beton und der Holzspandämmplatte außerordentlich gut funktioniert. Die hierfür verwendete Holzspan-Dämmplatte stammt von der Firma *VELOX*. Die Produkte des Kärntner Unternehmens werden bereits seit Jahren sehr erfolgreich für Elemente im Hochbau in Mantelbetonauweise eingesetzt. Als schwaches Glied stellte sich bei den Versuchen von *Schernberger* die Verbundfuge zwischen den beiden Schichten Holzspanbeton und Brettsper Holz heraus. Zum Schubverhalten der Holzbetonschicht wurden von ihm keine konkreten Aussagen gemacht.

Geplanter Untersuchungsrahmen

Hauptfokus der vorliegenden Arbeit soll sein, mittels weiterer Versuche einen Beitrag zur Entwicklung der "weitgespannten Flachdeckensysteme in Holzspanbeton-Verbundbauweise" zu leisten. Dazu soll der Schwerpunkt auf die Beschreibung des Versagensmechanismus bei den durchgeführten Plattenversuchen gelegt werden, um in weiterer Folge eine Optimierung zu erreichen.

Hierzu dienen neben den bereits dokumentierten und ausgewerteten Versuchen von *Schernberger* eine Reihe von Vorversuchen als Grundlage der Versuchsplanung für weitere Hauptversuche. Bei den Vorversuchen soll vor allem das Verformungsverhalten, also die Verschiebung, in der Verbundfuge mit metallischen Verbindungsmittel (Schrauben) untersucht werden. Aufgrund der maschinellen Gegebenheiten werden für die Hauptversuche, wie bei den Untersuchungen von *Schernberger*, 3-Punkt Biegeversuche durchgeführt. Dazu sollen Plattenstreifen mit 3-schichtigen Aufbauten aus Selbstverdichtendem Beton, Holzspanbeton (in Form von fertigen Bauplatten und als Ortbeton) und Brettsper Holz (ebenfalls 3-schichtig) hergestellt werden. Mit den Erkenntnissen aus mehreren Versuchen verschiedenster Aufbauten ($l = 2, 5 m$) sollen anschließend Großversuche ($l = 5 m$) mit den am besten funktionierenden Konstruktionen hergestellt und geprüft werden.

Alle notwendigen Arbeiten zur Herstellung der Probekörper sowie die Durchführung der Versuche werden im Labor des Instituts für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit in der Adolf-Blamauergasse 1-3 in 1030 Wien durchgeführt. Die geplanten Vorversuche und

Hauptversuche werden in weiterer Folge ausführlich im Kapitel 3.3 erläutert.

Aus den angeführten Fakten und Gedanken ergeben sich für diese Arbeit folgende Fragestellungen und Ziele:

- Beschreibung des Verbundverhaltens, insbesondere in der unteren Verbundfuge.
- Welche Verbundmittel eignen sich?
- Ist es möglich einen starren Verbund zu erhalten?
- Nachvollziehen und Beschreiben des Tragverhaltens und des Versagensmechanismus!
- Schubverhalten der Holzspan-Dämmplatte (Firma *VELOX*)?
- Unterscheidet sich das Tragverhalten (Schubverhalten) des verwendeten Ort-Holzspan-betons von dem der vorgefertigten Veloxplatten?
- Gibt es ein duktileres Verhalten?
- Welches Berechnungsverfahren ist zulässig und liefert realistische Ergebnisse?
- Welche Anwendungsgrenzen der Materialien sind bei der Herstellung der Probekörper bzw. bei der Auswertung der Versuchsergebnisse erkennbar? (Welche Probleme treten bei der Verwendung der genannten Materialien auf?)

Am Beginn dieser Arbeit werden im Kapitel “Grundlagen” das grundsätzliche Verbundsystem, die verwendeten Materialien, der Verbundbau allgemein sowie ein mögliches Berechnungsverfahren beschrieben und erläutert.

Im Kapitel “Vorversuche und Versuchsplanung” werden die von *Schernberger* durchgeführten Versuche und Ergebnisse zusammengefasst und erläutert. Des Weiteren werden Vorversuche (Scherversuche) durchgeführt und die Ergebnisse dargestellt sowie präsentiert. Anschließend wird die Planung der Versuche in einem eigenen Kapitel erläutert.

Die Herstellung der Versuche, die Präsentation aller Ergebnisse und eine anschließende Diskussion sind im Kapitel “Hauptversuche und Versuchsauswertung” geplant.

2 Grundlagen

2.1 System

Aus den in der Einleitung erwähnten Gedanken ergibt sich folgendes System:

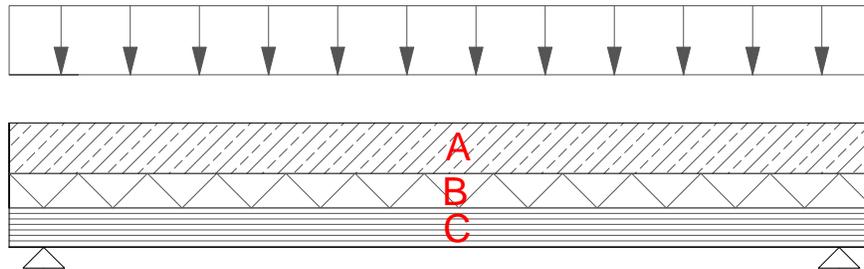


Abbildung 2.1: Systemskizze Holz-Holzbeton-Betonverbundquerschnitt

In Abbildung 2.1 ist das angedachte System eines “Sandwichquerschnittes” dargestellt. Die oberste Schicht (A) soll aus Selbstverdichtendem Beton hergestellt werden. Die als “Obergurt” wirkende Schicht soll bei einem einfeldrigen Flachdeckensystem die Drucknormalkräfte aufnehmen. Ein weiterer Vorteil durch die Verwendung von Beton wäre, dass sich dadurch ein verbesserter Schallschutz ergeben würde. Der Selbstverdichtende Beton hat die positiven Eigenschaften, dass nach Einbringen des Frischbetons keine weitere Nachbehandlung notwendig ist. Durch seine hervorragenden Fließeigenschaften kann der Frischbeton in die Hohlräume der angedachten Holzbetonzwischen­schicht eindringen und so einen Verbund durch flächige Verzahnung erreichen.

Eine Aussage über das Verbundverhalten in dieser Zwischenschicht wurde bereits durch die Arbeit von *Schernberger K.* getätigt. Die Ergebnisse seiner Arbeit werden im Kapitel 3.1 beschrieben und zeigten, dass diese Verzahnung sehr gut funktioniert.

Der Einbau von Holzbeton in der Mittelschicht (B) würde das Gewicht des Deckensystems erheblich reduzieren. Mit einer Dichte von durchschnittlich 550 kg/m^3 (Holzspan-Dämmplatte der Firma *Velox*) könnte im Vergleich zu Normalbeton an Gewicht eingespart werden. Des weiteren könnte man bei Architekten und Bauherren mit der Verwendung eines “ökologisch wertvollen” Baustoffs, der hauptsächlich aus Abfällen der Forst und Holzindustrie besteht, punkten. Aus statischer Sicht wäre die Hauptaufgabe dieser Holzbetonzwischen­schicht, die auftretenden Längsschubspannungen aufzunehmen. Ob die Festigkeiten dieses Materials dafür ausreichen, ist Teil der Fragestellung dieser Arbeit.

Die erwähnten Längsschubkräfte müssten auch in die darunter liegenden Verbundfuge übertragen werden. Dies stellte sich bei den Untersuchungen von *Schernberger K.* als eine der wesentlichen Kernpunkte für das Gesamttragsystem und das Verformungsverhalten heraus. Mit Hilfe von umfassenden Versuchen soll die Steifigkeit dieser Verbundfuge erhöht werden und nach einer geeigneten Verbindung bzw. geeigneten

Verbindungsmitgliedern gesucht werden. Dazu werden in dem Kapitel 2.3 einige gängige Verbundsysteme und deren Verbindungsmittel beleuchtet.

Für die in Abbildung 2.1 eingezeichnete unterste Schicht C soll der moderne und durchaus vielseitige Werkstoff Brettsperrholz (CLT) verwendet werden. Die Aufgabe dieser Schicht ist die Aufnahme der entstehenden Zugspannungen. Des Weiteren dient diese Schicht als "verlorene Schalung" und reduziert durch die Steifigkeit der Platte selbst die Anzahl von Unterstützungen, die für das Aufbringen des Frischbetons notwendig wären. Bei einer Verwendung von fertigen Holzspanplatten könnten angedachte Elemente aus bereits verbundenen CLT und Holzbetonplatten im Werk vorbereitet und an der Baustelle relativ schnell montiert werden. Sofern vom Brandschutz her nicht anders erforderlich, können die Brettsperrholzelemente auch gleich als Untersicht dienen.

Alle drei erwähnten Materialien sind im folgenden Kapitel 2.2 erläutert.

Vergleich Massen

Im Folgenden wird ein Vergleich der Massen von 3 verschiedenen Bauteilen angesetzt. Dazu wird das Eigengewicht der Konstruktionen für den bei den Versuchen verwendeten Aufbau mit einer Stahlbetondecke und einer Holzdecke gleicher Dicke verglichen.

Die Aufstellung der Massen ist in Tabelle 1 angeführt. Man kann erkennen, dass die untersuchte Verbundlösung fast um die Hälfte weniger Masse hat als eine konventionelle Stahlbetondecke. Das Eigengewicht der angenommenen Holzdecke liegt deutlich darunter.

Tabelle 1: Vergleich der Massen für drei Deckensysteme

Holz-Holzbeton-Betonverbund				Stahlbeton				Holz			
Schicht	Dicke	Dichte	Flächenbezogene Masse	Schicht	Dicke	Dichte	Flächenbezogene Masse	Schicht	Dicke	Dichte	Flächenbezogene Masse
	[cm]	[kg/m ³]	[kg/m ²]		[cm]	[kg/m ³]	[kg/m ²]		[cm]	[kg/m ³]	[kg/m ²]
Beton	7,3	2400	175,2	Stahlbeton	18	2500	450	HOLZ / CLT	18	500	90
Veloxplatte	5,0	560	28,0								
CLT	5,7	500	28,5								
	18,0		231,7		18,0		450,0		18,0		90,0

2.2 Materialien

Im folgenden Unterkapitel werden die drei für die Hauptversuche verwendeten Materialien beschrieben. Diese sind:

- Brettsperrholz (BSP)
- Selbtsverdichtender Beton (SVB)
- Holz(span)beton.

2.2.1 Brettsperrholz (BSP)

Brettsperrholz (Abk.: BSP) ist ein flächiges Holzprodukt aus mindestens drei rechtwinklig zueinander verleimten Schichten (Brettlagen). Für die Baupraxis finden hauptsächlich 3-schichtige, 5-schichtige (Abbildung 2.2) und 7-schichtige Platten Anwendung. Die aus Nadelholz bestehenden Brettlagen können vor allem durch die Verwendung von Längsverbindungen (Keilzinken) in beliebigen Größen hergestellt werden.



Abbildung 2.2: 5-schichtige Brettsperrholzplatte [15]

Neben der deutschen Bezeichnung “Brettsperrholz” finden sich auch weitere Produktbezeichnungen wie:

- Kreuzlagenholz (KLH)
- Cross Laminated Timber (CLT oder X-Lam)
- Dickholz.

Brettsperrholzkonstruktionen zählen zu den Massivholzbauweisen. Dieses moderne Holzprodukt kann in sehr großen Abmessungen hergestellt werden und ist daher für alle tragende Bauteile (Decken, Wand und Dachtafeln) geeignet. Je nach Hersteller werden Dicken von 57 bis 300 mm, Breiten bis zu 4 Metern und Längen bis zu 20 Metern hergestellt.

Brettsperrholz ist nun seit über 20 Jahren in Verwendung und die wachsende Zahl an Produktionsstätten zeigt deutlich die Attraktivität dieser Holzbauweise [24]. In Österreich wird Brettsperrholz durch bekannte Holzindustriebetriebe wie *Stora Enso Timber*, *Mayr-Melnhof Kaufmann*, *KLH Massivholz*, *Binderholz Bausysteme*, *Haslacher Norica Timber* etc. hergestellt.

Die Vorteile von Brettsperrholz sind:

- witterungsunabhängige Produktion
- hoher Vorfertigungsgrad (durch maschinellen, meist CAD-unterstützten Abbund)
- trockene Bauteile (kein Feuchteintrag in das Bauwerk)

- geringe Bauteilhöhen durch zweiachsigen Lastabtragung
- Punktlagerung durch zweiachsigen Lastabtragung möglich
- Verwendung als Platte und Scheibe
- Deckschichten für Brandschutz oder Schallschutz sind möglich
- Passgenauheit durch geringe Quell- und Schwindverformungen (kreuzweise Verleimung)
- Einschränkungen in den Abmessung ergeben sich durch die Herstellung und den Transport
- geringe Wärmeleitfähigkeit im Vergleich zu anderen Massivbauweisen
- keine Probleme bei Befestigung von Lampen oder Möbeln in Innenraum.

Bei der Produktion von Brettsperrholz wird neben Fichte auch Tanne, Kiefer, Lärche oder Douglasie verwendet. Die Bretter werden zunächst auf eine Holzfeuchte von $12\% \pm 2\%$ oder darunter getrocknet. Darauf folgt die visuelle oder maschinelle Festigkeitssortierung der Brettlamellen. Festigkeitsmindernde Bereiche wie zum Beispiel größere Äste, können dann, falls nötig, ausgekappt werden und Längstöße gegebenenfalls mittels Keilzinkenverbindung wieder hergestellt werden. Anschließend werden die Bretter auf die gewünschte Dicke gehobelt oder geschliffen und dann im Pressbett mit dem Klebstoff versehen. Als Klebstoff wird Polyurethan-Kleber (PUR) oder Melamin-Harnstoff-Formaldehyd-Harz (MUF) verwendet. Der Pressdruck wird hydraulisch mittels mehrerer Stempel aufgebracht. Der Abbund erfolgt dann meist CNC-gesteuert im Werk.

Brettsperrholzplatten werden als tragende Wand-, Decken und Dachbauteile beim Bau von Einfamilienhäusern bis hin zu mehrgeschossigen Wohnbauten verwendet. Weitere Einsatzgebiete liegen im Gewerbe-, Industrie- und Brückenbau. Aus statischer Sicht kann man die Anwendung wie folgt unterscheiden:

- Verwendung als Platte
- Verwendung als Scheibe
- Verwendung als Schale.

Bei der Verwendung von Brettsperrholz als Platte erfolgt der Lastabtrag primär über die Brettlagen, die parallel zur Spanrichtung verlaufen. Für eine Berechnung kann man hier eine Brettsperrholzplatte als einachsig gespannten Plattenstreifen betrachten. Dabei müssen die Schubverformungen (Rollschub) in den quer liegenden Schichten berücksichtigt werden. Der große Vorteil liegt jedoch in der zweiachsigen Lastabtragung von Brettsperrholz. Dadurch sind Punktstützungen (Stützen) und Auskragungen in Eckbereichen möglich.

Brettsperrholzelemente können durch ihre kreuzweise Verleimung auch als Scheibenelemente eingesetzt werden. Dadurch können nicht nur Normalkräfte sondern auch Schubkräfte parallel zur Elementebene aufgenommen werden. Dies ermöglicht den Einsatz von Brettsperrholzscheiben als Biegeträger (zur Überbrückung großer Spannweiten), als aussteifende Wandscheibe und als aussteifende Deckenscheibe.

Zur Verwendung als Schale ist es möglich, gekrümmte oder gebogene Elemente zum Beispiel für Dächer herzustellen. Diese werden überwiegend auf Normalkraft und Biegung beansprucht.

Da Brettsperrholz zu 100% aus verleimten Vollholz besteht, ist die Dichte des Materials von der Holzart abhängig. Aufgrund des großen Angebots an Fichtenholz wird dieses auch für CLT meist verwendet und folglich liegt die Dichte dieses Werkstoff bei rund 480 kg/m^3 [15]. Das Quell und Schwindverhalten in Plattenebene wird vor allem durch die Verleimung quer zur Faser auf ein vernachlässigbares Maß reduziert. Quer zur Plattenebene gibt es eine Formänderung von rund 0,2% je Prozent Feuchteänderung. Die Wärmeleitfähigkeit λ ist ebenfalls von der Dichte des Werkstoffs und damit von deren Holzart abhängig, liegt jedoch meist bei ca. $0,13 \text{ W/mK}$. Die spezifische Wärmekapazität von Brettsperrholz beträgt rund $1,6 \text{ kJ/kgK}$.

Die Festigkeitseigenschaften der einzelnen Brettlagen entsprechen den Eigenschaften der verschiedenen Sortierklassen. In Tabelle 2 sind die Materialkennwerte der Sortierklasse (Festigkeitsklasse) S10 beispielhaft dargestellt. Die Besonderheit bei der Berech-

Tabelle 2: Festigkeitseigenschaften der Brettlamellen S10 von Brettsperrholz [15]

Eigenschaft		Zahlenwert
Festigkeitsklassen der Bretter		S10
E-Modul faserparallel • Für die Brettlagen faserparallel in Tragrichtung	E_{\parallel}	11000,00 [N / mm ²]
E-Modul rechtwinklig	E_{\perp}	370,00 [N / mm ²]
Schubmodul • Infolge Rollschubbeanspruchung	G_R	50,00 [N / mm ²]
Rollschub • Rollschubspannung der Querlagen	zul τ_R	0,45 [N / mm ²]
Biegung	zul σ_B	10,00 [N / mm ²]
Zug parallel • Für die Brettlagen faserparallel in Tragrichtung	zul $\sigma_{z,\parallel}$	7,00 [N / mm ²]
Zug rechtwinklig	zul $\sigma_{z,\perp}$	0,05 [N / mm ²]
Druck parallel • Für die Brettlagen in Faserrichtung	zul $\sigma_{d,\parallel}$	8,50 [N / mm ²]
Druck rechtwinklig • Bei unbedenklichen Eindrückungen ist eine Erhöhung um 20% erlaubt	zul $\sigma_{d,\perp}$	2,00 [N / mm ²]

nung von Brettsperrholz als Platte liegt wie bereits erwähnt darin, die schubweichen Querlagen zu berücksichtigen. Durch die geringe Schubsteifigkeit des Holzes quer zur Faser, dürfen die Verformungen aus Rollschubbeanspruchung nicht vernachlässigt werden. Als Rollschub wird die Schubbeanspruchung von Holz rechtwinklig zur Faserrichtung bezeichnet.

Daher werden von den Herstellern verschiedene Berechnungsverfahren wie zum Beispiel das γ -Verfahren oder das genauere Schubanalogie-Verfahren empfohlen. Das erstere ist auch in der gültigen Holzbaunorm Eurocode 5 (EN 1995-1-1) verankert. Des Weiteren gibt es die Möglichkeit, CLT-Bauteile mit FEM-Programmen zu berechnen. So wird beispielsweise von der *holz.bau forschungs gmbh* in Graz ein spezielles Programm mit dem Namen "CLTdesigner" angeboten.

2.2.2 Selbstverdichtender Beton (SVB)

„Selbstverdichtender Beton (SVB) ist ein besonders fließfähiger Beton, der alleine unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt, sich entlüftet und weitestgehend selbst nivelliert“ [23].

Mit Forschungen zu Selbstverdichtendem Beton bzw. seinen Vorläufern wurde schon vor 70 Jahren begonnen. In den USA wurden sogenannte Gussbetone eingebaut die ebenfalls fließfähig, selbstverdichtend und selbstnivellierend waren. Die Fließfähigkeit wurde mit hohen Wassergehalten (w/z-Werten) erreicht, dies verminderte jedoch die Dauerhaftigkeit des Betons. Des Weiteren wurden in den 1970er Jahren selbstverdichtende Fließbetone mit Hochleistungsbetonverflüssigern hergestellt. Diese konnten sich ebenfalls nicht durchsetzen [1].

Die Anfänge von Selbstverdichtendem Beton (im englischen Sprachgebrauch Self Compacting Concrete, SCC) wie wir ihn heute verstehen liegen jedoch nur 30 Jahre zurück. Eine der wesentlichen Problemstellungen der Forschungsarbeiten in den 1980er Jahren in Japan war die sorgfältige Verdichtung von Beton. Darum wurde ein Beton entwickelt der ohne zusätzlichen Energieeintrag (alleine durch das Eigengewicht) in alle Ecken der Schalung fließt und sich sogar bei engen Bewehrungsabständen selbstständig verdichtet. Die grundlegenden Arbeiten gehen auf *Okamura* zurück. Er hatte die Grundidee, dass die Gesteinskörnung durch den Mörtel in Schwebe gehalten werden müsse erneut aufgegriffen. Dies verwirklichte er durch geeignete Zusatzmittel und eine sehr präzise Sieblinienoptimierung [23, 1].

Wesentliche Vorteile dieser Technologie sind:

- Einsparung von Personal zum Verdichten des Betons
- gleichmäßige Betonqualität über den gesamten Querschnitt
- Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken
- problemsloser Einbau in komplizierte Schalungsformen
- Verkürzung der Bauzeiten durch hohe Einbauleistung
- geringere Lärmbelastung auf Baustellen.

Diesen Vorteilen stehen folgende Nachteile und Risiken gegenüber:

- höhere Dosierung von Zement, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln

- tendenziell größeres Schwinden.

Es werden folgende drei Arten von SVB unterscheiden. Dies sind :

- der Mehlkorntyp
- der Stabilisierertyp
- der Kombinationstyp.

Beim Mehlkorntyp werden die selbstverdichtenden Frischbetoneigenschaften durch einen erhöhten Mehlkornanteil erreicht. Der Stabilisiertyp erreicht seine Frischbetoneigenschaften durch stabilisierende Betonzusatzmittel. Der Kombinationstyp ist, wie der Name verrät, eine Kombination aus den beiden anderen Typen.

Der Mehlkorntyp ist der am meisten verwendete von den Dreien. Zum Stabilisierertyp und dem Kombinationstyp gibt es in der Literatur nur wenig Veröffentlichungen. Die im Folgenden beschriebenen Eigenschaften des Frisch- und Festbetons lehnen sich somit an den Mehlkorntyp an.

Eigenschaften des Frischbetons

Neben den Ausgangsstoffen die bei der Herstellung von Normalbeton (Rüttelbeton) erforderlich sind, werden bei Selbstverdichtenden Betonen Betonzusatzstoffe verwendet. Zu den im Mehlkornbereich üblichen Zementgehalten kommen Flugasche oder Kalksteinmehl hinzu. Andere mehlfeine Betonzusatzstoffe wie Hüttensand oder Silikastaub sind ebenfalls möglich. Somit setzt sich ein Selbstverdichtender Beton meist aus Wasser, Fließmittel, Zement, Kalksteinmehl oder Flugasche, feiner Gesteinskörnung ($\leq 2(4) \text{ mm}$) und grober Gesteinskörnung ($\leq 16 \text{ mm}$) zusammen.

Die wichtigste Eigenschaft des Frischbetons ist seine extrem hohe **Fließfähigkeit**. Weitere wichtige Eigenschaften des Frischbetons sind die **Viskosität**, die **Sedimentationsstabilität** und eine **geringe Blockierneigung**.

Die Fließfähigkeit und die Viskosität werden primär durch ein perfekt abgestimmtes Verhältnis von Mehlkorn, Wasser und Fließmittel sowie durch einen deutlich reduzierten Grobkorngehalt erreicht. Erhöhter Mehlkorngehalt (Zement und Kalksteinmehl/Flugasche) wirkt sich positiv auf das Fließverhalten aus. Erhöhte Wasserzugabe führt ebenfalls zur Erhöhung des Fließvermögens, kann aber gleichzeitig zur Sedimentation (Entmischen) führen und Separation hervorrufen. Die Wasserzugabe sollte so bemessen sein, dass sie genau dem Wasseranspruch des Mehlkorns entspricht und die Oberfläche gerade benetzt. Daher wird die Fließfähigkeit vorrangig durch den Einsatz von Fließmittel gesteuert. Hierfür wird als Wirkstoff meist Polycarboxylether (PCE) verwendet.

Als Zuschlagsstoffe können gebrochene und ungebrochene Gesteinskörnung verwendet werden. Um der Gefahr des Entmischens entgegenzuwirken, wird das Größtkorn meist mit 16 oder 20 mm begrenzt. Ungebrochene oder runde Kornformen begünstigen das Fließverhalten und wirken sich auch positiv auf die Blockierneigung aus [1, 21].

Um zufriedenstellende Ergebnisse im Hinblick auf die Eigenschaften des Frischbetons und des Festbetons zu bekommen, setzt *Okamura* ein Setzfließmaß von mindestens $650 \pm 50 \text{ mm}$ und eine Fließzeit von 10 bis 20 Sekunden voraus. Die von *Okamura* genannten Grenzen wurden inzwischen bereits ausgeweitet. Die Prüfverfahren zur Beschreibung dieser Frischbetoneigenschaften werden später erläutert. In Abbildung 2.3 ist das Verarbeitbarkeitsfenster von Selbstverdichtenden Beton dargestellt.

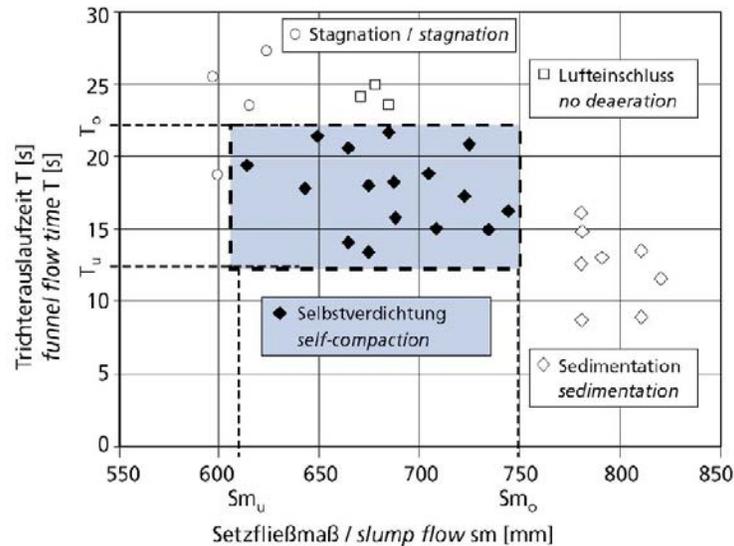


Abbildung 2.3: Reologische Eigenschaften eines SVB in Abhängigkeit von Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit mit Verarbeitbarkeitsfenster für Selbstverdichtung [1]

In Abbildung 2.3 ist auf der x-Achse das Setzfließmaß in Millimeter und auf der y-Achse die Trichterauslaufzeit in Sekunden dargestellt. Das Innere des Fensters stellt das Verarbeitbarkeitsfenster von Selbstverdichtenden Beton dar. Dieser Beton mit einem Setzfließmaß zwischen 600 und 750 mm und einer Trichterauslaufzeit zwischen 12 und 17 Sekunden ist ausreichend fließfähig und neigt nicht zum Entmischen. Außerhalb dieses Verarbeitbarkeitsfensters sind Betonzusammensetzungen dargestellt die zur Entmischung (Sedimentation) neigen, nicht ausreichend entlüften, oder nicht fließfähig genug sind [1]. Wie bereits erwähnt kann man, wenn sich die erforderlichen Frischbetoneigenschaften nicht einhalten lassen, mit geringfügiger Variation der Fließmitteldosierung kleine Korrekturen vornehmen.

Prüfverfahren am Frischbeton

Fließfähigkeit: Die Fließfähigkeit (Füllfähigkeit) von SVB wird mit dem Setzfließmaß (Slump-Flow-Test) bestimmt. Der Setztrichter mit einer Höhe von 30 cm , wird auf einen mattfeuchten Ausbreittisch gestellt (siehe Abbildung 2.4) und mit Beton gefüllt. Der untere Durchmesser des Setztrichters beträgt 20 , der obere 10 cm . Der Ausbreittisch besitzt eine quadratische Fläche von mindestens $90 * 90 \text{ cm}$. Danach wird der Trichter nach oben hin abgezogen, sodass sich der Beton lediglich

unter Einfluss der Schwerkraft ausbreitet. Das Setzfließmaß entspricht dann dem größten Durchmesser des Ausbreitkuchens. Wie in Abbildung 2.3 dargestellt soll hier für Selbstverdichtenden Beton ein Setzfließmaß von 650 bis 700 *mm* angestrebt werden. Dieses Verfahren ist sehr einfach und schnell durchführbar und wird daher nicht nur im Labor sondern auch auf der Baustelle angewendet.

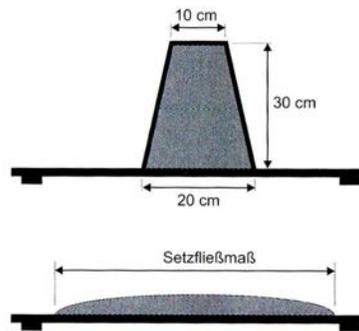


Abbildung 2.4: Setztrichter mit Ausbreittisch zur Bestimmung des Setzfließmaßes [21]

Viskosität: Die Viskosität, also die Zähflüssigkeit des Betons, wird mit Hilfe der Trichterauslaufzeit beschrieben. Der in Abbildung 2.5 dargestellte Trichter wird dafür bis zum Rand mit Beton gefüllt. Im Anschluss wird die Verschlussklappe an der Unterseite geöffnet, sodass der Beton frei auslaufen kann. Gemessen wird die Zeit, die der Beton braucht, um aus dem Trichter auszufließen. Der Auslauftrichter eignet sich nicht für SVB mit einem Größtkorn größer als 22,4 *mm*. Laut Abbildung 2.3 soll die Auslaufzeit für Selbstverdichtenden Beton zwischen 13 und 22 Sekunden betragen.



Abbildung 2.5: Auslauftrichter zur Bestimmung der Auslaufzeit [23]

Blockierneigung: Mit den in Japan entwickelten J-Ring-Versuch soll die Neigung zum Blockieren von Selbstverdichtenden Betonen beurteilt werden. Der Blockierring (Abbildung 2.6) besteht aus einem Metallring mit einem Durchmesser von 30 cm und daran im rechten Winkel angeschlossene Stäbe. Es werden entweder 12 oder 16 Stäbe mit einem Durchmesser von 18 mm für den Versuch verwendet. Zur Beurteilung der Blockierneigung wird mittels Formel eine Blockierstufe in $[\text{mm}]$ ermittelt. In die Formel gehen die Höhendifferenzen des Ausbreitkuchens innerhalb und außerhalb des Blockierings ein.



Abbildung 2.6: Blockierring (J-Ring) [3]

Festbetoneigenschaften [21]

Zur Beurteilung der Festbetoneigenschaften werden die üblichen Werte (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul, Schwinden und Kriechen) herangezogen.

Die **Druckfestigkeit** von Selbstverdichtenden Beton entspricht grundsätzlich der Festigkeit von Normalbeton (Rüttelbeton). Dabei müssen wie üblich Zusammenhänge zwischen dem Wasserzementwert und der Normfestigkeit des Zements berücksichtigt werden. Werden neben dem Zement und Gesteinsmehlen auch puzzalonische oder latent hydraulische Betonzusatzstoffe verwendet, ist zu beachten, dass die tatsächliche Festigkeit über der Festigkeit liegt, die aufgrund des anrechenbaren Wasserzementwertes angenommen wird. Demnach könnten Selbstverdichtende Betone Druckfestigkeiten von 70 N/mm^2 und mehr erreichen. Bei der Verwendung von Silicastaub können Festigkeiten von SVB erreicht werden, die eine Einordnung als hochfeste Betone ermöglichen.

Über die **Zugfestigkeit** von SVB sind noch keine systematischen Untersuchungen bekannt. In der Literatur werden Spaltzugfestigkeiten angegeben die zwischen 8 und 15% der Druckfestigkeiten liegen. Der Grund für die Tendenz einer höheren Spaltzugfestigkeit gegenüber Normalbeton könnte in der weniger gestörten Kontaktzone zwischen der Zementmatrix und der Gesteinskörnung liegen.

Der **Elastizitätsmodul** von Beton hängt vom E-Modul der Gesteinskörnung sowie dem des Zementsteins ab. Da Selbstverdichtender Beton einen höheren Leimgehalt und einen geringeren Anteil an grober Gesteinskörnung hat, ist bei SVB ein geringeres Elastizitätsmodul als bei Normalbeton zu erwarten. Untersuchungen haben gezeigt, dass der E-Modul von SVB 5 – 20 % unterhalb des Wertes von Rüttelbeton liegt, der die

gleichen Festigkeitswerte besitzt. Andere Untersuchungen wiederum kommen zu dem Schluss, dass die Werte für den Elastizitätsmodul von SVB und Rüttelbeton gleicher Festigkeit sehr eng beieinander liegen können.

Das **Schwindverhalten** wird hauptsächlich von der Zusammensetzung des Selbstverdichtenden Betons beeinflusst. Das Volumen des Zementsteins spielt hier eine wichtige Rolle. Da SVB einen geringeren Gehalt an groben Gesteinskörnungen hat als Rüttelbeton und der Anteil des Zementsteins relativ hoch ist, sind die Schwindverformungen von SVB tendenziell höher. Weiters kommt hier durch den geringen Grobkornanteil die Reduzierung der schwindbehindernden Wirkung durch das Korngerüst hinzu. Laut [21] ergibt sich bei SVB nach 90 Tagen ein um 11% höheres Schwindmaß als bei Normalbeton. Das Endschwindmaß kann bis zu 50% über den Werten eines Normalbetons mit vergleichbarer Festigkeit liegen. Abbildung 2.7 zeigt das Schwindverhalten in Abhängigkeit von der Schwinddauer. Es wird das Schwindverhalten von drei verschiedenen Selbstverdichtenden Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung (SVB 1, SVB 2, SVB 3) mit einem Normalbeton (Referenzbeton) verglichen. Es ist erkennbar, dass die Schwindverformung von SVB deutlich über der Verformung eines Normalbetons liegt.

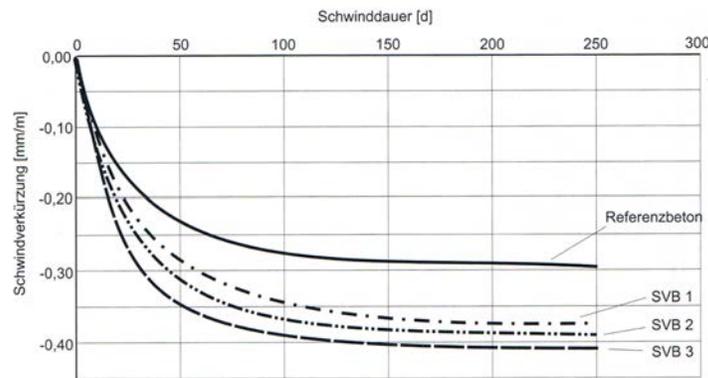


Abbildung 2.7: Schwindverhalten von Selbstverdichtenden Beton [21]

Das **Kriechen** des Betons wird hauptsächlich durch das Kriechverhalten des Zementsteins beeinflusst. Wie beim Schwinden führt auch hier ein erhöhtes Volumen des Zementsteins und ein geringeres Grobkornvolumen zu größeren Kriechverformungen. Wie in Abbildung 2.8 ersichtlich, sind die Kriechverformungen des Selbstverdichtenden Betons ebenfalls größer als die des Normalbetons. Weiters kann man erkennen, dass Verformungen zufolge Kriechen beim jungen Beton deutlich ausgeprägter sind als bei älterem Beton.

Bauausführung

Die meisten Bauwerke mit SVB wurden in Japan umgesetzt. In Europa existieren derzeit nur wenige Anwendungen. Eines der bekanntesten Beispiele für den Einsatz von Selbstverdichtenden Beton ist die *Akashi – Kaikyo – Bridge* in Japan. Die 1998 fertiggestellte Brücke ist nach wie vor die längste Hängebrücke der Welt, mit einer Spannweite

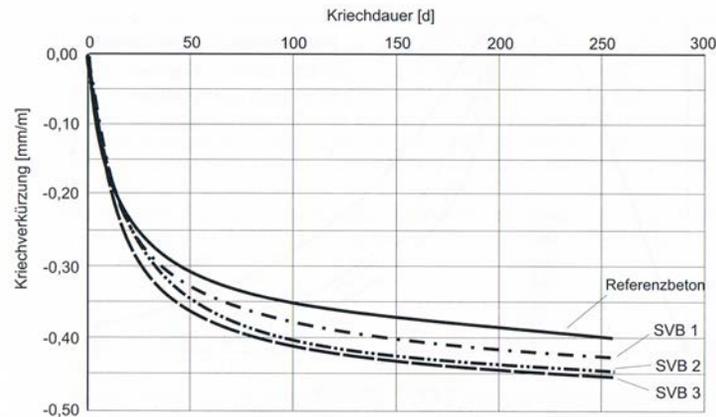


Abbildung 2.8: Kriechverhalten von Selbstverdichtenden Beton [21]

(Pylon-Pylon) von 1991 Metern. Die Fundamente der Brücke, die als Verankerung der Hängekabel dienen, wurden mit SVB umgesetzt. Das eingebaute Betonvolumen beträgt $150.000 m^3$. Der Einsatz von SVB ermöglichte eine Verkürzung der Bauzeit von den geplanten 2,5 Jahren auf 2 Jahren.

Beim Einbau von SVB und speziell bei der Festlegung der Betonierabschnitte wird darauf geachtet, dass mit SVB eine wesentlich höhere Einbauleistung als mit herkömmlichen Rüttelbeton erzielt wird. Bei der Schalung, der Bewehrungsanordnung und bei den Einbringstellen ist darauf zu achten, dass sich ein kontinuierlicher Betonfluss einstellen kann. Die Nachbehandlung zur Herstellung der fertigen Betonoberfläche erfolgt in der Regel gleich nach Erreichen der endgültigen Betonhöhe. Das Nivellieren des SVBs ist grundsätzlich nicht notwendig. Mit Selbstverdichtendem Beton können sehr schöne und glatte Oberflächen hergestellt werden. Falls irgendwelche Wünsche von Architekten oder Bauherren an die Oberflächengestaltung oder Struktur gestellt werden, können diese mit SVB relativ einfach durch Verwendung einer entsprechenden Schalung erfüllt werden. Andererseits werden Mängel wie Nagellöcher oder Ausbesserungstellen genauso gut abgebildet. Daher muss bei einer anspruchsvollen (glatten oder strukturierten) Oberfläche die Qualität der Schalhaut ebenfalls gegeben sein.

2.2.3 Holzbeton

Holzbeton ist ein Werkstoff, der sich aus Zement, Sägespänen (und Sägemehl), Wasser und Additiven zusammensetzt. In einigen Anwendungsfällen werden dem Werkstoff auch feinkörnige Zuschlagstoffe beigemischt.

Aus der Entwicklung der Kombination von organischen Füllstoffen mit anorganischen Bindemitteln ergaben sich verschiedenste Bezeichnungen. Unter den Namen “Holzspanbeton”, “Holzleichtbeton”, “Steinholz” oder “Sägemehlbeton” gibt es neben den Produktnamen diverser Hersteller zahlreiche Anwendungsbeispiele und Forschungsarbeiten. Beispielsweise verkaufen die Hersteller *Velox* oder *Heraklith* ihr Produkt unter den Namen “Holzspan-Dämmplatte” und “Holzwolleleichtbauplatte” [22].

Die Kombination dieser Werkstoffe ist keine Neuentwicklung, sondern reicht zurück bis zum Anfang des 20. Jahrhunderts. Der Werkstoff Holzbeton wurde bisher meist als Estrich, Putzträger oder im Brandschutz verwendet. Anwendungsbeispiele, bei denen der reine Werkstoff als "tragend" eingesetzt wird, sind nur wenige bekannt. Erste Patente für die Herstellung von Holzspanbeton gab es bereits in den 1930er Jahren. Wegen Rohstoffmangel nach dem zweiten Weltkrieg wurde in der Deutschen Demokratischen Republik zunehmend über zementgebundenen Holzwerkstoffen geforscht. Seit 1968 kamen dann Holzbetonplatten und ab 1973 Holzbeton für Mantelbetonwände zum Einsatz. Damals kam der Werkstoff hauptsächlich als tragende Innen- und Außenwand bei eingeschossigen Häusern oder für nichttragende Innen- und Außenwände bei Skelettbauten zum Einsatz. Aufgrund von Ressourcenverknappung und Gewichtsersparnis (bei Wand- und Deckenkonstruktionen) beschäftigt man sich nun wieder eingehend mit diesem Konzept und versucht diesen längst nicht vollständig erforschten Werkstoff weiterzuentwickeln [22][19].

Eigenschaften: Die Dichte von Holzbeton hängt hauptsächlich von der Menge der Zuschlagsstoffe (Holz) ab, zählt aber grundsätzlich zu den Leichtbetonen. Charakterisierend ist weiters der hohe Bindemittleinsatz im Vergleich zu Normalbeton. Der Wasser-Zementwert liegt zwischen 0,55 und 0,65.

In der Entwicklung von Holzbeton wurden eine Vielzahl von Rezepturen erforscht und angewendet. Der wichtigste Parameter zur Erlangung diverser Eigenschaften ist jedoch der Anteil des Holzes, beziehungsweise der Anteil des Zements. Die Holzkomponente verleiht dem Werkstoff gute elasto-mechanische Eigenschaften bei relativ geringer Dichte. Des weiteren wird die Bearbeitbarkeit (nageln, bohren und sägen) erhöht und die Wärmeleitung gemindert. Der Zement und eventuelle Zuschlagstoffe verleihen dem Holzbeton weitere wichtige Eigenschaften wie Brandbeständigkeit oder Widerstandsfähigkeit gegen Pilze und Insekten. Selbstverständlich erhöhen sie auch die Druckfestigkeit.

Wie bereits erwähnt wird die Dichte von Holzbeton hauptsächlich von den Anteilen an Holz und Zement beeinflusst. Allgemein kann man jedoch sagen, dass die Dichte des Werkstoffs zwischen 400 und 1700 kg/m^3 liegt [11]. Weitere Einflussfaktoren für die Dichte sind:

- die Schüttdichte der Holzspäne (Hohlraumanteil)
- die verwendeten Holzarten und damit deren Dichte
- die Verwendung von mineralischen Zuschlägen

Detaillierte Festigkeitsuntersuchungen wurden an der EPF Lausanne/I-Bois durch *Natterer* durchgeführt. Als Haupteinflussgrößen für die Festigkeitseigenschaften stellten sich der W/Z-Wert und der Zementanteil heraus. Die Tendenz, dass bei zunehmendem Zementanteil die Druck- und Biegezugseigenschaften steigen, wurde eindeutig belegt. Jedoch ist bei erhöhtem Zementanteil zu beobachten, dass die Eigenschaften dem reinen

Zementstein gleichen. *Natterer* zeigt weiters, dass die Festigkeiten bis zu einem Wasser-Zementwert von 0,57 steigen und darüber deutlich abflachen. In Tabelle 3 sind die baumechanisch relevanten Eigenschaften von vier Holz(leicht)betonen mit verschiedenen Mischungsverhältnissen dargestellt. Holzspanbeton kann mit erhöhter Dichte (hoher

Tabelle 3: Materialspezifische Kenndaten von Holzleichtbeton [22]

	Holzleichtbeton			
Rohdichte [kg/m ³]	700	850	1300	1450
Zementgehalt [kg/m ³]	300	450	800	1000
Wassergehalt [kg/m ³]	525	490	520	600
Holzgehalt [kg/m ³]	280	200	70	50
Zuschlag (feine Körnung)	Nadelholz	Nadelholz	Nadelholz	Nadelholz
Vorbehandlung	keine	keine	keine	keine
Additive/Zusatzstoffe	keine	keine	keine	keine
W/Z-Wert	1,75	1,09	0,65	0,60
Konsistenz	KP–KF	KP–KF	KP–KF	KP–KF
E-Modul [N/mm ²]	1300	1800	5000	6500
Druckfestigkeit [N/mm ²]	1,50	4,20	13,00	15,00
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	0,60	1,50	4,50	5,20
Wärmeleitfähigkeit [W/mK]	0,10*	0,21	0,55	0,65
Kriechzahl nach DIN 1048, t = 28 [%o]**	11,21*	5,82	3,53	2,80*
Schwindmaß nach DIN 1048, t = 28 [%o]**	5,20*	2,80	1,29	1,08*

Zementanteil) und abgestimmtem W/Z-Wert Druckfestigkeiten von bis zu 20 N/mm^2 und Biegezugfestigkeiten von bis zu 5 N/mm^2 erreichen. Der E-Modul ist stark abhängig vom Zementgehalt und kann Werte von bis zu 6500 N/mm^2 erreichen.

In Bezug auf die Wärmeleitfähigkeit gibt es eine große Bandbreite an angegebenen Werten in der Literatur. Diese reichen von 0,1 bis $0,75 \text{ W/mK}$. Da Weichholz eine Wärmeleitfähigkeit von $0,13 \text{ W/mK}$ besitzt, ist es offensichtlich, dass die Wärmeleitfähigkeit hauptsächlich vom Holzanteil und den Hohlräumen im Werkstoff (Luft) abhängig ist. Wie bei vielen anderen Baustoffen gehen gute Eigenschaften der Wärmedämmung mit schlechten Eigenschaften bei der spezifischen Wärmekapazität einher. So erreicht Holzspanbeton abhängig von der Dichte Werte zwischen $1,004 \text{ J/gK}$ und $1,387 \text{ J/gK}$. Im Bezug auf das Brandverhalten ist Holzbeton laut DIN 4102 als “schwer entflammbar” und “feuerhemmend” einzustufen [11].

Neben der Mineralisierung der Holzspäne bereitet das Schwindverhalten Probleme bei der Herstellung. Den größten Anteil am Schwindverhalten haben die Holzspäne. Nach 8 bis 10 Tagen ist der größte Teil des Wassers durch Hydratation an den Zementstein abgegeben, sodass bei weiterer Wasserabgabe ein Schwinden infolge Austrocknung der Späne stattfindet. Laut *Sonntag* [11] haben zementgebundene Holzwerkstoffe gute Eigenschaften im Bereich der Dauerhaftigkeit. Als Ursache wird die Mineralisierung der Holzspäne genannt, die das Holz vor meteorologischen und biologischen Angriffen schützt [11].

Zusammenfassend sind die Vorteile von Holzleichtbeton:

- gute Bearbeitbarkeit (Schrauben, Sägen, Bohren und Nageln)
- geringe Wärmeleitung bei guter Atmungsfähigkeit
- ökologisch Aspekte: Verwendung von Holzresten aus der Holzindustrie
- ökonomische Aspekte: Holzreste sind günstige Abfallprodukte
- kann als Platte vorgefertigt werden
- geringes Gewicht
- rasches Austrocknen.

Als Nachteile des Holzbetons könnte man folgendes aufzählen:

- nicht alle Hölzer sind gleich geeignet
- Bearbeitbarkeit ist abhängig von der Länge und Menge der Holzspäne.

Produkte Laut *Krippner* fasst *Charisius* den Werkstoff als “Leichtbeton aus Zement und Säge- oder Hobelspänen beziehungsweise Holzwolle” zusammen (*R.Krippner*, S.4 [22]). Jedoch gehen aus dieser Beschreibung zwei verschiedene Produktentwicklungen hervor:

- die “Holzwolle-Leichtbauplatte” und
- der “Holz(span)beton”.

Obwohl beide von der Dichte her zu den Leichtbetonen ($\leq 2000 \text{ kg/m}^3$) zählen, unterscheiden sie sich in ihrem stofflichen Gefüge, der Oberflächenstruktur und in ihren Anwendungsgebieten. Ein weiteres Produkt stellen sogenannte “Holzspanplatten” dar. Im Folgenden werden diese drei Werkstoffe, die unter dem Namen **Holzverbundwerkstoffe** zusammengefasst werden können, näher erklärt.

In Österreich haben sich in den letzten Jahrzehnten Produkte aus **Holzspanbeton** unter den Namen “Holspanmantelstein” und “Holzspanmantelbetonplatte” am Baumarkt etabliert. Sie finden vor allem Einsatz im Wohnungsbau, aber auch im Bereich von Lärmschutzmaßnahmen. Dafür wurden als Füllmaterial hauptsächlich Abfallstoffe aus der Forstwirtschaft mechanisch bearbeitet und mineralisiert. Dies gewährleistet den Verbund zwischen Bindemittel und Zuschlag. Diese erdfeuchten Mischungen werden in Formen gepresst, getrocknet und als Blöcke (Bausteine) oder Platten (bei Wänden mit Bügeln) eingebaut. Die Rohdichte dieses Materials liegt laut EN 14474 bei $450 \div 1200 \text{ kg/m}^3$ [14]. In der Dissteration von *Krippner* liegt die Bandbreite der Dichte unter der der Norm und wird mit $400 \div 700 \text{ kg/m}^3$ begrenzt. Holzspanbeton

erreicht eine Druckfestigkeit von bis zu 20 N/mm^2 . Mit einer Betonfüllung kann dieser Wandaufbau zur Lastabtragung (tragend) eingesetzt werden und erreicht bei einer zusätzlichen Verwendung von Dämmplatten einen U-Wert von bis zu $0,2 \text{ W/m}^2\text{K}$. Die geringe Wärmespeicherkapazität wird durch den Betonkern kompensiert und führt daher generell zu einem guten Raumklima. Durch die geringe Dichte des Werkstoffs im Vergleich zum Betonkern werden höhere Oberflächentemperaturen erreicht und damit die Behaglichkeit gesteigert. In Österreich werden diese Produkte beispielsweise unter dem Produktnamen “Durisol” oder “Isospan” verkauft. Ferner zählen auch die Produkte der Firma *Velox* dazu. Holzspan-Mantelsteine zeichnen sich durch einen hohen Verfertigungsgrad aus und erreichen damit eine höhere Qualität [22].

In Abbildung 2.9 sind einige Eigenschaften von Holzspanbeton laut *Krippner* dargestellt.

Holzspanbeton	
Rohdichte (mit Schwerstoffzuschlägen) $[\text{kg/m}^3]$	400 – 600 (> 1000)
(Würfel-)Druckfestigkeit (mit Spezialmischungen) $[\text{N/mm}^2]$	9,5 – 20 (bis 34,5)
Biegezugfestigkeit (bei Spezialfabrikaten) $[\text{N/mm}^2]$	8,5 – 12 (bis 20)
Wärmeleitfähigkeit $[\text{W/mK}]$ ($\rho = 450 \text{ kg/m}^3\text{--}1000 \text{ kg/m}^3$)	0,11 – 0,37
Dampfdiffusionswiderstandsfaktor $[\mu]$	4 – 6



Abbildung 2.9: Eigenschaften von Holzspanbeton und Holzspanbeton als Platten und Mantelstein [22]

Holzwoleleichtbauplatten bestehen aus speziell hergestellter Holzwole und mineralischen Bindemitteln (Magnesit und Zement). Die Holzwole mit einer Breite von $1 \div 4 \text{ mm}$ und einer Dicke von $0,03 \div 0,04 \text{ mm}$ wird mit Chlorid vorbehandelt und anschließend mit den Bindemittel vermengt und gepresst. Mit einer geringen Dichte von rund 400 kg/m^3 , einer Wärmeleitfähigkeit von $0,18 \div 0,35 \text{ W/mK}$ sowie guten Schallschutzeigenschaften gelten Holzwoleleichtbauplatten (HWL) als eine Art Universal-Dämmstoff. Daher werden diese Platten als Putztäger, Dämmstoff, zum Schallschutz aber auch zum Brandschutz verwendet. Durch die geringe Dichte ergibt sich auch die einfache Montage und Bearbeitbarkeit als wesentlicher Vorteil der Platten. Durch die spezielle Oberfläche finden dieses Werkstoffs auch zunehmend Anwendung als Schallschutzelemente. Da die Platte vorwiegend aus natürlichen Rohstoffen hergestellt wird, kann dieser Werkstoff als gut deponierbar und ökologisch unbedenklich eingestuft werden. Als Hersteller dieses Produkts sind die Firmen *Heraklith* (AUT) und *Fibrolith* (GER) bekannt [9] [22].

Holzspanplatten betehen aus Zement und vorbehandelten Holzspänen. Die Dichte des Werkstoffs liegt bei rund $1150 \div 1450 \text{ kg/m}^3$. Dies ergibt sich durch den verhältnismäßig hohen Bindemittelanteil von ca. $25 \div 28 \text{ Vol.}\%$ (Holzanteil $52 \div 63 \text{ Vol.}\%$). Die für den Innenausbau und Fassadenbau verwendeten Platten weisen sehr gute mechanische und bauphysikalische Eigenschaften auf. Gängige Produktnamen der Hersteller sind: *Duripanel (Eternit)*, *Cetris Basic (Cetris)* und *Amroc-Panel (Amroc Baustoffe)* [9].

Da für die Hauptversuche (Kapitel 4) Produkte zweier Hersteller verwendet wurden, werden beide im Folgenden beschrieben. Dies sind die *Holzspandämmplatte WS 50* und *WS 75* der Firma *VELOX Bausysteme* sowie der Ortholzbeton *Agreslith-C* der Firma *AGRESTA Technologies*.

Holzspan-Dämmplatte der Firma *VELOX* (AUT) [26]

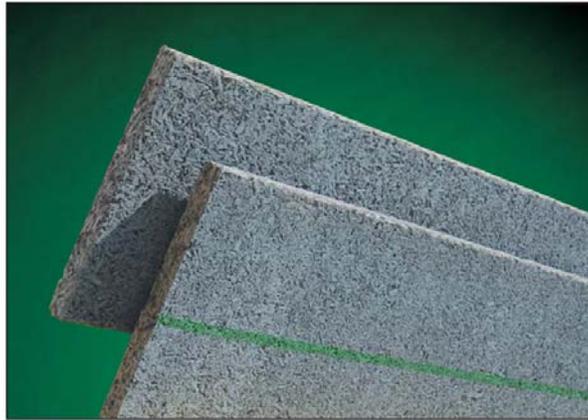


Abbildung 2.10: Holzspan-Dämmplatte WS 50 der Firma *Velox* [26]

Die verwendeten Holzspanplatten *WS 50* werden nach ÖNORM B 6022 als Zementgebundene Holzspan-Dämmplatten mit erhöhter Druckfestigkeit bezeichnet. Die Hauptanwendungsbereiche dieser Platten sind Außen- und Innenwände in Mantelbetonbauweise. Dazu werden spezielle Baubügel mit verschiedensten Abmessungen angeboten. Weitere Produkte der Firma *Velox* sind Holzspan-Schallschutzplatten, Trennwandplatten und Zweischichtplatten mit verklebtem EPS.

Eine der wichtigsten Eigenschaften ist die Verbindung der Holzspandämmplatten mit dem Beton. “Der Beton dringt nach dem Rütteln in die rauhe Oberfläche der *VELOX* Bauplatten ein, verkrallt sich mit diesen und bildet so eine kompakte und kraftschlüssige Einheit” [26].

Vom Hersteller werden für die Platten *WS 50* und *WS 75* folgende Eigenschaften (Vorteile) angegeben:

- rüttelfest

- druckstabil
- idealer Putzträger
- beste Betonhaftung, da nur mäßig saugend
- nagelfest
- diffusionsoffen
- unempfindlich gegen tierische und pflanzliche Schädlinge.

Die Platten mit dem Standardformat $50 \times 200 \text{ cm}$ sind in den Dicken 50 mm und 75 mm erhältlich. Die mit *WS 50* und *WS 75* bezeichneten Produkte sind mit einem grünen Streifen markiert. Diese Kennzeichnung erlaubt eine Verschraubung bei einem Wärmedämmverbundsystem (WDVS) mit Expandiertem Polystyrol (EPS) ohne Verdübelung. Die Platten werden ohne Verpackung und gestapelt auf Europalpaletten geliefert. Neben einer planebenen Lagerung sollen die Platten vor starker Durchfeuchtung (Regen) geschützt werden.

Tabelle 4: Materialspezifische Kenndaten der Holzspan-Dämmplatte *WS 50* und *WS 75* der Firma *Velox* [26]

Kurzbezeichnung			WS	WS
Plattendicke	d	mm	50	75
Norm. Gewicht max.		ca. kg/m^3	560	540
Biegezugfestigkeit lt. ÖNORM \geq		N/mm^2	1,0	0,8
Haftzugfestigkeit		N/mm^2	0,25	
Dynamische Steifigkeit	s	MN/m^3	≥ 8000	
Wärmeleitfähigkeit	λ_n	W/mK	0,100	0,100
Wärmedurchlasswiderstand	R	$\text{m}^2\text{K/W}$	0,45	0,79
Diffusionswiderstandszahl	μ		9	9
Äquivalente Luftschichtdicke	sd	m	0,45	0,68
Brandverhalten nach ÖNORM B 3800/1			B1, Q1, Tr1	
Regelgröße Standardformat		mm	2000 x 500	

In Tabelle 4 sind die vom Hersteller angegebenen Eigenschaften der beiden Platten dargestellt. Laut der Produktdifferenzierung auf Seite 18 gehören beide Bauplatten mit einer Dichte von 560 und 540 kg/m^3 eindeutig zum Holzbeton. Vergleicht man die Dichte der Platten mit der Dichte des Holzbetons (700 kg/m^3) in Tabelle 3, so erkennt man, dass diese trotz geringerer Rohdichte eine größere Biegezugfestigkeit erreichen. Die Wärmeleitfähigkeit ist mit $0,1 \text{ W/mK}$ gleich wie der des vorher genannten Holzbetons.

Weitere Materialeigenschaften, insbesondere Druckfestigkeit und E-Modul, werden zu den Bauplatten der Firma *Velox* nicht angegeben. Das Institut für Hochbau und Technologie - Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnologie und Brandsicherheit ermittelt derzeit weitere Materialkennwerte.

Herstellung Zur Herstellung des Holzspanbetons verwendet die Firma *Velox* folgende Grundkomponenten:

- Holz
- Zement (C 52,5 R)
- Wasserglas
- Wasser
- Stahlfaser
- Expandiertes Polystyrol.

Die Arbeitsschritte für die Produktion sind in Abbildung 2.11 symbolisch dargestellt. Nach Lieferung der Holzrohstoffe werden diese zerkleinert und in einem groben Sieb

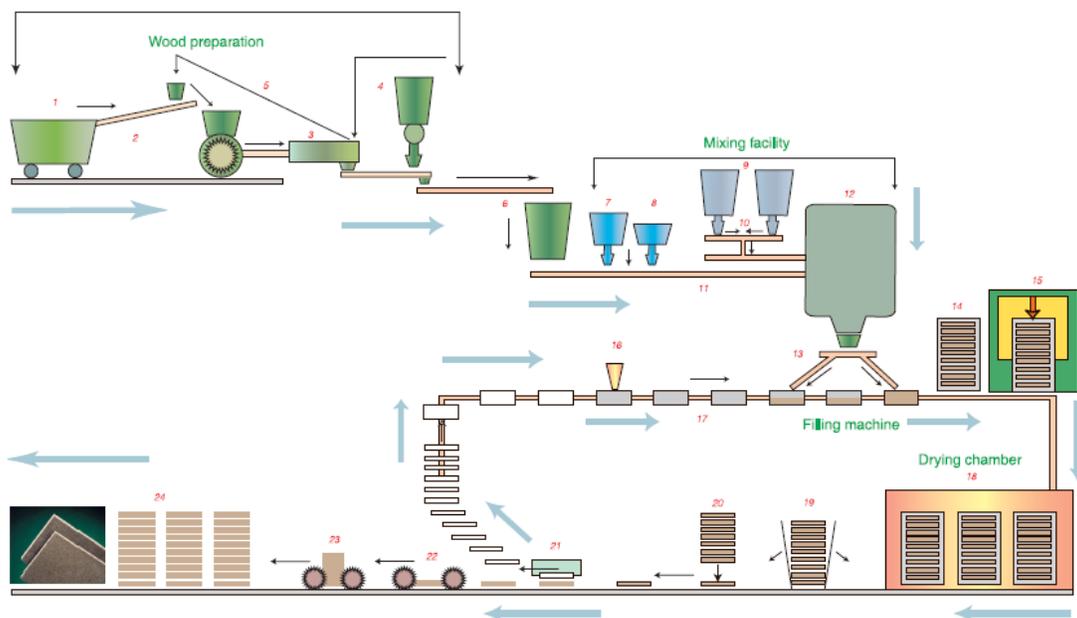


Abbildung 2.11: Produktionsprozess der Holzspan-Dämmplatten (Firma *Velox*) [26]

aussortiert. Jene Holzteile, die durchgesiebt worden sind, kommen in einen Behälter, zu große Späne werden wieder zurück zur Zerkleinerungsmaschine gefördert. In der folgenden Mischanlage werden alle Rohstoffe (Holzspäne, Wasser, Wasserglas, und Zement

(und EPS) auf einem Förderband zum Mischer befördert. Nach dem Auffüllen der vorgeölten Formen mit dem frischen Holzspanbeton werden mehrere Formen übereinander gestapelt und in der Presse verdichtet. Nach dem Trocknen der Platten werden sie wieder einzeln von den Formen getrennt und in weiterer Folge auf ihre endgültige Länge und Breite zugeschnitten. Danach erfolgt ein Stapeln der Platten auf den bereits erwähnten Europoolpaletten und der Transport ins Lager bzw. die Auslieferung an den Kunden.

Agreslith-C Ortholzbeton der Firma AGRESTA Technologies (FR)

Agreslith-C ist ein Produkt der Firma Agresta Technologies aus Pouxieux im Osten von Frankreich. Es handelt sich dabei um vorbehandelte (mineralisierte) Holzzuschläge in Form von Holzspänen. Dieses Produkt findet hauptsächlich Anwendung als Estrich, als Dämmung im Dachbereich, zum Schallschutz oder für vorgefertigte Teile [25]. Der Holzspanbeton von Agresta ermöglicht eine problemlose Verarbeitung wie z.B. schrauben oder nageln. Die Holzspäne mit einer Länge von ca. 20 mm und einer Breite von $4 \div 10$ mm werden thermisch vorbehandelt und mineralisiert. Untersuchungen im Labor für Baustofflehre (Institut für Hochbau und Technologie) haben ergeben, dass die Mineralisierung mit Chlorid erfolgt [19]. Nachdem alle vom Hersteller angegebenen Rezepturen eine Dichte zwischen $450 \div 1200 \text{ kg/m}^3$ haben, sind diese laut EN 14474 eindeutig als "Holzspanbeton" einzuordnen [14].

Die Zuschläge werden vom Hersteller in 52,5 Liter Säcken geliefert, die luftdicht verpackt sind. Laut Hersteller beträgt die Dichte (Schüttdichte) der Zuschläge im feuchten Zustand 210 kg/m^3 und im trockenen Zustand 150 kg/m^3 . Das würde bedeuten, dass die Holzspäne im verpackten Zustand ca. 40% Feuchtigkeit besitzen.

Tabelle 5: Rezepturen und dazugehörige Mischungsverhältnisse und Eigenschaften von Agreslith-C Holzspanbeton [25]

		Rezeptur				Einheit
		F500	F800	F1000	F1200	
Mischungsverhältnis	Wasser	150-180	150-180	230-240	200-240	[l]
	Zement	300	300	350	400	[kg]
	Sand (0/3)	?	210	450	320	[kg]
	Agreslith-C Holzspäne	1000	900	900	800	[l]
	minimale Schichtdicke	10	6	6	6	[cm]
Eigenschaften	Dichte (trocken)	504	781	1000	1155	[kg/m ³]
	Druckfestigkeit	1,7	2,6	3,0	6,6	[MPa]
	Zugfestigkeit	0,8	1,3	2,0	3	[MPa]
	Wärmeleitfähigkeit	0,11	0,21	0,25	0,38	[W/mK]

Die vier, vom Hersteller angegebenen Mischungsrezepturen sind in Tabelle 5 darge-

stellt. Man kann erkennen, dass sich die vom Hersteller angegebenen Rezepturen in der Dichte stark unterscheiden. Die in Bezug auf die Dichte erreichten Druckfestigkeiten liegen teilweise unter den von *Krippner* angegebenen Werten in Tabelle 3 auf Seite 17. E-Moduli sind, wie ersichtlich, keine angegeben. Die Wärmeleitfähigkeit des Agreslith-C Holzbetons liegt abhängig von der Rezeptur zwischen 0,11 und 0,38 W/mK (siehe Tabelle 5). In Bezug auf den Brandschutz wird von *Agresta* angegeben, dass pro Zentimeter Schichtdicke eine Feuerbeständigkeit von 15 *min* erreicht wird. Darüberhinaus soll kein toxischer Rauch entstehen.

2.3 Verbundbau

„Verbundkonstruktionen können grundsätzlich durch die Kombination unterschiedlicher Baustoffe oder die Verbindung von Einzelquerschnitten des gleichen Baustoffs erstellt werden“ [7]. Um jedoch einen statischen Vorteil aus dem Einsatz zweier Baustoffe ziehen zu können, muss das statische Zusammenwirken (also der Verbund) sichergestellt werden.

Bei der Kombination zweier Werkstoffe sind folgende Verbundkonstruktionen geläufig [7]:

- Stahlbeton und Spannbeton
- Stahl-Beton Verbundkonstruktionen
- Faserbeton (mit Fasern aus Glas, Stahl, Holz, Textilien u.s.w.)
- Holz-Beton Verbundkonstruktionen
- Stahl-Holz Verbundkonstruktionen
- Beton/Holz/Stahl - CFK Verbundkonstruktionen.

Als wichtigste Verbundbauweise hat sich seit über 50 Jahren die Stahlbetonbauweise, früher Eisenbetonbauweise, gegenüber dem Einsatz von “reinen” Stahl- oder Holzkonstruktionen durchgesetzt. Als weitere bedeutende Bauweise zählt die Stahl-Beton Verbundbauweise. Sie wird vor allem im Brückenbau und im industriellen Hochbau sehr erfolgreich eingesetzt. Außer dem Faserbeton, den man eher als “Verbundwerkstoff” bezeichnen müsste, stellen die anderen Bauweisen bzw. Konstruktionen nur eine Seltenheit dar.

Der Hauptgrund für die Verwendung von Verbundkonstruktionen liegt darin, eine höhere Tragfähigkeit oder größere Spannweiten erreichen zu können. Es wird versucht die Werkstoffe in ihren Eigenschaften besser auszunützen. Dazu wird vor allem der Werkstoff Beton zur Aufnahme von Druckspannungen und die Werkstoffe Stahl, CFK oder Holz zur Aufnahme von Zugspannungen herangezogen.

Weitere Gründe für die Verwendung von Verbundkonstruktionen können sein [20]:

- Erhöhung der Tragfähigkeit bei bestehenden Konstruktionen (z. B. bei Nutzungsänderungen oder zusätzliche ständige Lasten)
- Sanierung bestehender Konstruktionen (z. B. Dippelbaumdecke)
- Steuerung des Konstruktionseigengewichts
- Erleichterung des Bauablaufs
- Verbesserung bauphysikalischer Eigenschaften (z. B. Brandschutz).

2.3.1 Holz-Holz Verbundbau

Verbundkonstruktionen wurden im Holzbau in Form von Holz-Holz Konstruktionen schon lange verwendet. Dazu wurden zwei Holzquerschnitte (Holzbalken) übereinander gelegt und durch metallische Verbindungsmittel (oder ähnliches) miteinander verbunden. Brettschichtholzträger (BSH) gehören beispielsweise auch zu den Verbundkonstruktionen. Die Verklebung der einzelnen Bretter miteinander führt zu einem starren Verbund zwischen den Brettern und führt damit bei Belastung auf Biegung zu keiner Verschiebung in der Verbundfuge. Daher ist es aus statischer Sicht auch möglich, einen solchen BSH-Träger aus beliebig vielen Brettlagen als einen homogenen Querschnitt zu berechnen. Das bedeutet, dass eine Berechnung nach der konventionellen Balkentheorie zulässig ist.

In Abbildung 2.12 sind drei einfeldrige Biegeträger mit losem, starrem und nachgiebigem Verbund dargestellt. Neben den Ansichten links sind weiters die drei zugehörigen Querschnitte und elastischen Spannungsverläufe dargestellt. Beim obersten Träger sind die beiden Querschnitte "lose" übereinander gelegt. Bei der mittleren Darstellung handelt es sich um einen Träger mit starrem Verbund. Bei der untersten Darstellung handelt es sich um einen nachgiebig verbundenen Träger, mit metallischen Verbindungsmittel. Es ist ersichtlich, dass sich der obere Verbundträger durch die quasi nicht vorhandene Verbindung gegenüber dem mittleren Verbundträger sehr stark verformt. Die Verformung des unteren Trägers (in rot gekennzeichnet) ist nicht ganz so groß wie bei dem obersten, aber größer als die des mittleren. Beachtet man die Relativverschiebung der beiden Balkenquerschnitte in der Verbundfuge links und rechts, so kann man erkennen, dass auch diese beim obersten Verbundträger durch nicht vorhandene Verbundmittel am größten ist. Beim untersten (nachgiebig verbundenen Träger) ist die Relativverschiebung nicht ganz so groß. Der mittlere Verbundträger weist durch die Verleimung und den dadurch erreichten starren Verbund in der Verbundfuge überhaupt keine Verschiebung auf.

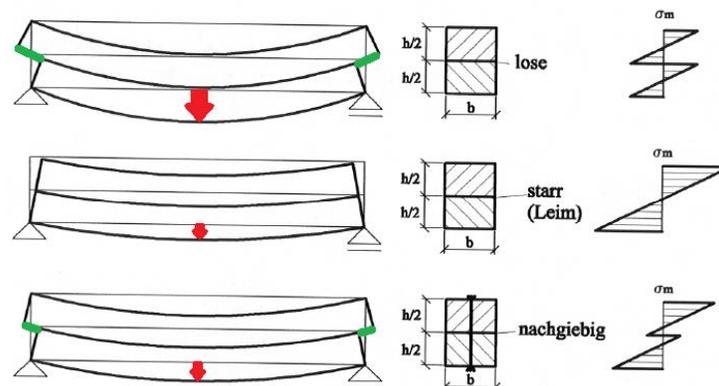


Abbildung 2.12: Zweiteiliger Biegeträger mit losen, starren und nachgiebigen Verbund [7]

Durch Berechnung der für die Durchbiegung relevanten Trägheitsmomente lässt sich dieses Phänomen einfach nachweisen:

$$I_{lose} = 2 * \frac{b}{\left(\frac{h}{2}\right)^3 * 12} = 0,25 * \frac{b}{h^3 * 12} \quad (2.1)$$

$$I_{starr} = \frac{b}{h^3 * 12} \quad (2.2)$$

$$I_{eff} = \sum I_i + \gamma * \sum (A_i * a_i^2). \quad (2.3)$$

Vergleicht man die Ergebnisse in Gleichung 2.1 und 2.2, so erkennt man, dass das Trägheitsmoment des starr verbundenen Trägers 4-mal so groß wie jenes des lose miteinander verbundenen Querschnitts ist. Damit würde sich für den mittleren Träger eine 4-mal größere Biegesteifigkeit ergeben als für den obersten. Aber auch die Traglast wäre damit für den starr verbundenen Träger 4-mal so groß.

Das Trägheitsmoment für den nachgiebig verbundenen Träger liegt zwischen den beiden anderen Trägersystemen. Die Größe des Trägheitsmomentes bei nachgiebig miteinander verbundenen Trägern wird vor allem durch den "Verbundkoeffizienten" γ beeinflusst. Dieser liegt zwischen 0 für "keinen Verbund" und 1 für "starren Verbund".

Der Verbundkoeffizient γ sagt somit aus wie steif die Verbindung (=der Verbund) zwischen den beiden Schichten ist. Bei der Anwedung metallischer Verbindungsmittel ist er abhängig von:

- dem Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels
- der Fläche der beiden zu verbindenden Querschnitte
- dem E-Modul der beiden zu verbindenden Querschnitte
- der Länge des Trägers
- und dem Abstand der Verbindungsmittel in Längsrichtung.

Die Berechnung des Verbundkoeffizienten γ ist im Unterkapitel 2.4 näher beschrieben.

2.3.2 Stahl-Beton Verbundbau [16]

„Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton eröffnen neben den traditionellen Bauweisen des reinen Stahl- bzw. Massivbau eine Vielzahl von neuen Möglichkeiten“ [16].

Typische Tragelemente des Stahl-Beton Verbundbaus sind der Verbundträger, die Verbunddecke und die Verbundstütze. Die Vorteile des Verbundbaus werden vor allem im Brückenbau, im Geschoß- und Industriebau, sowie im Parkhausbau gerne genutzt. Diese könne wie folgt zusammengefasst werden:

- kleine Querschnitte mit hoher Tragfähigkeit
- große Spannweite, d.h. größere stützenfreie Räume

- geringe Stützenabmessungen
- größere nutzbare Geschossflächen durch weniger Stützen und kleinere Stützenquerschnitte
- Flexibilität bei Ausbau und Nutzung
- neuartige Möglichkeiten der Gestaltung
- schnellerer, witterungsunabhängiger Bauablauf durch weitgehende Vorfertigung im Werk und stahlbaumäßige Montage mit einer hochentwickelten Anschlusstechnik
- rascher Baufortschritt
- geringer Flächenbedarf für Montage und Baustelleneinrichtung
- Ausbildung aller Bauteile für die Brandschutzklassen F30 und F180
- einfache Montage der Installationen von Ausbau und Haustechnik
- weniger Arbeitskräfte.

Der Verbundbau in Stahl und Beton setzt die Werkstoffe Stahl und Stahlbeton in ihren Eigenschaften optimal ein. Im Vergleich zum reinen Stahlbau wird die hohe Festigkeit und das hohe Fließvermögen “konsequenter” ausgenutzt. Ähnlich wie bei Holz-Betonverbundträgern wird bei Stahl-Betonverbundträgern der Betongurt zur Aufnahme der Druckkräfte herangezogen.

Verbunddecke in Stahl-Beton Verbundbauweise [16]

Für die Entwicklung eines Flachdeckensystems mit Holzspanbeton könnte die Tragwirkung von im Stahlbetonverbundbau angewendeten Verbunddecken von Nutzen sein. Verbunddecken in Stahlbetonverbundbau bestehen meist aus dünnen kaltgewalzten, profilierten und verzinkten Stahlblechen, auf denen der Frischbeton aufgebracht wird. Nach dem Erhärten steht dieser in einer schubfesten Verbindung mit dem Stahlprofilblech. Ein typischer Aufbau einer Verbunddecke ist in Abbildung 2.13 dargestellt. Die wesentlichen Vorteile einer Verbunddecke liegen in der schnellen Verlegung sowie in der Möglichkeit die Profilbleche als Arbeitsbühne und Schalung für die Ortbetonplatte. Außerdem ermöglichen sie eine einfache Befestigung von Installationen an der Unterseite.

Das Profilblech nimmt neben einer eventuell eingelegten Längsbewehrung die Zugkräfte auf. Für die Aufnahme der Druckkräfte ist der Betongurt zuständig. Um den Verbund zwischen den beiden Werkstoffen herzustellen, ist es notwendig, die entstehenden Längschubkräfte zu übertragen. Dazu gibt es drei Möglichkeiten:

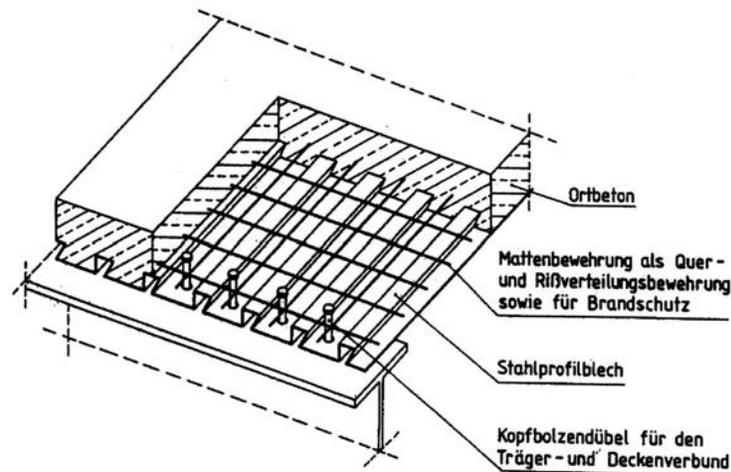


Abbildung 2.13: Aufbau einer Verbunddecke in Stahl-Beton Verbundbauweise [16]

- mechanischer Verbund: durch Einprägung von Vertiefungen (Sicken, Noppen oder Rippen)
- Reibungsverbund: durch entsprechende Profilierung der Bleche (Klemmwirkung durch schwalbenschwanzförmige Verbundfuge)
- Endverankerung: durch Kopfbolzendübel oder Blechverformungsanker.

Die erwähnten Möglichkeiten des Verbundes sind in Abbildung 2.14 dargestellt. Links im Bild sind die Möglichkeiten eines mechanischen Verbundes mit Vertiefungen dargestellt. Bei den mittleren beiden Bildern ist die Erlangung eines Reibungsverbundes durch Klemmwirkung der Profilierung abgebildet. In den rechten beiden Bildern ist die Übertragung der Längsschubkräfte durch Endverankerungen ersichtlich. In der rechten oberen Darstellung handelt es sich um einen Kopfbolzendübel, in der rechten unteren Darstellung um einen "Blechverformungsanker".

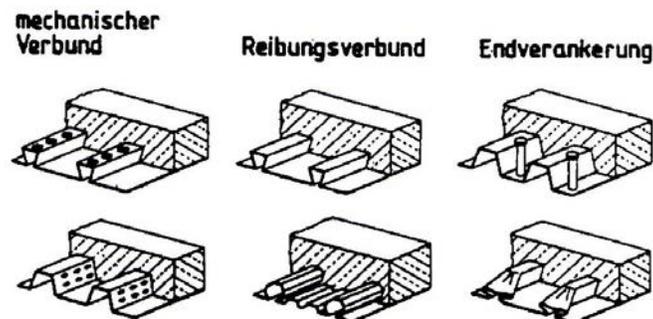


Abbildung 2.14: Möglichkeiten des Verbundes bei Stahl-Beton Verbunddecken [16]

Der natürliche “Haftverbund” zwischen Blech und Beton (Adhäsion) darf bei einer Berechnung nicht berücksichtigt werden. Die rechnerische Erfassung der Längschubtragfähigkeit des mechanischen- und des Reibungsverbundes ist nur mit der Hilfe von Bemessungswerten möglich, die aus Versuchen gewonnen werden.

2.3.3 Holz-Beton Verbundbau (HBV)

Bei der Holz-Beton Verbundbauweise (HBV) handelt es sich um keine Neuentwicklung. In den 40er Jahren wurde in Deutschland die erste Verbunddecke in HBV zum Patent angemeldet. Es wurde nach neuen Konstruktionen gesucht, um den Stahl im Stahlbeton einzusparen. In den 60er Jahren wurde von *Möhler* ein Berechnungsverfahren entwickelt, das die Berechnung von Biegeträgern aus zusammengesetzten Querschnitten mit nachgiebigen Verbund erlaubte. Zirka 20 Jahre später setzte eine Neubelebung in der Entwicklung von HBV-Konstruktionen ein. Die Forschung auf dem Gebiet der HBV-Konstruktionen kann längst nicht als abgeschlossen bezeichnet werden, da fast kontinuierlich neue Forschungsergebnisse veröffentlicht werden. Der Fokus heutiger Forschung liegt nicht nur in der Entwicklung möglichst steifer und duktiler Systeme mit hoher Tragfähigkeit, sondern auch in kostengünstigen und leicht (schnell) einzubauenden Konstruktionen. Neben Untersuchungen anderer mineralischer Baustoffe wird auch der Einsatz von faserbewehrten Betonen im HBV-Bau erforscht. Neben den bekannten Verbundkonstruktionen werden im Neubau immer mehr Bauweisen mit Massivholzdecken verfolgt. Zu den Massivholzdecken zählen vor allem die Brettstapeldecken und die Brettsperrholzdecke (siehe Kapitel 2.2.1)[8, 19].

Holz-Beton Verbundkonstruktionen bestehen wie auch andere Verbundsysteme aus folgenden drei Komponenten:

- Betonplatte
- Holzelement
- Verbindungsmittel.

Wie bereits in Kapitel 2.3.2 erwähnt, ist die kraftschlüssige Verbindung der beiden Komponenten Beton und Holz äußerst wichtig, um das Verbundverhalten des Gesamtsystems zu aktivieren. Dies erfolgt durch die Verwendung geeigneter Verbindungsmittel. Die Bandbreite an verwendeten Verbindungsmitteln in Verbindung mit verschiedenen Verbundsystemen sowie Aufbauten ist groß und wird im Folgenden weiter erklärt.

Alle bekannten HBV-Konstruktionen können in vier “Grundtragsysteme” (nach Abbildung 2.15) eingeordnet werden. Diese sind in Abbildung 2.15 dargestellt. Die bekannteste und häufigste angewendete Konstruktion ist die Holz-Beton Balkendecke (Abbildung 2.15 links oben und Abbildung 2.16) und die Brettstapeldecke (rechts oben). Zur Sanierung von alten Dippelbaumdecken wird nicht selten eine Aufbetonschicht aufgebracht. Die Furnierschichtholzplatte (Abbildung 2.15 rechts unten) stellt eher eine Seltenheit dar.

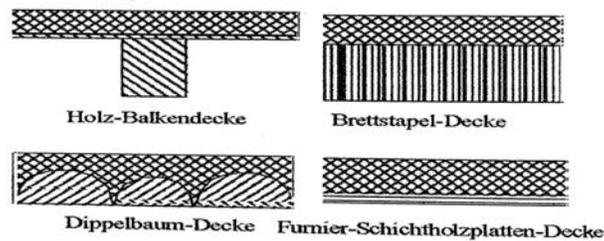


Abbildung 2.15: Grundtragsysteme im Holz-Beton Verbundbau [20]

Bei der Holz-Beton Balkendecke hat der Betongurt nicht nur die Aufgabe die Druckspannungen aufzunehmen, sondern dient auch gleichzeitig zur direkten Aufnahme und Ableitung der aufgebrachten Lasten (äquivalent zum Plattenbalken im Stahlbetonbau). Der Holzbalken hat die Aufgabe, die Zugspannungen zu übernehmen. Für den Neubau werden in letzter Zeit immer mehr HBV-Systeme mit massiven Holzdeckenkonstruktionen angewendet. Diese Systeme entsprechen der rechten oberen Darstellung in Abbildung 2.15. Dafür werden neben den dargestellten Brettstapeldecken auch Massivholzplatten in Form von Brettsperrholz verwendet.

Die Vorteile von Holz-Beton Verbunddecken sind:

- hohe Tragfähigkeit und höhere Biegesteifigkeit bei geringer Bauteilhöhe (daher größere Spannweiten)
- besserer Schallschutz im Vergleich zu einer reinen Holzdecke
- geringere Schwingungsanfälligkeit gegenüber einer Holzdecke
- Verbesserung des Brandschutzes
- geringere Lasten auf die weiteren lastabtragenden Bauteile im Vergleich zu reinen Stahlbetonkonstruktionen.

Die Nachteile von HBV-Konstruktionen sind:

- längere Bauzeiten gegenüber reinen Holzdecken
- höhere Lasten gegenüber reinen Holzkonstruktionen
- Zwischenabstützungen im Bauzustand notwendig
- unterschiedliche reologische Eigenschaften der beiden Werkstoffe (Holz und Beton).

Für HBV-Systeme werden neben Normalbeton verschiedene Betone wie Stahlfaserbeton oder Leichtbeton verwendet. Zur Aufnahme der Zugkräfte im Verbundquerschnitt werden neben herkömmlichen Holzbalken aus Vollholz oder Brettstapelholz, folgende Konstruktionen bzw. Holzwerkstoffe verwendet:

- Brettstapelholz
- Brettsper Holz
- Kreuzholzbalken
- Furnierschichtholz
- Rundholz.

Die Verbindungsmittel haben im Hinblick auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten eine entscheidende Funktion. Sie haben die wesentliche Aufgabe, die auftretenden Längsschubkräfte zu übertragen. Die auftretenden Kräfte hängen von der Art der Verbindungsmittel ab sowie von der Anzahl und den Längsabständen. Des Weiteren müssen die Verbindungsmittel auch den Zusammenhalt der beiden Komponenten (Holz und Beton) sicherstellen [20].

Die Unterscheidung des Verbundes in starrer (unnachgiebig), elastischer (nachgiebig) und loser Verbindung wurde bereits in Kapitel 2.3.1 ausführlich erklärt.

In der Praxis sind starre Verbindungen zwischen Holz und Beton nicht wirtschaftlich und technisch kaum umsetzbar. Sogar bei sehr steifen Verbindungsmitteln kommt es speziell im Kontaktbereich mit Holz fast immer zu leichten Deformationen. Daher werden "starre" Verbindungen nur in Form einer Klebefuge möglich. Jedoch zählt *Pausser* den Verbund in Form einer Verzahnung (seichte Einschnitte im Holz) ebenfalls zum starren Verbund [10].

Zur Herstellung von nachgiebigen Verbindungen gibt es mittlerweile sehr viele Möglichkeiten. Zu den hierzu verwendeten Verbindungsmitteln zählen unter anderem die Nägel, Schrauben, Dübel, Klammern, Stahlformteile sowie Kleber.

Im Folgenden werden einige gebräuchliche Konstruktionen in HBV mit den verschiedensten Verbindungsmitteln angeführt und beschrieben.

Ausführungsvariante Holz-Betonbalkendecke mit Verbundschrauben

Bei diesem System von HBV-Balkendecken werden als schubübertragendes Medium Schrauben verschiedenster Hersteller verwendet. Der Vorteil liegt darin, dass die Schrauben ohne Vorbohren eigenschraubt werden können.

Geläufige Systeme bzw. Schrauben sind beispielsweise:

- *TCC Integral System*
- *SFS -System*
- *Timco Schraube*
- *Würth ASSY VG plus Schraube.*

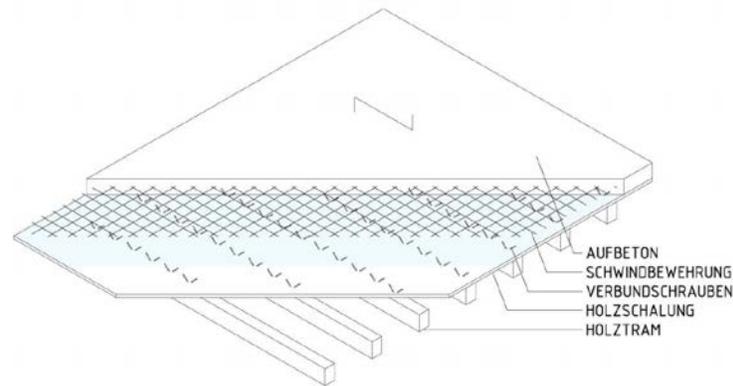


Abbildung 2.16: Axonometrie einer Holz-Betonverbundbalkendecke mit Verbundschauben [19]

In Abbildung 2.16 ist die Axonometrie einer HBV-Balkendecke mit Verbundschauben dargestellt. In dieser Darstellung ist zwischen dem Beton und den Holzbalken eine Holzschalung eingebaut. Meist wird auf die Holzschalung eine Kunststoffolie (PE) aufgelegt, um einen Feuchtigkeitstransport vom aufzubringenden Frischbeton zum Holz zu verhindern. Eine eingebaute Schwindbewehrung soll ungewollte Schwindrisse in der sonst unbewehrten Betonschicht unterbinden. Weiters ist das Schraubmuster für die Verbundschauben zu sehen.

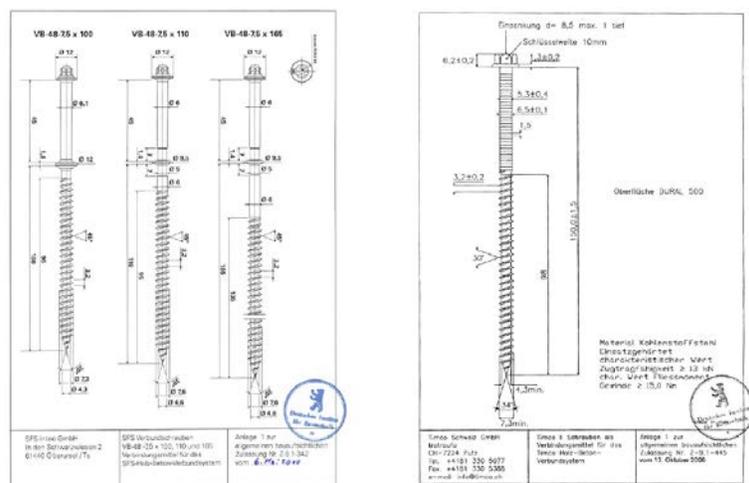


Abbildung 2.17: SFS Verbundschauben der Firma SFS intec und Timco II Schraube der Firma Timco Schweiz [19]

In Abbildung 2.17 sind die zugelassenen Schrauben der Firmen SFS intec und Timco dargestellt. Bei beiden Produkten werden die Gewinde der Schrauben mit einer Tiefe von rund 100 mm in die Holzbalken eingeschraubt. Der Schaft mit einer Länge von rund

50 mm und vor allem der Schraubenkopf übertragen die entstehenden Schubspannungen auf den Beton. Bei der *Timco II Schraube* sind zusätzlich Rippen am Schaft vorgesehen, die den lokalen Verbund am Schaft erhöhen sollen.

Jedoch unterscheiden sich die beiden Zulassungen dahingehend, dass das Verschraubungsmuster anders aussieht. Wie in Abbildung 2.18 ersichtlich, werden für das System der Firma *SFS intec* verschiedene Schraubwinkel (wechselnd 45° und 135°) über die ganze Trägerlänge, und für das System der Firma *Timco* ein einheitlicher Verschraubungswinkel (45°) an einer Trägerhälfte verwendet.

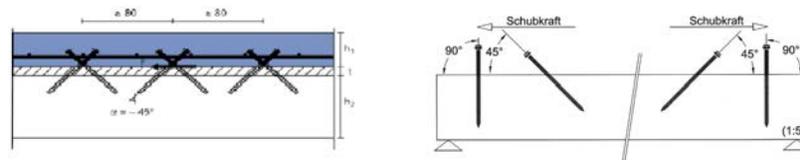


Abbildung 2.18: Verschraubungsmuster für die *SFS Verbundschrauben* und *Timco II Schraube* [19, 12]

HBV-Massivholzdecke - *System Hilti* [20, 19]

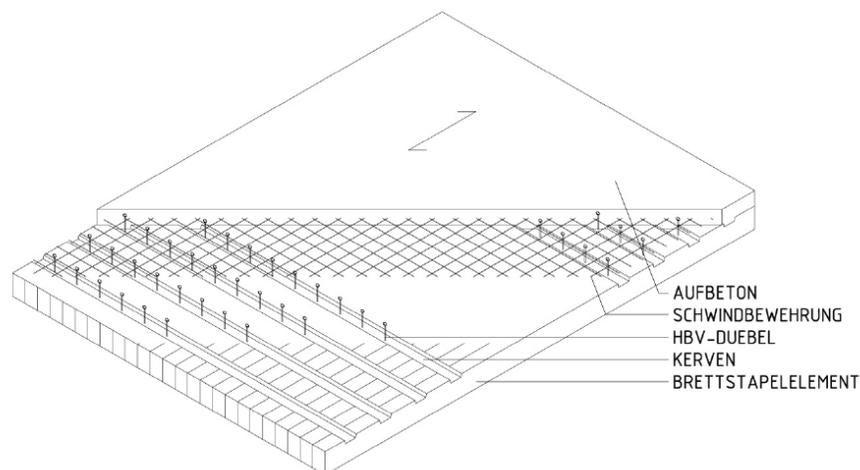


Abbildung 2.19: Systemaxonomie einer HBV-Brettstapeldecke der Firma *Hilti* [19]

Bei dem an der *ETH Lousanne* in den 90er Jahren entwickelten Flachdeckensystem werden Massivholzplatten in Form von Brettstapелеlementen verwendet. Die Übertragung der Längsschubkräfte erfolgt mittels quer zur Spannrichtung eingefräßten “Kerven” und speziellen Dübeln (HBV-Dübel). Wie in Abbildung 2.19 ersichtlich, versteht man unter Kerven flache Nuten mit einer Tiefe von 20 mm und einer Breite von 150 mm.

Das Gewinde der Dübel (M12) wird eingeleimt und steht mindesten 80 mm ins Holz. Nach dem Vorbohren der Löcher mit einem Durchmesser von 18 mm wird ein Kunstharzmörtel in das Loch injiziert und danach wird der Dübel per Hand eingedreht. Nach dem Aufbringen und Aushärten des Betons werden die Dübel der Firma *Hilti* vorgespannt. Damit wird der Beton in die Kerfen eingedrückt und die Wirkung der Kerfen erhöht sich. Gleich wie bei der vorher beschriebenen HBV-Balkendecke wird auch hier eine Schwindbewehrung eingelegt.

Ausführungsvariante *Bauer* HBV-Decke

Wie in Abbildung 2.20 ersichtlich, unterscheidet sich diese Konstruktion von der vorigen durch die Verwendung anderer Verbindungsmittel. Statt Dübeln werden hier sogenannte “Stahlschlösser” eingebaut. Des weiteren werden hier keine Kerfen eingefräst.

Die eingebauten Stahlschlösser haben eine Breite von 40 mm und eine Dicke von 5 mm . Sie werden mit in einem Winkel von 5° zur Vertikalen eingebaut. Die Brettstapелеlemente kommen mit eingeschlitztem Stahlschloss und bereits aufgebrachter Folie auf die Baustelle. Folglich muss auf der Baustelle nur noch die Schwindbewehrung aufgelegt und der Beton eingebracht werden [24].

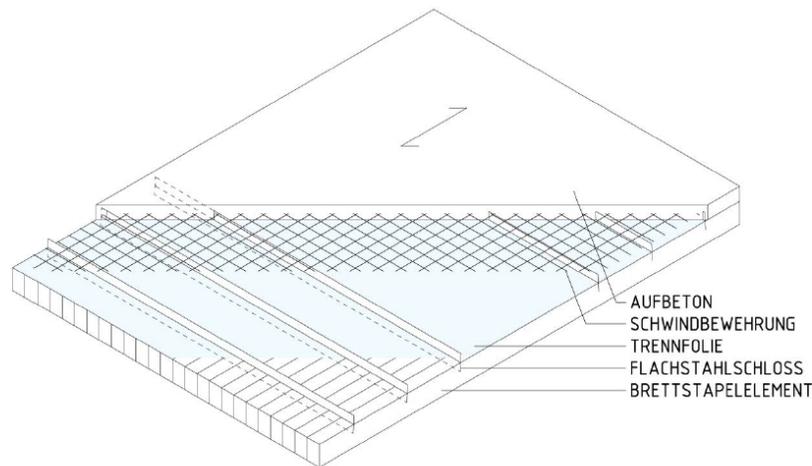


Abbildung 2.20: Systemaxonomie einer *Bauer* HBV-Brettstapeldecke [19]

Ausführungsvariante *Bathon*

Eine weitere Verbundkonstruktion für den HBV-Bau wurde von Prof. *Bathon* im Jahre 1992 entwickelt [19]. Kernstück dieser Konstruktion ist ein sogenannter “HBV-Schubverbinder”. Der Schubverbinder aus Streckmetall wird zur Hälfte in das Holz eingeklebt und zur anderen Hälfte einbetoniert. Als wesentlicher Vorteil ist die relativ einfache Herstellung und das gute Verbundverhalten zu nennen. Die Ausführung dieser Konstruktion ist sowohl mit Holzbalken als auch mit Massivholzplatten möglich. Basierend auf dem von

*Bartho*n entwickelten System ergaben sich viele unterschiedliche Ausführungsvarianten.

In der folgenden Abbildung ist eine HBV-Konstruktion mit Brettstapel und einmal mit Holzbalken dargestellt.

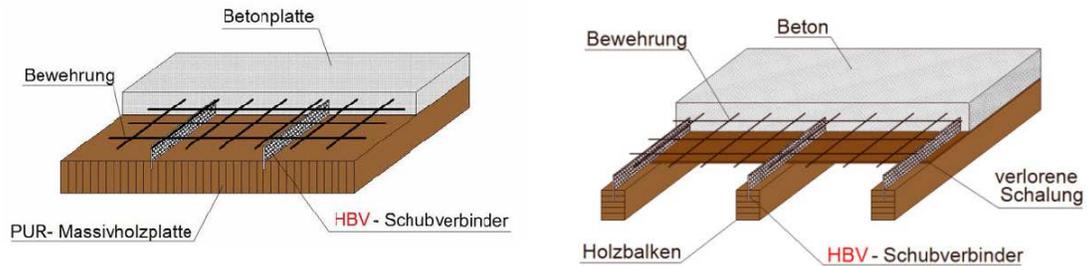


Abbildung 2.21: HBV-Decke mit HBV-Schubverbinder aus Brettstapel (links) und Holzbalken (rechts) mit Streckmetall-Schubverbinder [19]

Die angeführten Ausführungsvarianten sind nur ein kleiner Teil der am Markt angebotenen Konstruktionen. Sie wurden nach ihrer Bedeutung in der Praxis oder wegen ihrer Relevanz für die geplanten Versuche ausgewählt.

2.4 Berechnungsmethode [13]

Das von *Möhler* [18] eingeführte γ -Verfahren wurde von *Heimeshoff* [2] neu formuliert und ist fester Bestandteil von Eurocode 5 [13] geworden [27]. Das γ -Verfahren nach EC 5 - Anhang B (Seiten 120-123) ist ein Verfahren, mit dem nachgiebig verbundene Holzträger (Holz-Holz) berechnet werden können.

Der Titel des Anhangs B im EC 5 lautet „Nachgiebig verbundene Biegestäbe“. Für das γ -Verfahren werden folgende Annahmen getroffen:

- für die vorhandenen Querschnitte gilt ein linear-elastisches Materialverhalten
- die Biegeträger sind Einfeldträger mit einer Stützweite von “ l ”
- die einzelnen Querschnittsteile (aus Holz oder Holzwerkstoffen) sind ungestoßen oder mit geklebten Stößen ausgeführt
- die einzelnen Querschnittsteile sind miteinander durch mechanische Verbindungsmittel mit einem Verschiebungsmodul “ K ” verbunden
- der Abstand “ s ” der Verbindungsmittel ist entweder konstant oder entsprechend der Querkraftlinie zwischen s_{min} und s_{max}
- die Belastung wirkt in z-Richtung und erzeugt ein sinusförmiges oder parabolisches veränderliches Biegemoment.

Der für diese Arbeit relevante Querschnitt ist in Abbildung 2.22 dargestellt. Die linke Skizze zeigt einen Verbundquerschnitt der aus drei nachgiebig miteinander verbundenen Querschnitten besteht. Die drei Teilquerschnitte werden mit den Nummern 1, 2 und 3 bezeichnet. Die beiden Verbundfugen erhalten jeweils die Nummer des zugehörigen Gurtes. Das bedeutet, dass die obere Verbudfuge mit der Nummer “1” und die untere mit der Nummer “3” gekennzeichnet ist. In der rechten Skizze (Abbildung 2.22) ist das Spannungsbild der einwirkenden Normalspannungen bei Biegebelastung dargestellt.

Der dargestellte Querschnitt ist eindeutig ein I-Träger, jedoch werden laut EC5 keine Einschränkungen in Bezug auf die Geometrien (speziell die Breite) der Teilquerschnitte gemacht.

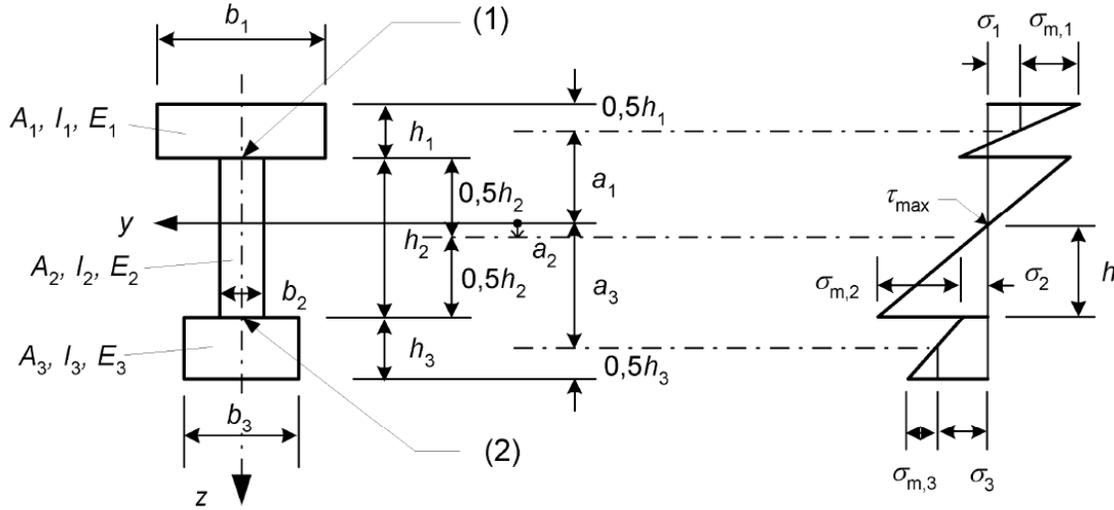


Abbildung 2.22: 3-teiliger Verbundquerschnitt und dargestelltes Spannungsbild für nachgiebigen Verbund in beiden Verbundfugen [13]

Um in weiterer Folge die einwirkenden Spannungen zu erhalten, muss als erstes die “wirksame Biegesteifigkeit” $(EI)_{ef}$ nach Gleichung 2.4 errechnet werden.

$$(EI)_{ef} = \sum (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (2.4)$$

Dabei sind E_i die Elastizitätsmoduli der einzelnen Querschnitte. Die Trägheitsmomente der Teilquerschnitte I_i errechnen sich mit:

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (2.5)$$

und die Flächen mit

$$A_i = b_i h_i. \quad (2.6)$$

Der Abstand a_2 ist der Abstand der Spannungsnulllinie von Schwerpunkt des Teilquerschnitts 2 und errechnet sich mit:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_1^3 \gamma_i E_i A_i}. \quad (2.7)$$

Die Abstände a_1 und a_3 können in weiterer Folge laut Abbildung 2.22 ermittelt werden. Die Verbundkoeffizienten γ_i errechnen sich mit folgender Formel:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{E_i A_i s_i}{K_i l^2}} \quad \text{für } i = 1 \text{ und } i = 3. \quad (2.8)$$

Weiters ist $\gamma_2 = 1$ (Vergleiche dazu *Heimeshoff* [2]). Die Variablen K_i sind die Verschiebungsmoduli der beiden Verbundfugen. Sie werden in weiterer Folge noch genauer erläutert. Die Abstände s_i sind jene Abstände der Verbindungsmittel in Längsrichtung in den jeweiligen Verbundfugen. Mit l wird wie bereits erwähnt die Stützweite des Trägers bezeichnet.

Die Normalspannungen laut Abbildung 2.22 errechnen sich mit:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}}. \quad (2.10)$$

Die größten Schubspannungen (τ_{max}) treten, wie in Abbildung 2.22 eingezeichnet, in der Spannungsnulllinie der Normalspannungen auf.

Die maximale Schubspannung errechnet sich mit:

$$\tau_{max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V. \quad (2.11)$$

Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ist anzunehmen zu:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V. \quad (2.12)$$

Dabei ist $i = 1$, beziehungsweise $i = 3$.

Die Steifigkeit mechanischer Verbindungsmittel wird durch den **Verschiebungsmodul** ausgedrückt. Wie in Gleichung 2.8 ersichtlich, ist der Verschiebungsmodul notwendig, um die Verbundkoeffizienten (Abminderungsbeiwerte) γ_i zu berechnen.

Die Einheit des Verschiebungsmoduls wird meist in $[N/mm]$ angegeben und wie folgt errechnet:

$$K = \frac{F}{u} \quad [N/mm]. \quad (2.13)$$

Der Verschiebungsmodul K drückt somit aus, welche Kraft “ F ” notwendig ist, um eine (nachgiebige) Verbindung um einen bestimmten Weg “ u ” zu verschieben. Der Verschiebungsmodul von Verbindungen kann mittels Versuchen festgestellt werden und ist in DIN EN 26891 geregelt.

Die für die Berechnung nach dem γ -Verfahren notwendigen Verschiebungsmoduli sind im EC 5 angeführt. Zur Berechnung der γ -Werte laut Anhang B werden folgende zwei Fälle unterschieden:

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit $K_i = K_{ser,i}$ und
- Grenzzustand der Tragfähigkeit $K_i = K_{u,i}$.

Die Abkürzungen “ser” und “u” stehen für “Serviceability” und “Ultimate”. Der für den Tragfähigkeitsnachweis (ULS - Ultimate Limit State) erforderliche Verschiebungsmodul K_u errechnet sich nach Kapitel 2.2.2 in EC 5 wie folgt:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (2.14)$$

Somit wird davon ausgegangen, dass die Steifigkeit der Verbindung für den Gebrauchslastzustand um ein Drittel größer ist als für den Traglastzustand. Die Werte K_{ser} sind für metallische Verbindungsmittel im Eurocode in Kapitel 7.1 angegeben und errechnen sich nach Tabelle 6.

Tabelle 6: Werte für K_{ser} für stiftförmige Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart in $[N/mm]$ für Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen [22]

Verbindungsmittel	K_{ser}
Stabdübel Bolzen mit oder ohne Lochspiel ^a Schrauben Nägel (vorgebohrt)	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Nägel (nicht vorgebohrt)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Klammern	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Ringdübel Typ A nach EN 912 Scheibendübel Typ B nach EN 912	$\rho_m d_c / 2$
Scheibendübel mit Zähnen: – Dübeltyp C1 bis C9 nach EN 912 – Dübeltyp C10 und C11 nach EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
^a Das Lochspiel ist zusätzlich zu der Verschiebung hinzuzurechnen.	

In Tabelle 6 sind die Verschiebungsmoduli für verschiedene metallische Verbindungsmittel nach EC 5 dargestellt. Die mit ρ_m bezeichneten Werte sind die mittleren Rohdichten der miteinander Verbundenen Holz- oder Holzwerkstoffteile in $[kg/m^3]$ und d oder d_c die Durchmesser der Verbindungsmittel in $[mm]$. Bei unterschiedlichen mittleren Rohdichten $\rho_{m,1}$ und $\rho_{m,2}$ der verbundenen Werkstoffe ist ρ_m nach Gleichung 2.15 zu berechnen.

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \rho_{m,2}} \quad (2.15)$$

Bei Stahl-Holzverbindungen oder Beton-Holzverbindungen sollte K_{ser} mit dem Faktor 2,0 multipliziert werden.

Wie bereits in Kapitel 2.3.1 erläutert, ist bei einem starren Verbund der γ -Wert gleich 1. Um diesen Wert zu erreichen, müsste theoretisch der Verschiebungsmodul in Gleichung 2.8 unendlich groß sein. Dies ist bei metallischen Verbindungsmitteln unmöglich. Daher kann γ nur dann gleich 1 sein, wenn die Verbindung verklebt wird.

3 Vorversuche und Versuchsplanung

3.1 Vorversuche - *Schernberger* [19]

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Versuche von *Schernberger K.* beleuchtet. Sie dienen neben den in Kapitel 3.2 behandelten Vorversuchen als Grundlage für die in Kapitel 3.3 angeführte Versuchsplanung. *Schernberger* führte dazu mehrere Versuchsreihen durch. Der Fokus seiner Arbeit lag in der Charakterisierung des Holzbetons und damit auch in der Entwicklung eines optimalen Mischungsverhältnisses. Dazu hat er für mehrere Rezepturen Druckfestigkeits- und Biegezugfestigkeitsversuche an Würfeln und Prismen durchgeführt. Weiters wurden von ihm Scherversuche und Plattenversuche mit verschiedenen Aufbauten geprüft.

3.1.1 Würfeldruckfestigkeit von Holzbeton (*Agreslith*)

Neben der Normfestigkeit nach 28 Tagen wurden von *Schernberger* auch die Festigkeitsentwicklung nach 7 und 14 Tagen, sowie verschiedene Verdichtungsmethoden untersucht. Es sei darauf hingewiesen, dass im Folgenden nur die Prüfung der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen für jene Rezeptur dargestellt wird, die die besten Ergebnisse lieferte. Dazu wurde jene Rezeptur verwendet, die vom Hersteller empfohlen wird:

- 105 Liter Agreslith Holzspäne
- 20 Liter Wasser
- 35 kg Zement
- 24 kg Sand (0-1)
- 17,6 kg Sand (1-4).

Nach dem Einbringen der Mischung in die vorgeölten Plastikschalungen wurde diese Masse nur durch Stampfen an der Oberfläche mit einer Holzstaffel verdichtet. Nach dem Abdecken mit einer Kunststoffolie wurden die Würfel mit den Abmessungen $15 * 15 * 15 \text{ cm}$ für zwei Tage gelagert und dann ausgeschalt.

Die Festigkeitsprüfung erfolgte nach 28 Tagen mit einer Prüfmaschine der Firma *Toni Technik*. Das Prüfdiagramm für die zwei geprüften Würfel ist in Abbildung 3.1 dargestellt. Man kann erkennen, dass die mittlere Druckfestigkeit im Mittel bei rund $4,5 \text{ N/mm}^2$ liegt. Das entspricht zirka einem Sechstel der Festigkeit von Normalbeton (C25/30). Die weiteren von *Schernberger* geprüften Würfel liegen mit einem vernachlässigbar kleinen Prozentsatz unter diesem Wert.

3.1.2 Biegezugfestigkeit von Holzbeton

Die für die Biegezugversuche hergestellten Proben (Prismen) hatten Abmessungen von $12 * 12 * 36 \text{ cm}$. Für diese Versuchsreihe wurden 2 verschiedene Rezepturen ausprobiert und geprüft. Auch hier werden nur die Ergebnisse der Probekörper gezeigt, die

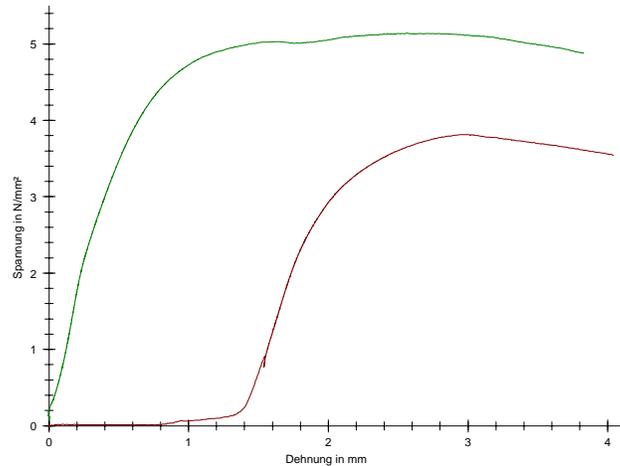


Abbildung 3.1: Spannungs-Dehnungsdiagramm zur Würfeldruckfestigkeit [19]



Abbildung 3.2: Prüfung der Biegezugfestigkeit eines Holzbetonprismas [19]

nach der Rezeptur des Herstellers (siehe oben) hergestellt wurden, da diese die besseren Ergebnisse lieferten. Die Versuche wurden nach Ö-Norm B3303 “Betonprüfung” durchgeführt. In Abbildung 3.2 ist der 3-Punkt Biegeversuch mit dem zu prüfenden Prisma dargestellt. Für die Aushärtungszeit von 28 Tagen wurden drei Prismen geprüft. Das Versuchsdiagramm zu den Versuchen ist in Abbildung 3.3 zu sehen. Man kann erkennen, dass die erreichten Maximalkräfte bei rund 6400 N , 8700 N und 9300 N liegen. Nach kurzer Rechnung ergeben sich dann mit der Gleichung

$$f_{ct} = \frac{3 * F * l}{2 * d_1 * d_2^2} \quad (3.1)$$

Biegezugfestigkeiten von $1,68\text{ N/mm}^2$, $2,27\text{ N/mm}^2$ und $2,42\text{ N/mm}^2$. Vergleicht man diese Werte mit jenen von Normalbeton, dann erkennt man, dass sie im Vergleich zu den zugehörigen Druckfestigkeiten relativ hoch sind. Das bedeutet, dass die Biegezugfestigkeit von Holzbeton im Bezug auf dessen Druckfestigkeit (im Vergleich zu Normalbeton)

relativ hoch ist. Diese liegt bei rund der Hälfte der Druckfestigkeit. Bei Normalbeton ist die Biegezugfestigkeit ca. 1/10 die der Druckfestigkeit.

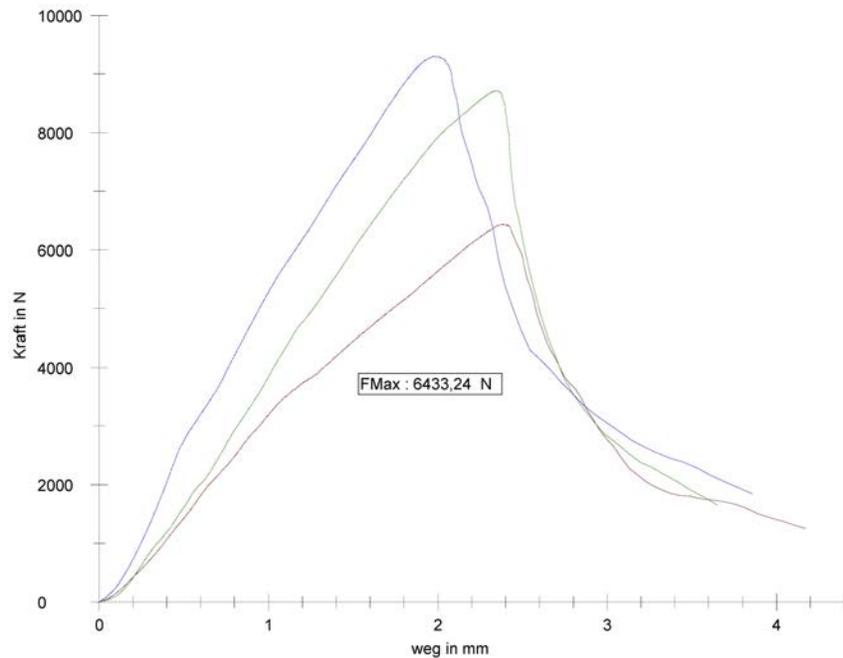


Abbildung 3.3: Versuchsdiagramm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Holzbetonprismen [19]

3.1.3 Scherversuche

Um das Verbundverhalten zwischen Holzbeton und CLT (mit Latten zur Schubübertragung) beschreiben und eine Aussage zur Übertragung der Scherkräfte treffen zu können, wurden von *Schernberger* drei Versuchsreihen mit jeweils drei Probekörpern hergestellt und geprüft. Weiters sollen diese Versuchskörper Aufschlüsse über das Quell und Schwindverhalten liefern. Eine Axonometrische Darstellung der drei Versuchsreihen ist in Abbildung 3.4 zu sehen. Hierzu wurden drei Probekörper mit jeweils einer Dachlatte, drei Probekörper mit zwei Dachlatten und drei Probekörper mit jeweils drei Latten pro Verbundfuge hergestellt (siehe Abbildung 3.4 links, mitte und rechts). Die Breite betrug für alle neun Probekörper 40 cm, die Dicke der Holzbeton-Zwischenschicht 10 cm. Die Dachlatten hatten einen Querschnitt von 25*48 mm und wurden jeweils mit zwei Schrauben (4,5 * 50 mm) an das 3-schichtige Brettsperrholz mit einer Dicke von 57 mm angeschraubt. Die Verschraubung erfolgte hier für alle Latten orthogonal zur Krafrichtung. Für die Mischung des Holzbetons wurde die selbe Rezeptur wie in Kapitel 3.1.1 beschrieben verwendet. Zum Betonieren wurden auf die Probekörper seitlich und unterhalb Schalungsplatten befestigt. Das Verdichten erfolgte mit einem konventionellen Holzstab und stellte sich aufgrund des engen Zwischenraums von 10 cm als

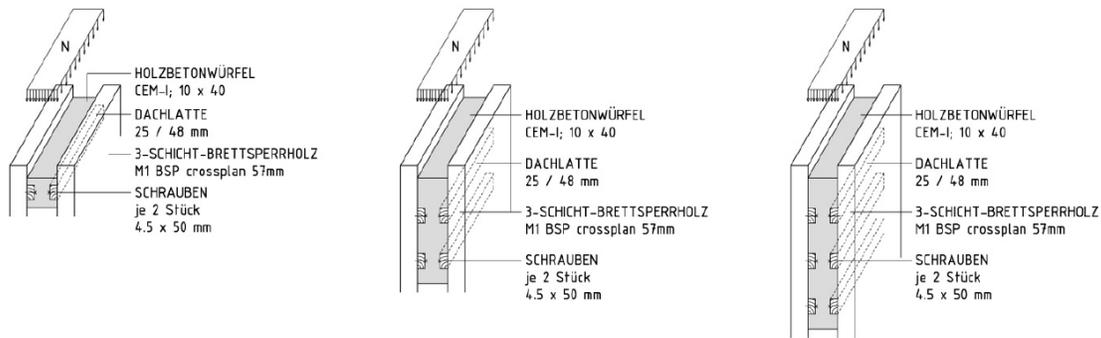


Abbildung 3.4: Systemskizzen der Versuchskörper [19]

außerordentlich schwierig heraus. Nach Trocknung der Probekörper von 28 Tagen wur-



Abbildung 3.5: Stellen mit schlechter Verdichtung und Fugen aus Schwinden des Holzbetons [19]

den sie Schalungen an der Seite entfernt und das Schwindverhalten beurteilt. Abbildung 3.5 (rechts) zeigt die entstandene Schwindfuge zwischen der CLT Platte und dem Holzbeton. Es scheint, als würde es keinen vollflächigen Kontakt zwischen den beiden Schichten geben und dadurch auch keinen Haft- oder Reibungsverbund.

Für den Versuch wurden die Probekörper mit den zwei äußeren Teilen (Brettsperrholz) auf zwei Lager aufgelegt. Der mittlere Teil aus Holzbeton wurde, wie in Abbildung 3.4 schematisch dargestellt, von oben belastet. Die flächige Lastaufteilung erfolgte mit einem Stahlhohlprofil bzw. mit einem Stahlblech. Die Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min bis zum Versagen belastet. Das Prüfdiagramm für den Scherversuch mit einer Latte (pro Scherfläche) ist in Abbildung 3.6, für den Scherversuch mit zwei Latten in Abbildung 3.7, und für den Scherversuch mit drei Latten in Abbildung 3.8, dargestellt. In Abbildung 3.6 kann man erkennen, dass die durchschnittliche Traglast bei rund 11 kN , in Abbildung 3.7 bei rund 19 kN und im Versuchsdiagramm (Abbildung 3.8) bei rund 23 kN liegt. Für alle drei Versuchsreihen ergab sich dasselbe Versagen durch Ausreißen der Schraubengewinde aus der Brettsperrholzplatte. Ein Versagen des Holzbetons im Druckspannungsbereich konnte nicht registriert werden.

Durch zwei kleinen Nebenrechnungen (Gleichung 3.2 und 3.3) lässt sich auch bestätigen, dass die aufzunehmenden Druckspannungen kein Problem für das Material darstellen. In Gleichung 3.2 werden die maximal auftretenden Druckspannungen im Krafteinleitungsbereich des Holzbetons mit der Druckfestigkeit laut Kapitel 3.1.1 verglichen. Es ist ersichtlich, dass die auftretenden Spannungen deutlich unter den aufnehmbaren Spannungen liegen.

$$\sigma_{Holzbeton} = \frac{F}{b * l} = \frac{25000}{400 * 100} = 0,625 \text{ N/mm}^2 \leq 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad (3.2)$$

$$\sigma_{Holzbeton} = \frac{F * 0,7}{2 * A_{Latte}} = \frac{25000 * 0,7}{2 * 400 * 25} = 0,875 \text{ N/mm}^2 \leq 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad (3.3)$$

Vergleicht man die Ergebnisse aus den drei Prüfdiagrammen (3.6,3.7 und 3.8), so kann man darauf schließen, dass die erste, also die oberste Reihe an Latten, einen verhältnismäßig großen Anteil der Schubkraft einleitet. In Gleichung 3.3 wird die auftretende Druckspannung im Schubeinleitungsbereich der ersten beiden (obersten) Latten berechnet. In dieser Berechnung wird angenommen, dass bereits durch die ersten beiden Latten 70% der Prüfkraft eingeleitet werden. Auch hier ist ersichtlich, dass die zu übertragende Druckspannung kein Problem für den Holzbeton darstellt. Dies bestätigt das Versagen der Dachlatten bzw. der Schraubverbindung und nicht das Versagen des Holzbetons.

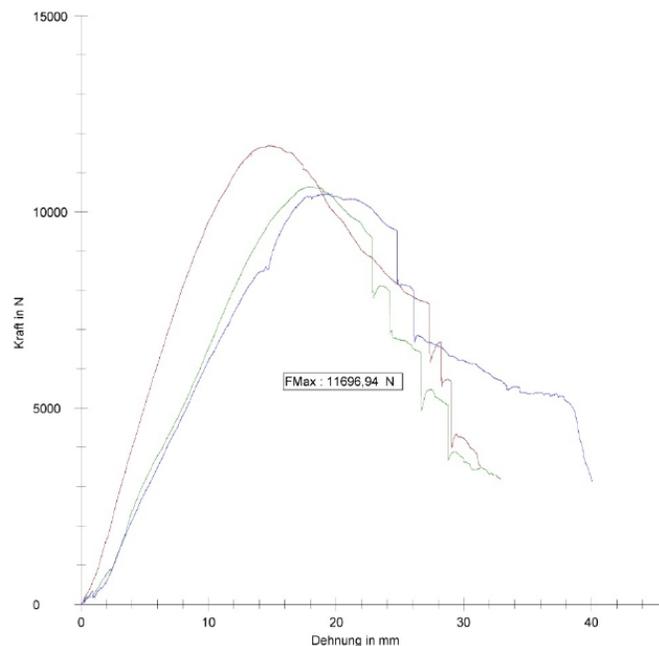


Abbildung 3.6: Prüfdiagramm - Scherversuch mit 1 Latte pro Scherfläche [19]

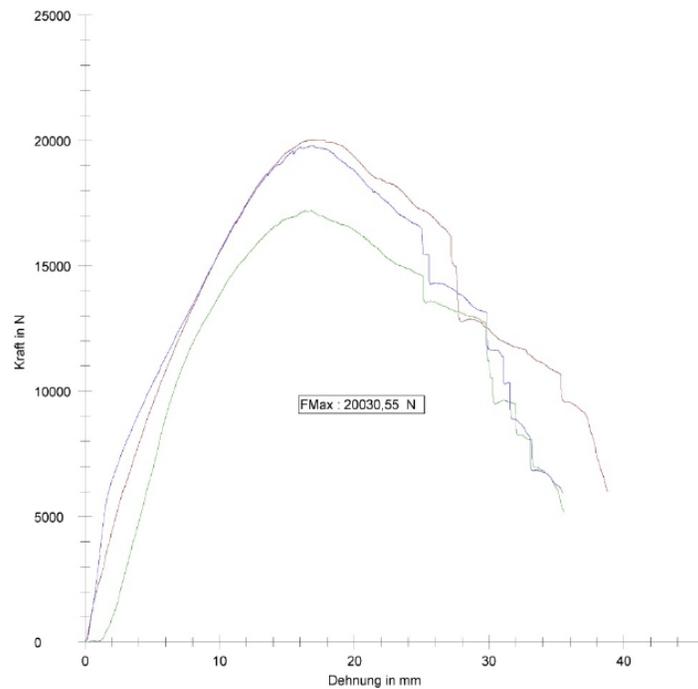


Abbildung 3.7: Prüfdiagramm - Scherversuch mit 2 Latten pro Scherfläche [19]

3.1.4 Plattenversuche

Schernberger hat in seiner Arbeit insgesamt 4 Plattenversuche mit zwei verschiedenen Aufbauten (2-schichtig und 3-schichtig) durchgeführt. Es wurden zwei CLT Platten mit einer Holzbetonschicht und Latten zur Übertragung der Schubkräfte hergestellt. Für die anderen beiden Bauteile wurde statt einer Holzbetonschicht eine Veloxplatte verwendet, und eine Schicht von Selbstverdichtendem Beton aufbetoniert. Zusätzlich wurden von ihm zwei CLT Platten (lose) als Vergleichsobjekt geprüft. Alle Versuchskörper (Deckenstreifen) haben eine Länge von 160 cm und eine Breite von 42 cm . Aus der erwähnten Bauteillänge ergab sich für die 3-Punkt Biegeversuche eine Stützweite von 140 cm . Im Folgenden werden die hergestellten Aufbauten erläutert sowie deren Verhalten bei der Versuchsdurchführung kurz erklärt und anschließend die Prüfergebnisse zusammenfassend für alle sechs Probekörper diskutiert.

Versuchsaufbau CLT lose: Um einen Vergleichswert zu den Ergebnissen der anderen Deckenstreifen zu bekommen, wurden 2 CLT Platten ohne jeglichen Aufbau getestet. Dazu wurden dieselben Brettsper Holzplatten wie in Kapitel 3.1.3 mit einer Dicke von 57 mm verwendet. Der 3-schichtige Aufbau der CLT Platte ist vor allem durch seine schubweiche Zwischenschicht charakterisiert (siehe Kapitel 2.2.1).

Laut *Schernberger* haben beide CLT Platten „auf Schubbruch in der untersten Lamelle versagt“ [19]. Bei weiterer Belastung kam es dann zu einem Aufgehen der Keilzinkung. Mit dem vorher angeführten „Schubbruch“ meinte *Schernberger* sehr wahrschein-

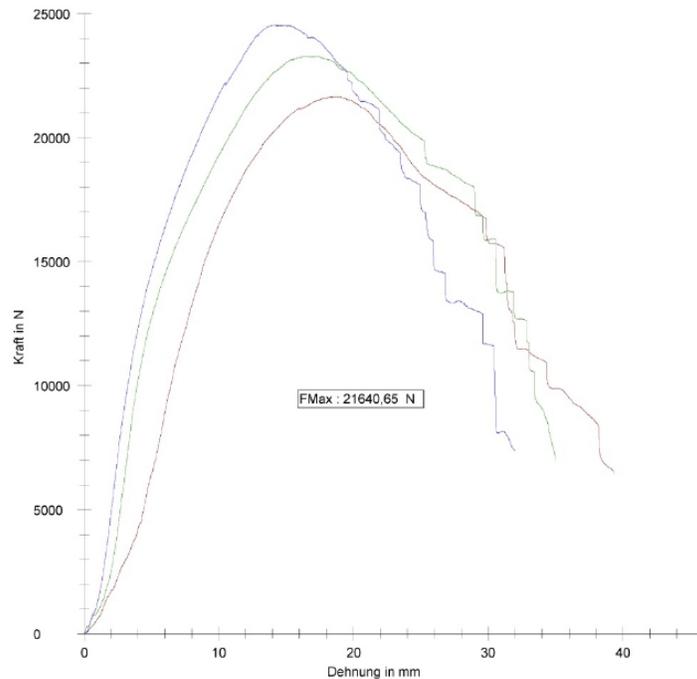


Abbildung 3.8: Prüfdiagramm - Scherversuch mit 3 Latten pro Scherfläche [19]

lich ein allmähliches Schubversagen in der Mittelschicht. Dies wäre auch die logische Erklärung für das Abflachen der Prüfkurve die in weiterer Folge dargestellt wird.

Versuchsaufbau CLT-Holzbeton: Wie bei den Scherversuchen hat *Schernberger* zur Übertragung der Schubkräfte Dachlatten auf die 3-schichtige CLT Platte geschraubt. In Abbildung 3.9 ist eine Systemskizze zum Versuchsaufbau dargestellt. Die Dachlat-

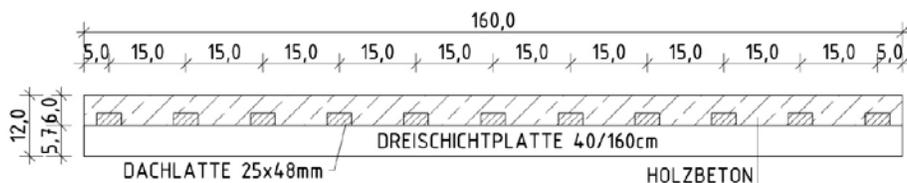


Abbildung 3.9: Längsschnitt durch den Versuchsaufbau CLT-Holzbeton [19]

ten ($25 \times 48 \text{ mm}$) wurden mit einem Achsabstand von 15 cm ohne Vorbohren auf die Brettsperrholzplatte aufgeschraubt. Jede Latte ist mit 2 Schrauben ($4,5 \times 50 \text{ mm}$) und einem Abstand von 10 cm von der Mittelachse befestigt. Für die Mischung des Holzbetons wurde wiederum die Rezeptur laut Kapitel 3.1.1 verwendet. Nach einer Trock-

nungszeit von 28 Tagen waren bei beiden Probekörpern keine auffälligen Schwindfugen zu sehen. In Abbildung 3.10 ist die Prüfmaschine und mit dem eingebauten Plattenstreifen dargestellt. Zur Ausbreitung der Last über die gesamte Breite wurden mehrere



Abbildung 3.10: Eingebauter Probekörper (CLT-Holzbeton Aufbau) in der Prüfmaschine [19]

Stahlbleche übereinander gelegt. Nach dem Versuch waren große Verschiebungen von ca. $1 - 2\text{ cm}$ im Randbereich zwischen den beiden Materialien ersichtlich. Dies lässt sich auf eine sehr schlechte Verbindung (kleiner Verschiebungsmodul) des Holzbetons mit der CLT Platte schließen. Das bedeutet, dass hier wiederum die Verbindungsmittel, also die Schraubverbindungen, versagt haben und dass das Verbundverhalten als schlecht zu beurteilen ist.

Versuchsaufbau CLT-Velox-SVB: Für diesen Plattenversuch wurden zwei Probekörper mit einem 3-schichtigen Verbundquerschnitt hergestellt. Auf die $5,7\text{ cm}$ dicke Brettsperrholzplatte wurde eine Veloxplatte ($d = 5\text{ cm}$) aufgeschraubt. Der von *Schernberger* gewählte Verschraubungsplan ist in Abbildung 3.11 dargestellt. Als ober-



Abbildung 3.11: Verschraubungsplan zu dem Plattenversuch CLT-Velox-SVB [19]

te Schicht wurde eine 6 cm dicke Schicht aus Selbstverdichtendem Beton aufbetoniert.

Nach einer Aushärtungszeit von 28 Tagen waren trotz nicht vorhandener Bewehrung keinerlei Risse in der Betonschicht zu sehen.

Beim Versuch waren schon am Beginn der Prüfung die ersten Zugrisse im Beton sichtbar. Zwischen den beiden oberen Schichten war keine Relativverschiebung erkennbar. Das bedeutet, dass der Verbund (also der Haft- und Reibungsverbund) durch die Verzahnung des Betons und der Veloxplatte gut funktionierte. Zwischen den beiden unteren Schichten war eine Verschiebung erkennbar. Laut *Schernberger* kommt das Versagen des Gesamtsystems durch zu hohe Schubspannungen in der CLT Platte zustande. In Abbildung 3.12 ist links eine geringe Horizontalverschiebung in der unteren Verbundfuge zu sehen. In Abbildung 3.12 rechts ist der entstandene Biegezugriss in der Betonschicht und der sich entwickelnde Schubriss in der Brettsperrholzplatte erkennbar [19].



Abbildung 3.12: Horizontalverschiebung in der unteren Verbundfuge und rechte Trägerhälfte kurz vor Erreichen der Traglast [19]

Darstellung der Ergebnisse und Diskussion: In Abbildung 3.13 sind alle Versuchsergebnisse der 3-Punkt Biegeversuche dargestellt. Auf der y-Achse ist die Prüfkraft in $[kN]$, auf der x-Achse die Verformung (Durchbiegung) in $[\mu m]$ dargestellt. Wie bereits erwähnt, wurden alle 6 Versuche unter denselben Bedingungen, also gleiche Stützweite ($l_{Stütz} = 140\text{ cm}$) und gleiche Belastungsgeschwindigkeit ($v = 3\text{ mm/min}$), durchgeführt.

Auf den ersten Blick kann man erkennen, dass die losen CLT Platten in hellgrün und grün eine eindeutig höhere Traglast erreichen als der Verbundquerschnitt mit CLT und Holzspanbeton (Holzbeton). Die durchschnittliche Traglast der CLT Platten ist um rund 9 kN höher als die des Verbundquerschnitts (CLT-HSB). Allein diese Tatsache lässt darauf schließen, dass der Verbundquerschnitt, wie er hier hergestellt und belastet worden ist, nicht wie gewünscht funktioniert. Vergleicht man die Steigungen dieser vier Arbeitslinien so kann man davon ausgehen, dass der Holzbeton gleich am Beginn des Versuchs gerissen ist und in weiterer Folge nur mehr die Brettsperrholzplatte trägt. Betrachtet man jedoch den Bereich nach Erreichen der Traglast, so erkennt man, dass sich der Verbundquerschnitt (CLT-HB) wesentlich duktiler verhält als die lose CLT Platte.

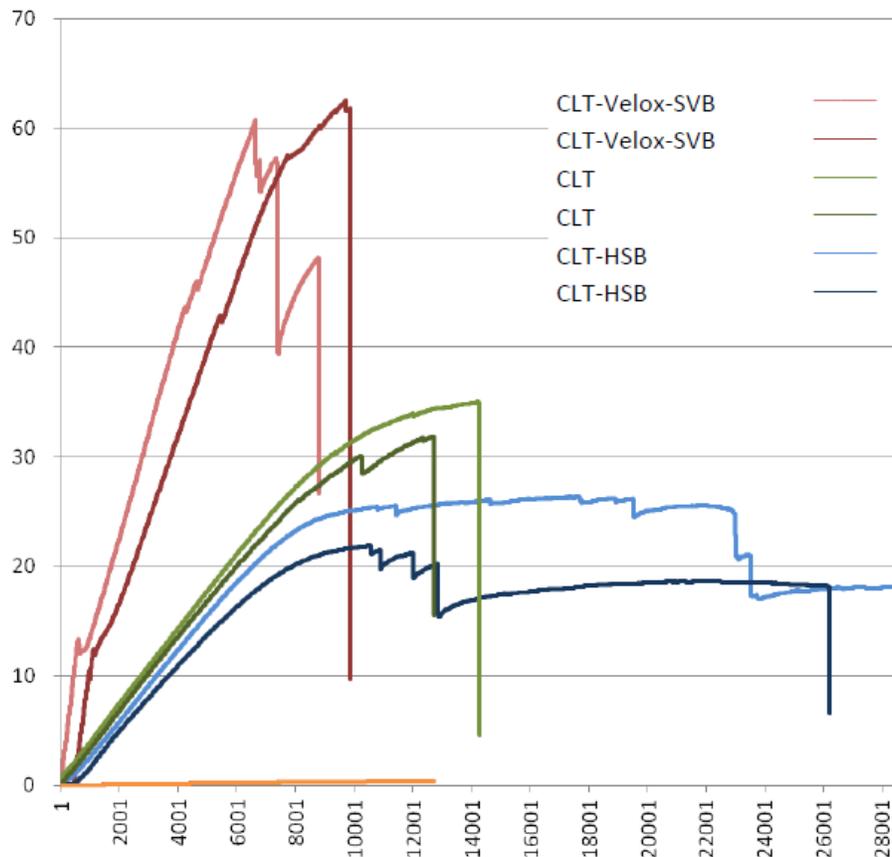


Abbildung 3.13: Versuchsdiagramm aus den 3-Punkt Biegeversuchen [19]

Neben der vergleichsmäßig hohen Traglast stechen die Arbeitslinien des 3-teiligen Querschnitts (rot und dunkelrot) bereits im Anfangsbereich durch ihre großen Steigungen heraus. Bei ca. 13 kN kommt es dann bei beiden Bauteilen zu einem kurzen Lastabfall, aber einer gleich folgenden Laststeigerung. In diesem Bereich fand eindeutig eine Überschreitung der Betonzugspannungen statt, und es kam defacto zu einem Biegezugriss in der SVB Schicht. Die folgende Steigung der beiden roten Arbeitslinien ist deutlich größer als die der anderen vier. Das bedeutet, dass hier auf jeden Fall eine Verbundwirkung erreicht wurde. Noch vor dem Erreichen der Traglast, also dem globalen Versagen der beiden Bauteile, ist bei rund 43 kN bzw. 46 kN eine kurze Unstetigkeitsstelle erkennbar. Mögliche Ursachen dafür konnten von *Schernberger* nicht festgestellt werden.

3.2 Durchgeführte Vorversuche

Um die Wirkungsweise und einen Anhaltswert über die Steifigkeit von Schraubverbindungen zu erhalten wurden insgesamt drei verschiedene Scherversuche vorgenommen. In

der ersten Versuchsreihe wurden 6 Scherversuche mit aufgeschraubten Dachlatten und verschiedenen Schraubwinkeln durchgeführt. Bei der zweiten Versuchsreihe wurden aufgeschraubte *Veloxplatten* mit verschiedenen Einschraubwinkeln geprüft. Zur Beschreibung der Wirkung eines aufgeschraubten Klemmbandes dienten die letzten Scherversuche. In den folgenden Unterkapiteln sind diese drei Versuchsreihen beschrieben und deren Ergebnisse dargestellt.

Für die durchgeführten Scherversuche wurde eine Prüfmaschine der Firma *Zwick Roell* verwendet. Da mit dieser Maschine Druck- oder Zugversuche durchgeführt werden können, wurde, wie auch bei den Versuchen von *Schernberger*, eine zweischnittige Verbindung gebaut.

3.2.1 Scherversuch - CLT mit Lattung

Um die Wirkungsweise verschiedener Einschraubwinkel herauszufinden, wurden für diese Versuchsreihe sechs Probekörper hergestellt. Der grundsätzliche Aufbau entspricht den von *Schernberger* durchgeführten Scherversuchen, wie in Kapitel 3.1.3 beschrieben. Jedoch wurde für diese 2-schnittige Verbindung kein Holzbeton eingebaut, sondern rein die Schraubverbindung zwischen den Latten und der Brettsperrholzplatte untersucht. Ein weiterer Unterschied besteht darin, dass hier die CLT Platte den fixen Teil und zwei Latten den beweglichen Teil des Probekörpers darstellten (siehe Abbildung 3.14).

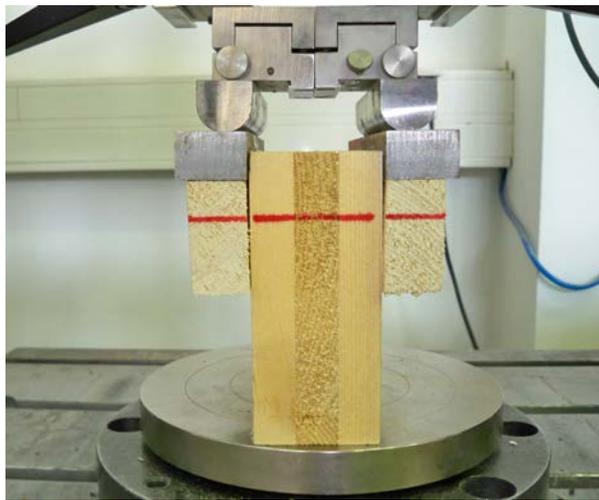


Abbildung 3.14: Zweischnittiger Scherversuch mit aufgeschraubten Latten

In der Systemskizze des Versuchs (Abbildung 3.15) ist ersichtlich, dass der hergestellte CLT Körper und die Dachlatten eine Länge von 20 cm haben. Die Dicke und Höhe des Mittelteiles aus Brettsperrholz beträgt 5,7 cm und 15 cm. Die verwendeten Latten haben einen Querschnitt von 25 * 48 mm. Als Verbindungsmittel wurden pro Scherfuge zwei Vollgewindeschrauben mit den Abmessungen 5 * 70 mm verwendet. Für die sechs Probekörper wurden insgesamt drei verschiedene Verschraubungswinkel (45°, 90°

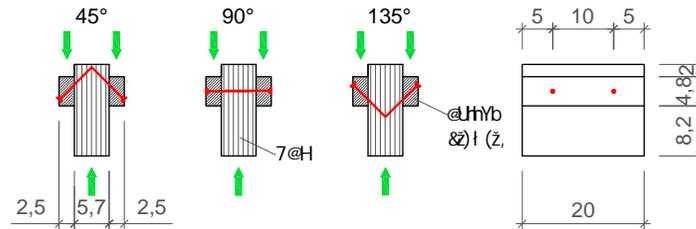


Abbildung 3.15: Systemskizze der Scherversuche mit Lattung

und 135°) geprüft (siehe Abbildung 3.15). Das bedeutet, dass die Schrauben bei einem Verschraubungswinkel von 45° hauptsächlich auf Zug und bei 90° hauptsächlich auf Abscheren beansprucht werden. Bei einem Verschraubungswinkel von 135° wird die Schraube vor allem auf Abscheren und schließlich auf Biegung beansprucht.

Für alle sechs Versuche wurde eine Belastungsgeschwindigkeit von $3\text{ mm}/\text{min}$ und eine Vorkraft von 20 N gewählt. Das Versuchsdiagramm für die Scherversuche 1 bis 6 ist in Abbildung 3.16 dargestellt. Die Arbeitslinien mit den Bezeichnung S1 und S2

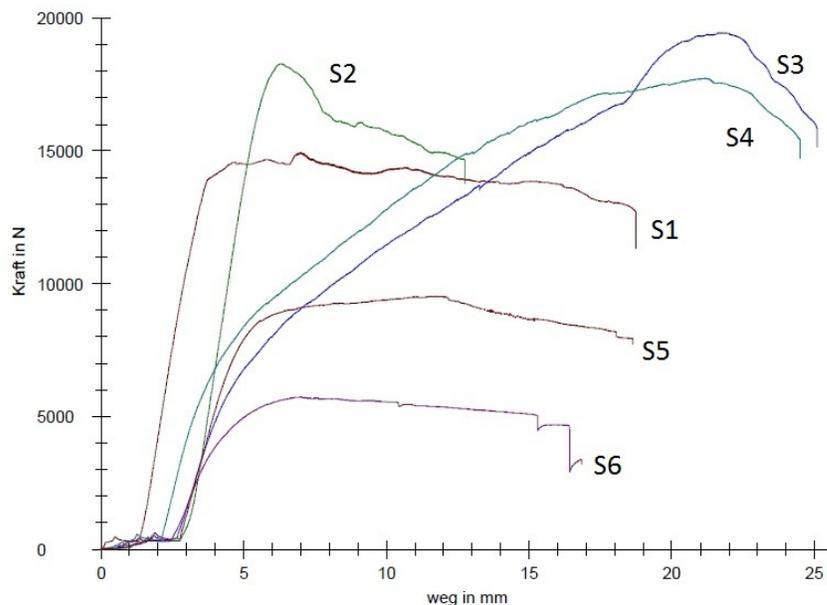


Abbildung 3.16: Versuchsdiagramm aus den sechs Scherversuche (CLT-Latten)

sind jene Versuche mit einem Verschraubungswinkel von 45° . Die Probekörper S3 und S4 wurden mit 90° und S5 und S6 mit 135° verschraubt. Die anfänglichen Verformungen ohne wesentliche Laststeigerung sind zu vernachlässigen. Grund dafür ist eine zu klein eingestellte Vorkraft. Diese sollte eher im Bereich von 500 N liegen. In Abbildung 3.16 kann man erkennen, dass die Traglast von Versuch S3 am größten ist. Jedoch verhalten

sich die Verbindungen des Versuchskörpers S1 und S2 steifer. Der “quasielastische” Bereich von S1 und S2 geht fast bis zum Erreichen der Traglast. Bei S4 und S5 endet dieser Bereich bereits bei einer Prüfkraft, die rund 40% der Traglast entspricht. Die Ergebnisse der Probekörper S5 und S6 sind im Vergleich dazu “schlechter”.

Zusammenfassend kann man sagen, dass sich eine schräge Verschraubung (mit 45°) der Dachlatten positiv auf das Verformungs- und Tragverhalten auswirkt. Grund dafür ist offensichtlich die Beanspruchung der Schrauben auf Zug und nur geringfügig, auf Abscheren bzw. eine daraus entstehende Biegung.

3.2.2 Scherversuch - CLT mit *Velox* verschraubt

Um das Trag- und Verformungsverhalten verschiedener Schraubwinkel bei der Verbindung mit *Veloxplatten* beschreiben zu können, wurden dazu drei Probekörper hergestellt und geprüft. Für diese 2-schnittige Verbindung wurden zwei *Veloxplatten* und eine Brettsperrholzplatte verwendet, um ein Versagen der *Veloxplatte* zufolge hoher Druckspannungen auszuschließen. Pro Scherfläche überträgt hier eine Vollgewindeschraube mit den Abmessungen $8 \times 100 \text{ mm}$ die Scherkräfte. Der Einschraubwinkel für die Probekörper SV1, SV2 und SV3 beträgt wie für die Versuche in Kapitel 3.2.1 45, 90 und 135 Grad. Die Prüfmaschine und einer der eingebauten Probekörper (SV2) sind in Abbildung 3.17 dargestellt. Die Breite der CLT und der *Veloxstreifen* beträgt 10 cm , die Länge 25 cm . Beide *Veloxplatten* haben jeweils eine Dicke von 5 cm .



Abbildung 3.17: Eingebauter Probekörper (Scherversuch CLT-Velox) in der Prüfmaschine

Das Prüfdiagramm für die drei Scherversuche (SV1, SV2 und SV3) ist in Abbildung 54 ersichtlich. Ähnlich wie in Kapitel 51 ist hier ein besseres Ergebnis für den mit 45° verschraubten Versuchskörper (SV1) erkennbar. Nicht nur die erreichte Traglast,

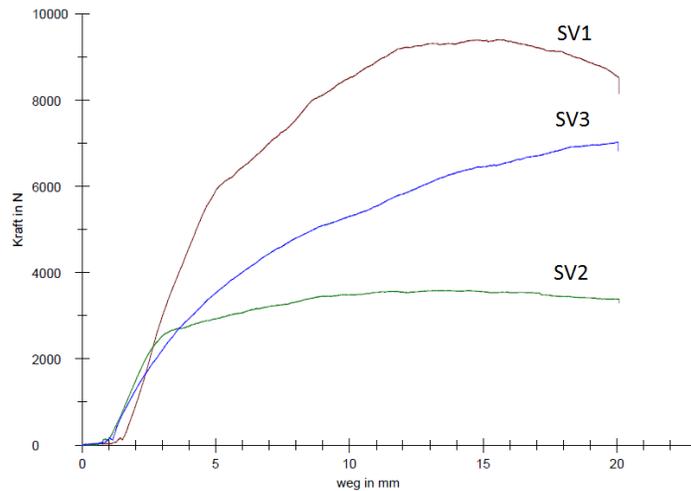


Abbildung 3.18: Versuchsdiagramm zu Scherverversuch (CLT-Velox)

sondern auch das Verformungsverhalten des Probekörpers mit einem Verschraubungswinkel von 45° ist besser als die von SV2 und SV3. Damit liefert die Arbeitslinie von SV1 auch hier eine eindeutige Antwort auf die Frage des Verschraubungswinkels: Ein Verschraubungswinkel von 45° bewirkt nicht nur eine höhere Traglast sondern auch ein steiferes Verbundverhalten (größerer Verschiebungsmodul).

3.2.3 Scherverversuch - CLT mit *Velox* verschraubt (mit Klemmband)

Nachdem man bei den vorigen Versuchen (Kapitel 3.2.2) ein deutliches Einsinken des Schraubenkopfes in die *Veloxplatte* sehen konnte, stand die Überlegung an, Beilagscheiben zur Vergrößerung der Druckfläche zu verwenden. Schließlich entschloss man sich für die Verwendung eines Klemmbandes, das gewöhnlich von Elektrikern auf den Baustellen verwendet wird. Mit diesem Versuch soll untersucht werden ob die Verwendung eines Klemmbandes zu einer Laststeigerung bzw. zu einer höheren Steifigkeit der Verbindung führt. Dazu wurden wieder 2-schnittige Probekörper mit zwei Verbindungsmitteln (Schrauben) pro Scherfläche hergestellt. Von den zwei Probekörpern SV4 und SV5 wurde der erstere umfassend mit einem Klemmband versehen. Um wiederum ein Druckversagen der *Veloxplatte* wegen doppelter Anzahl an Verbindungsmitteln zu vermeiden, musste die verwendete Fläche an *Velox* erhöht werden. Aufgrund der Ergebnisse aus Kapitel 3.2.2 wurde hier für beide Versuche ein Verschraubungswinkel von 45° gewählt. In Abbildung 3.19 ist der Probekörper mit dem angeschraubten Klemmband dargestellt. Die 5 cm dicken *Veloxplatten* haben eine Länge von 20 cm und eine Breite von 25 cm. Die 3-schichtige Brettsperrholzplatte mit einer Gesamtdicke von 5,7 cm wurde mit einer Länge und Breite von 30 cm bzw. 20 cm eingebaut.

Beide Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. In Abbildung 3.20 ist das Prüfdiagramm mit den Arbeitslinien der beiden Versuche



Abbildung 3.19: Scherversuch (CLT-Velox) mit Klemmband

SV4 und SV5 zu sehen. Im Bezug auf die Traglast kann man die positive Wirkung des Klemmbandes deutlich erkennen. Diese ist beim Versuch SV4 um fast 10 kN höher als bei SV5. Wenn man jedoch die Anfangssteigung der beiden Arbeitslinien vergleicht, so ist nur ein geringfügiger Unterschied feststellbar.

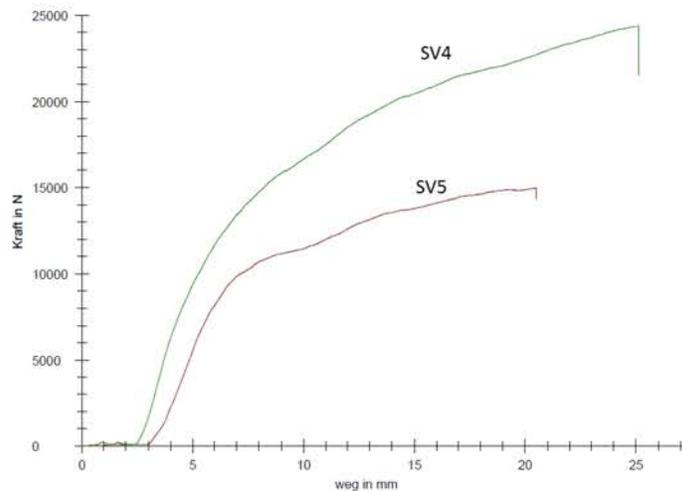


Abbildung 3.20: Versuchsdiagramm zu dem Scherversuch (CLT-VELOX mit Klemmband)

3.3 Versuchsplanung

Neben den grundsätzlichen Fragestellungen, die sich aus dem Forschungsziel ergeben, fließen die Erkenntnisse aus den beschriebenen “Vorversuchen” (Kapitel 3.2 und 3.1) mit ein.

Bei der Planung der Versuche gab es in Bezug auf die Dimension der herzustellen- den Versuchskörper insofern Einschränkungen, dass die zur Verfügung stehende Prüfmaschine (siehe Abbildung 4.5) lediglich eine lichte Weite von 44 cm besitzt. Bezüglich

der Länge der Probekörper wurde vom Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Wunsch von 250 cm geäußert. Die Stärke der Deckenstreifen ergab sich aus der in der Praxis üblichen Höhe von $16 \div 25$ cm. Somit entschloss man sich alle Versuchskörper mit einer Dicke von 18 cm, einer Breite von 42 cm und einer Länge von 250 cm herzustellen.

Die von der Firma *Meyr-Melnhof Kaufmann* gesponsorten Brettsperrholzplatten mit einer Schichtdicke von 5,7 cm stellten einen fixen Wert dar. Für die Versuchsvarianten mit eingebauter Veloxschicht standen Schichtdicken von 5 und 7,5 cm zu Verfügung. Aus mehreren Gründen ergab sich ein Mindestmaß für eine Betonschicht von $5 \div 6$ cm.

In den folgenden vier Unterunterkapiteln sind alle geplanten Versuchsaufbauten mit Skizzen beschrieben. Die Herstellung der hier beschriebenen Probekörper wird in weiterer Folge in Kapitel 4.1 erläutert.

3.3.1 Versuchsaufbau 1 und 2

Wie erwähnt, dienten als Grundlage der Versuchsplanung, neben den vorher angeführten Scherversuchen, vor allem die in Kapitel 3.1.4 beschriebenen Plattenversuche von *Schernberger*.

Speziell die guten Ergebnisse der verschraubten Plattenstreifen (CLT-Velox-SVB) gaben den nötigen Impuls, diese Konstruktion weiter zu verfolgen. Da bei den genannten Versuchen sehr große Horizontalverschiebungen in der unteren Verbundfuge zu erkennen waren, entschloss man sich die Verbindung zu verstärken. Dazu sollten zwei verschiedene Varianten hergestellt werden. Der Hauptgedanke dabei war das "schwächste Glied" des Bauteils derart zu verstärken, dass ein anderes Material oder ein anderer Mechanismus zum Versagen des Gesamtsystems führt. Dazu sollte für eine der Varianten die Anzahl und Größe der Verbindungsmittel so gewählt werden, dass es im besten Falle keine oder nur geringe Relativverschiebungen in der Verbundfuge geben würde. Eine weitere Variante mit deutlich weniger Verbindungsmittel (Schrauben) sollte ebenfalls untersucht werden.

Dazu wurden im weiteren Verlauf die in Kapitel 3.2 beschriebenen Scherversuche durchgeführt um die aufnehmbare Kraft pro Verbindungsmittel und damit ihre Wirtschaftlichkeit zu erhöhen. Wie im Kapitel 3.2, beschrieben kam man damit zu der Erkenntnis, dass der von *Schernberger* angewendete Verschraubungswinkel von 90° nicht als ideal einzustufen ist. Ein Verschraubungswinkel von 45° und damit ein Beanspruchung der Schrauben auf "Herausziehen" und Abscheren stellte sich als wesentlich besser heraus und führt folglich zu einer steiferen Konstruktion. Um ein Versagen der *Veloxplatten* im Bereich der Schraubköpfe zu minimieren und damit ein Einsinken der Schraubköpfe zu verhindern, lieferten die in Kapitel 3.2.3 beschriebenen Versuche mit dem Klemmband eine wirtschaftliche und einfache Lösung.

Aus diesen genannten Randbedingungen, Fakten und Gedanken ergaben sich die zwei Versuchsaufbauten die in den folgenden Abbildungen (3.21 und 3.22) dargestellt sind. Die in Abbildung 3.21 ersichtlichen Schichtdicken sind wie bereits erwähnt durch die Produkthersteller vorgegeben. Daher soll für diese, sowie für die folgenden Versuchs-

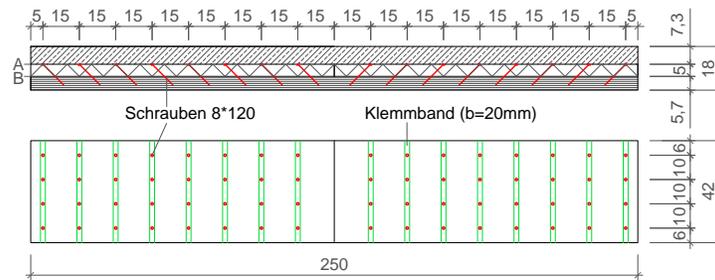


Abbildung 3.21: Systemskizze der Versuchsvariante 1

varianten (Variante 3, 4 und 5) eine Aufbetonschicht von $6,3\text{ cm}$ aufbetoniert werden. In der vorher genannten Darstellung sind auch der Verschraubungswinkel sowie die geplanten Klemmbänder dargestellt. Die Stoßfuge in der Veloxschicht ergab sich aus der maximalen Länge der gelieferten Platten von 2 Metern. Daher mussten die verwendeten Platten auf eine Länge von 125 cm gekürzt werden um in weiterer Folge im Feldmittenbereich gestoßen zu werden können.

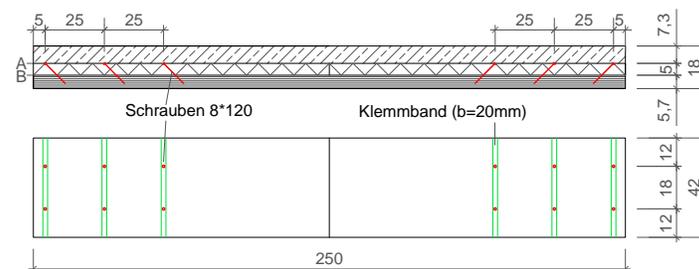


Abbildung 3.22: Systemskizze der Versuchsvariante 2

Die beschriebenen Versuchsaufbauten werden in den folgenden Kapiteln als “Hauptversuch 1 - voll verschraubt” und “Hauptversuch 2 - teilweise verschraubt” bezeichnet.

3.3.2 Versuchsaufbau 3 und 4

Um im Hinblick auf das Verbundverhalten der Zwischenschicht (*Velox* und Brettsperrholz) einen Vergleichswert sowie eine Verbesserung des Tragverhaltens und der Biegesteifigkeit zu erhalten, entschloss man sich, eine Versuchsreihe (also 2 Versuche) ohne jeglichen Verbund herzustellen. Dazu sollten die zugeschnittenen *Veloxplatten* lose auf den CLT-Streifen gelegt werden. Dieser Aufbau wird in weiterer Folge als “Hauptversuch 3 - ohne Verbund” bezeichnet.

Vom weiteren Verlauf wurde vom Institut für Tragwerkplanung und Ingenieurholzbau der Wunsch geäußert, einen Aufbau herzustellen, der in Form eines Reibungsverbundes die Schubkräfte überträgt. Darum entschloss man sich, eine herkömmliche

Gittermatte der Firma *Baumit* zu verwenden, die einen Reibungsverbund zwischen den beiden Schichten herstellen sollte (Verbundfuge B laut Abbildung 3.22). Zur Fixierung der genannten Matte sollte in weiterer Folge ein Baukleber (2-Komponentenkleber - siehe Versuchsaufbau 5) auf die Brettspertholzplatte aufgebracht werden. Diese Versuchskonfiguration wird in weiterer Folge als "Hauptversuch 4 - Kunststoffmatte" bezeichnet.

3.3.3 Versuchsaufbau 5

Wie in Kapitel 2.3.1 erwähnt gibt es bei Verbundkonstruktionen im Idealfall einen starren Verbund. Da es mit metallischen Verbindungsmittel nahezu unmöglich ist, einen starren Verbund zu erreichen, wurde nach einer Alternative gesucht, die Veloxschicht so gut mit der CLT-Schicht zu verbinden, dass es praktisch keine Verschiebung unter Belastung gibt. Daher kam nur die Verwendung eines Klebers in Frage.

In weiterer Folge wurde nach einem Kleber gesucht, der für Bauzwecke gedacht ist und auch aus wirtschaftlicher Sicht großflächig einsetzbar ist. Man entschloss sich in weiterer Folge einen 2-Komponentenkleber der Firma *Sika* zu verwenden. Das Produkt mit der Bezeichnung "SikaDur-31 AUT" ist ein feuchtigkeitsverträglicher 2-Komponentenkleber auf Epoxidharzbasis. Neben der Verwendung als Baukleber wird er als Klebemörtel oder als Spachtelmasse auf fast allen Baustoffen wie zum Beispiel Holz, Glas, Stahl, Beton, Keramik und Natursteinen eingesetzt. Als Vorteile werden vom Hersteller eine leichte Verarbeitbarkeit, ein schwindfreies Aushärten und hohe Festigkeitseigenschaften genannt. Der Versuchsaufbau 5 wird den folgenden Kapiteln als "Hauptversuch 5 - verklebt" bezeichnet.

3.3.4 Versuchsaufbau 6 und 7

Aufbauend auf den Plattenversuch (CLT-Holzbeton) von *Schernberger* (Kapitel 3.1.4) sollte für weitere Aufbauten eine Holzbetonschicht (als Ortbeton) und wiederum einen Betongurt aus SVB verwendet werden. Da jedoch das Einbringen und Verdichten des Holzbetons eine gewisse Schichtstärke erfordert, musste von den geplanten 5 cm (Schichtdicke der *Veloxplatte* bei Versuchsaufbau 1 bis 5) abgewichen werden. Wie in Abbildung 3.23 und 3.24 dargestellt wurde die Mittelschicht der nächsten beiden Versuchsvarianten von 5 auf 6,3 cm erhöht. Analog zu Versuchsvariante 1 und 2 sollten dafür eine Variante mit sehr hoher Verbindungsmittelanzahl und eine mit wenigen Verbindungsmitteln hergestellt werden. Gleich wie beim Versuchsaufbau 1 soll durch eine hohe Anzahl an Verbindungsmitteln eine hohe Steifigkeit der Verbundfuge (großer Verschiebungsmodul) erreicht werden. Dies soll das Versagen der Bauteile zufolge Längsschubversagen in der Verbundfuge unterbinden, um die beiden Materialien (Beton und Holz) in ihren Eigenschaften auszunützen. Als schubübertragende Verbindungsmittel sollten gleich wie bei *Schernberger*, Holzlatten dienen. Auch hier wurde ein Verschraubungswinkel von 45° gewählt.

In Abbildung 3.23 ist der Versuchsaufbau für den Biegeversuch mit der Nummer 6 dargestellt. In der erwähnten Abbildung sind die Aufteilung der Latten und der

Schraubwinkel von 45° erkennbar. Im Mittenbereich (Feldbereich) soll auf die Verwendung von Verbindungsmittel verzichtet werden da hier keine, oder nur kleine Schubkräfte wirken.

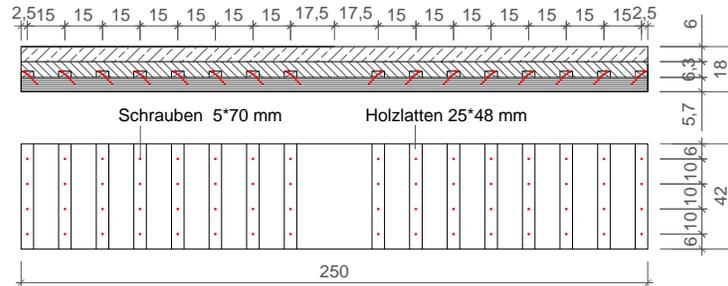


Abbildung 3.23: Systemskizze der Versuchsvariante 6

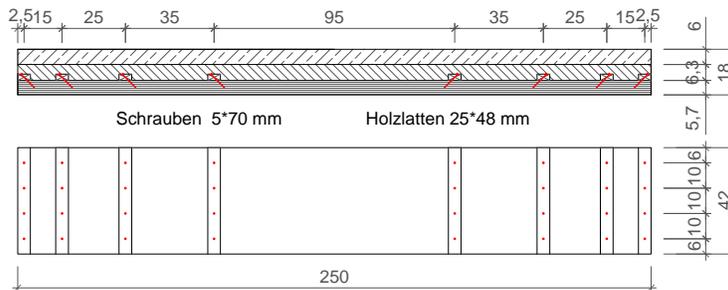


Abbildung 3.24: Systemskizze der Versuchsvariante 7

3.3.5 Zusammenfassung aller Versuchsvarianten

Um in weiterer Folge eine Aussage für die Ergebnisse der sieben Versuchsaufbauten treffen zu können, wurden für alle Versuchsvarianten (1 bis 7) **zwei Probekörper** hergestellt. Zusätzlich sollte eine weitere Versuchsvariante durchgeführt werden, um die grundsätzlichen Einstellungen der Prüfmaschine noch einmal zu überprüfen und einen weiteren Vergleich zu den genannten Aufbauten zu bekommen. Hierzu wird eine lose Brettsperrholzplatte mit denselben Abmessungen wie die Holzplatten der anderen Versuche ohne jeglichen Aufbau eingebaut. Dieser Versuchsaufbau wird im Folgenden mit "Hauptversuch 0 - CLT lose" bezeichnet.

In der folgenden Tabelle (7) sind alle erwähnten Versuchsaufbauten noch einmal überblicksmäßig dargestellt.

Tabelle 7: Tabellarische Zusammenfassung aller geplanten und hergestellten Hauptversuche

Versuchsnummer (Bauteilnummer)	Bezeichnung	Beschreibung	Kommentar
0	CLT lose	CLT Platte ohne sonstigen Aufbau	
1.1	voll verschraubt	Aufbau mit Velox und 64 Schrauben (8*120) als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 21
1.2	voll verschraubt	Aufbau mit Velox und 64 Schrauben (8*120) als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 21
2.1	teilweise verschraubt	Aufbau mit Velox und 12 Schrauben (8*120) als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 22
2.2	teilweise verschraubt	Aufbau mit Velox und 12 Schrauben (8*120) als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 22
3.1	ohne Verbund	Aufbau mit Velox ohne Verbundmittel in der unteren Verbunfuge	
3.2	ohne Verbund	Aufbau mit Velox ohne Verbundmittel in der unteren Verbunfuge	
4.1	Kunststoffmatte	Aufbau mit Velox und Kunststoffgittermatte in der unteren Verbunfuge	
4.2	Kunststoffmatte	Aufbau mit Velox und Kunststoffgittermatte in der unteren Verbunfuge	
5.1	verklebt	Aufbau mit verklebter Veloxplatte (2-Komponentenkleber)	
5.2	verklebt	Aufbau mit verklebter Veloxplatte (2-Komponentenkleber)	
6.1	Holzbeton - 16 Latten	Aufbau mit (Ort-) Holzbeton und 16 Latten als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 23
6.2	Holzbeton - 16 Latten	Aufbau mit (Ort-) Holzbeton und 16 Latten als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 23
7.1	Holzbeton - 8 Latten	Aufbau mit (Ort-) Holzbeton und 8 Latten als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 24
7.2	Holzbeton - 8 Latten	Aufbau mit (Ort-) Holzbeton und 8 Latten als Verbindungsmittel	siehe Abbildung 24

4 Hauptversuche und Versuchsauswertung

Im vorliegenden Kapitel wird als erstes die Herstellung der Versuchskörper laut Kapitel 3.3 und anschließend die Prüfmaschine beschrieben. Darauf folgt die Beschreibung der Versuche, die Versuchsergebnisse und eine Diskussion.

4.1 Herstellung der Versuchskörper

Wie in Kapitel 3.3 erwähnt wird der Hauptversuch mit der Nummer 0 nicht als Verbundquerschnitt ausgeführt, sondern als eine "lose" CLT Platte. Die Hauptversuche mit den Nummern eins bis fünf sind Verbundquerschnitte mit eingebauter Veloxplatte. Bei den Versuchen sechs und sieben wurde als Zwischenschicht Holzbeton (als Ortbeton) eingebracht bzw. verwendet.

Für den Bau der Deckenstreifen wurden als erstes die Schalungen vorbereitet. Um eine schöne Oberfläche zu erhalten und das Ausschalen zu erleichtern, verwendete man beschichtete Sperrholzplatten mit einer Dicke von 18 mm . Damit beim Betonieren keine zusätzlichen Wartezeiten entstehen, wurden insgesamt vier Schalungen gebaut. Eine Schalung besteht aus zwei Längsteilen und zwei Seitenteilen die mit Kanthölzern an den Ecken miteinander verbunden sind. Zusätzlich wurden die Längsteile der Schalung in regelmäßigen Abständen an die 57 mm dicke CLT Platte angeschraubt. Die Höhe der Schalungen resultierte aus der Höhe der Bauteile mit 18 cm , um nach dem Betonieren die Betonoberfläche abziehen zu können. Somit ergab sich für die Längsteile eine Abmessung von $18 * 280\text{ cm}$ und für die Seitenteile $18 * 42\text{ cm}$.

Die für die Deckenstreifen verwendeten Brettsperrholzplatten wurden von der Firma *Mayr-Melnhof* in 5 Meter langen und 42 cm breiten Streifen geliefert. Mit einer Handkreissäge konnten diese auf die richtige Länge von 250 cm zugeschnitten werden.

Die Abmessungen der 5 cm dicken *Veloxplatten* betrug $200 * 50\text{ cm}$. Diese Platten werden produktionsbedingt zur Zeit nur in diesem Format hergestellt und mussten daher für die Versuche in zwei Teilen, also mit einer Stoßfuge in Feldmitte, eingebaut werden. Dazu wurden auch diese Platten auf eine Größe von $125 * 42\text{ cm}$ mit einer Tischkreissäge zugeschnitten.

Versuchsaufbau Variante 1 und 2

Für den Bau der Versuchsvarianten 1 und 2 mussten die Klemmbänder mit einer Blechschere in Einzelstücke von 42 cm Länge geschnitten werden. Nach dem Anzeichnen der genauen Position der Verbindungsmittel wurden die Klemmbänder mit Schraubzwingen an die *Veloxplatte* beziehungsweise an die Brettsperrholzplatte befestigt. Dies verhinderte nicht nur ein Verdrehen des Klemmbandes beim Schrauben sondern auch ein Aufwölben desjenigen. In Abbildung 4.1 ist der Versuchsbauteil 1.1 bei der Montage der Verbindungsmittel dargestellt. Zum Anschrauben der Schrauben ($8*120$) musste ein elektrische Bohrmaschine verwendet werden, da das Drehmoment eines Akkuschaubers

für diese “massiven” Schrauben nicht ausreicht. Es wurde versucht, den Einschraubwinkel von 45 Grad so gut wie möglich einzuhalten.



Abbildung 4.1: Montage der Verbindungsmittel bei Probekörper 1.1

Versuchsaufbau Variante 3

Da bei dieser Variante die Veloxplatte ohne jegliche Verbindungsmittel auf die CLT-Platte “gelegt” wird (kein Verbund), ist dazu keine genauere Beschreibung notwendig.

Versuchsaufbau Variante 4

Für diesen Versuchsaufbau wurde eine Kunststoffgittermatte auf die Oberfläche des Brettsperrholzes aufgeklebt, um hier einen Reibungsverbund zwischen CLT und *Velox* herzustellen. Die Verklebung der Kunststoffmatte der Firma Baunit erfolgte mit quer verlaufenden Klebestreifen in Abständen von ca. 20 cm. Dazu wurde ein Zweikomponentenkleber der Firma *Sika* (siehe Kapitel 3.3) mit einer Spachtel aufgetragen. Die Klebestreifen und die aufgeklebte Kunststoffmatte sind in Abbildung 4.2 ersichtlich.

Versuchsaufbau Variante 5

Um einen starren Verbund zwischen *Veloxplatte* und CLT zu erreichen, wurde ein Zweikomponentenkleber (Firma *Sika*) verwendet. Nach dem Abwiegen der zwei Komponenten A+B erfolgte das maschinelle Abmischen des Klebers (siehe Kapitel 3.3). Das Auftragen des Klebers auf die Oberseite der Brettsperrholzplatten erfolgte wiederum mit einer Spachtel. Es wurde versucht, einen gleichmäßig dicken Klebefilm von rund 2 mm



Abbildung 4.2: Aufgeklebte Kunststoffgittermatte des Versuchsaufbaus 4

herzustellen. Die beiden *Veloxplatten* wurden dann so schnell wie möglich auf die mit dem Kleber versehenen Platten aufgelegt und mit Zementsäcken beschwert.

Versuchsaufbau Variante 6 und 7

Für diese Versuchsvarianten wurden die Latten mit dem Querschnitt von $25 * 48 \text{ mm}$ auf eine Länge von 42 cm zugeschnitten. Nach dem Anzeichnen der Positionen wurden die Latten wiederum mit Schraubzwingen fixiert. Das Anschrauben der Latten auf die Brettsperrholzplatte mit den in Kapitel 3.3 beschriebenen Schrauben ($5*70$) erfolgte mit einer Elektrobohrmaschine.

Für die (Ort-) Holzbetonschicht wurden die Holzspäne und die Rezeptur des französischen Herstellers *Agresta Technologies* verwendet. Die Holzspäne werden in dichten Plastiksäcken geliefert, damit die Späne bei ihrer Verarbeitung eine gewisse Feuchtigkeit haben. Diese können dann rein unter der Zugabe von Wasser, Zement und Sand abgemischt und verarbeitet werden.

Die vom Hersteller empfohlene Rezeptur für 100 Liter Holzbeton sieht wie folgt aus:

- 105 Liter *Agreslith-C* Holzspäne
- 20 Liter Wasser
- 35 kg Zement
- 24 kg Sand (0-1)
- 17,6 kg Sand (1-4).

Wie in Kapitel 3.3 beschrieben war für die Probekörper 6 und 7 eine Holzbetonschicht von 6 cm vorgesehen. Das entspricht einem Holzbetonvolumen pro Deckenstreifen von rund 63 Litern. Da beim Betonieren immer mehr Volumen verbraucht als errechnet

wird, wurde eine Holzbetonmischung pro Deckenstreifen von **70 Litern** vorbereitet und abgemischt. Die Rezeptur sah dann wie folgt aus:

- 73,5 Liter *Agreslith-C* Holzspäne
- 14 Liter Wasser
- 24,5 kg Zement
- 16,8 kg Sand (0-1)
- 12,4 kg Sand (1-4).

Bei dem Einbau der ersten Mischung stellte sich heraus, dass die Verarbeitbarkeit viel schlechter ist als erwartet. Von einer Fließfähigkeit des Holzbetons kann man leider nicht sprechen, und daher war auch das Einbringen des Frischbetons ein mühsamer Prozess. Speziell das Einbringen in alle Kanten und Ecken erwies sich als durchaus schwierig und daher kaum praxistauglich. Da der Holzbeton weder fließfähig noch selbst nivellierend war, musste schon beim Einbringen auf eine genaue Verteilung des Betons geachtet werden. Das Verdichten erfolgte hauptsächlich beim Einbringen mit der Kehle, aber auch durch Belastung mit dem eigenen Körpergewicht.

Betonieren der SVB Schicht

Das Betonieren der Betonschicht aus Selbstverdichtendem Beton erfolgte dann für alle Versuchskörper (1 ÷ 7) gleich und wird im folgenden erläutert.

Für die Versuchskörper 1 ÷ 5 errechnete sich eine Betonkubatur von rund **80 Liter**. Auch hier wurde aufgerundet und für jede einzelne Platte 95 Liter abgemischt. Für die Probekörper 6 und 7 waren es aufgrund einer dünneren Betonschicht nur 75 Liter. Die Mischung des Selbstverdichtendem Betons wurde am Institut für Hochbau und Technologie im Rahmen einer Diplomarbeit entwickelt. In Abbildung 4.3 ist das Mischungsverhältnis für 95 Liter SVB dargestellt. Die verwendeten Kubaturen wurden in Kübeln eingewogen und abgemischt. Als erstes wurden die Trockenanteile drei Minuten miteinander vermengt und dann das Wasser mit dem enthaltenen Anteil an Fließmittel zugemengt. Mit der Scheibtruhe konnten der Frischbeton vom Mischer in die Schalungen eingebracht werden. Da für den Beton aufgrund seiner Eigenschaften keine Nachbehandlung oder Verdichtung notwendig ist, wurde lediglich der überflüssige Beton mit einem Abziehbrett abgezogen. Dies ist auf Abbildung 4.4 zu sehen. Die fertigen Probekörper wurden anschließend für einige Tage im Betonierraum gelagert, nachbehandelt und dann mit dem Stapler zu einem Zwischenlagerplatz gebracht wo der Beton weiter trocknen und aushärten konnte.

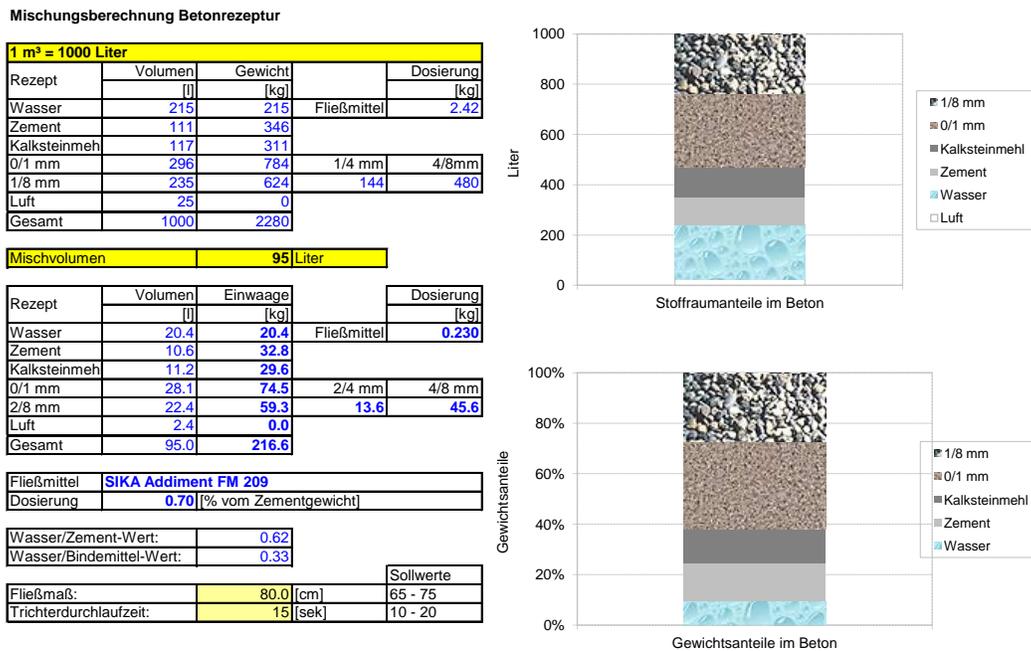


Abbildung 4.3: Betonrezeptur für SVB [23]

4.2 Versuchsdurchführung und Auswertung

Die Prüfmaschine

Die verwendete Prüfmaschine für die 3-Punkt Biegeversuche ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Die Maschine besteht aus einem Hauptträger, vier Spindeln und zwei Hydraulikeinheiten. Der Hauptträger mit einer Länge von 5 Metern ist auf zwei Auflagern ca. 40 cm über dem Boden an den Trägerenden gelagert, um mit den Spindeln die Position wechseln zu können. Der Querschnitt des Hauptträgers ist ein ein Doppel I-Träger mit einer Konstruktionshöhe von 500 mm und einer Flanscbreite von 370 mm. Dieser massive und sehr steife Träger ermöglicht ein sehr steifes Gesamtsystem. Grundsätzlich stehen für diese Prüfeinrichtung zwei Prüfstempel/Prüfeinheiten zur Verfügung, die getrennt gesteuert werden können. Jedoch ist der eine Kolben (in Abbildung 4.5 auf der linken Seite) mit einer maximalen Prüfkraft von 50 kN ($\hat{=}$ 5 t) begrenzt. Der zweite Prüfkolben besitzt eine Maximalkraft von 250 kN. Da für die Hauptversuche eine höhere Prüfkraft als 50 kN erwartet wurde, konnte dafür nur der zweite Prüfzylinder verwendet werden. An die Prüfmaschine sind eine Steuerung und ein PC angeschlossen. Die Prüfmaschine erzeugt über den angeschlossenen Computer ein Last-Verformungsdiagramm. Das bedeutet, dass von der Maschine selbstständig in regelmäßig kleinen Abständen die Prüfkraft und der zurückgelegte Weg des Stempels gemessen werden. Die erhaltene Prüfkraft wird dann über eine eingebaute Kraftmessdose am Prüfzylinder aufgezeichnet. Die Messung des Weges erfolgt über einen eingebauten Wegaufnehmer.

Der Einbau der fast 250 kg schweren Deckenstreifen erfolgte mit einem Kran. Dazu



Abbildung 4.4: Abziehen des überflüssigen Betons mit einem Abziehbrett

mussten die Bauteile bis zur Hälfte in die Prüfeinrichtung eingehoben und dann mit Schwerlastrollen weiter in ihre Endposition eingeschoben werden. Dieser ständige Ein- und Ausbau der Probekörper stellte zwar keine Schwierigkeit dar, nahm aber viel Zeit in Anspruch.

Die verwendeten Lager sind in Abbildung 4.6 (rechts) dargestellt. Die beiden Rollenlager haben einen Durchmesser von 50 mm und wurden so platziert, dass bei größerer Verformung keine Zwängungen entstehen können. Zwischen den beiden Rollenlagern und dem Bauteil wurden zusätzlich zwei Stahlbleche mit einer Dicke von 12 mm angeordnet, um hier örtliche Überschreitungen der Druckspannungen im Bauteils zu vermeiden und ein "ideales" Lager zu erhalten. Die verwendete Druckeinheit zur Übertragung der Prüfkraft auf den Bauteil ist im linken Bild von Abbildung 4.6 dargestellt. Hierzu wurde eine massive Mutter, ein dickes Stahlblech und ein HEB-100 Träger eingelegt, um den vollen Hubweg der Prüfkolbens zu Verfügung zu haben. In Abbildung 4.6 ist weiters die Einschränkung der Prüfmaschine in Bezug auf die Breite der Probekörper zu sehen. Die Lichtweite der Spindeln beträgt 44 cm . Da die verwendeten Probekörper eine Breite von 42 cm haben, ergibt sich ein Abstand von lediglich 1 cm pro Seite. Dies erschwerte den Einbau mit dem Kran zusätzlich.

Die wichtigsten zwei Parameter für die Versuchssteuerung sind die Belastungsgeschwindigkeit und die Vorkraft. Für alle durchgeführten Versuche wurde eine Vorkraft von 200 N gewählt. Das entspricht einem Gewicht von 20 kg . Dies verhindert die Aufzeichnung des Leerweges, welchen es durch Spiel in der Maschine oder Unebenheiten am Prüfkörper immer gibt. Das bedeutet, dass man eine Arbeitslinie im Last-Verformungsdiagramm erhält, die bereits im Koordinatenursprung linear steigt.

Die Belastungsgeschwindigkeit ist ein wichtiger Parameter der für alle Versuchsaufbauten individuell gewählt wurde. Alle Versuche wurden weggesteuert durchgeführt. Das bedeutet, dass die Belastungsgeschwindigkeit tatsächlich die Einheit einer Geschwindigkeit hat, nämlich Weg pro Zeiteinheit (mm/min). Um sich an eine geeignete Belastungsgeschwindigkeit anzutasten, wurde mit dem Versuch 0 (CLT lose) begonnen.



Abbildung 4.5: Prüfmaschine für den 3-Punktbiegeversuch



Abbildung 4.6: Stempel zur Kraftaufbringung und Rollenlager

Da manche Versuche große Verformungen bis zum Bruch aufwiesen, wurde für diese die Belastungsgeschwindigkeit höher eingestellt ($5 \div 8 \text{ mm/min}$), um den Versuch zeitlich zu begrenzen. Bei den steiferen Aufbauten wurde der Versuch mit geringerer Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt ($2 \div 3 \text{ mm/min}$). Die Versuchsdauer betrug schließlich für alle Versuche maximal 15 Minuten.

Messtechnik und Geräte

Neben den an der Prüfmaschine installierten Geräten (Kraftmessdose und Wegaufnehmer) wurden für alle Hauptversuche zusätzlich eine Digitalkamera und zwei Messuhren verwendet.

Mit der Digitalkamera der Firma *Kodak* konnten nicht nur Bilder von den Versuchskörpern gemacht werden, sondern auch Videos. Daher wurde jeder Versuch zusätzlich

mit einem Video aufgezeichnet. Diese Videodokumentation erwies sich speziell bei der Diskussion und Interpretation der Versuchsergebnisse als sehr hilfreich.

In Abbildung 4.7 ist eine der zwei montierten Messuhren dargestellt. Diese Messuhren wurden angebracht um die Verschiebung der Verbundfuge (Velox-CLT und Holzbeton-CLT) aufzeichnen zu können. Neben dem erhaltenen Last-Durchbiegungsdiagramm konnte damit auch ein Last-Horizontalverschiebungsdiagramm erzeugt werden. Dies ermöglichte eine genauere Beschreibung des Verbundverhaltens in der unteren Zwischenschicht.

Mit den analogen Messuhren der Firma *Käfer* war es möglich, die Relativverschiebungen auf $0,01\text{ mm}$ genau zu messen. Hierzu wurde aus den verwendeten Schalplatten ein L-förmiger Rahmen zur Fixierung der Messuhren gebaut. Da die Oberfläche der *Veloxplatte* sehr uneben ist, wurden auf der Stirnseite der *Veloxplatte* 5 mm dicke und 4 cm hohe Holzstreifen angeschraubt, um eine brauchbare Ebene für den in Abbildung 4.7 ersichtlichen Messtaster zu schaffen. Die Messuhr musste nach jeder Montage des L-förmigen Rahmens neu tariert werden.



Abbildung 4.7: montierte Messuhr zur Messung der Horizontalverschiebungen in der Verbundfuge

Um alle erwähnten Geräte bedienen zu können, war für jeden Versuch die Mitarbeit von 3 Personen notwendig. Zwei Personen waren damit beschäftigt, die Verschiebungswerte in Intervallen von 2 kN von den Messuhren abzulesen. Eine weitere Person war mit der Bedienung der Steuerung, des PCs und der Videokamera beschäftigt.

4.2.1 Hauptversuch 0 - CLT lose

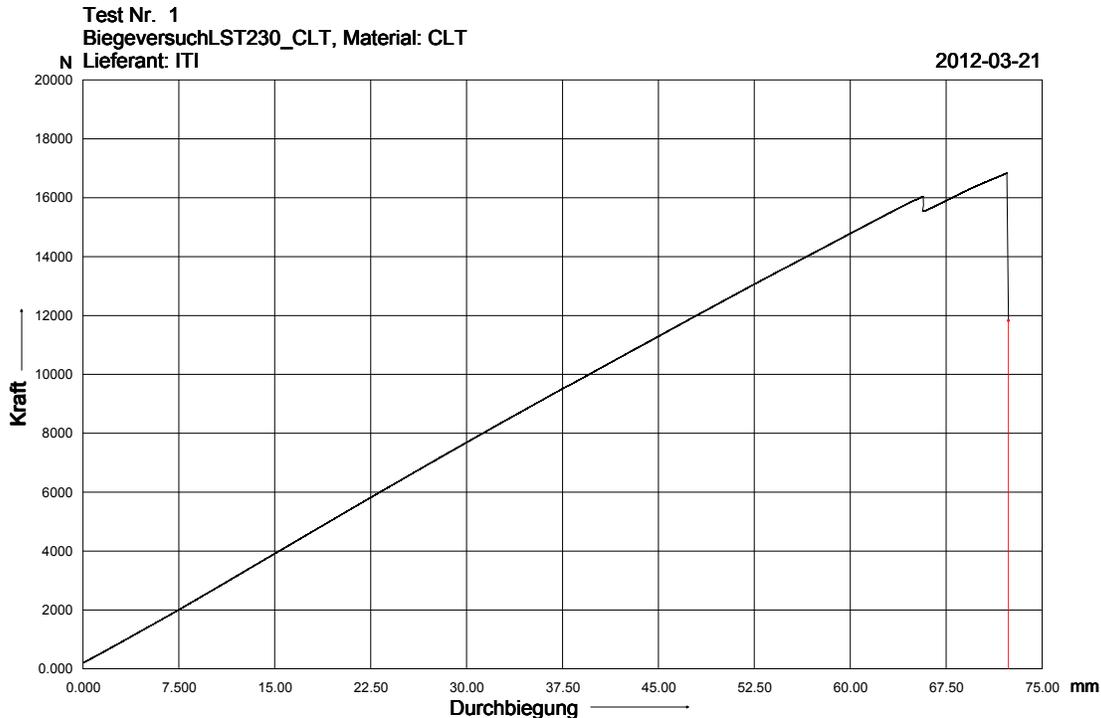


Abbildung 4.8: Last-Verformungsdiagramm Versuch 0.0 (CLT)

Die Versuchsvariante 0 wurde (wie bereits erwähnt) durchgeführt um einen Vergleichswert zu erhalten. Für den folgenden Versuch wurde die Brettsperrholzplatte mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 mm/min geprüft.

In Abbildung 4.8 ist das Last-Verformungsdiagramm aus dem Biegeversuch dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die CLT Platte eine Traglast von fast 17 kN erreicht. Der linear elastische Bereich scheint hier bis zu einer Prüflast von ca. 16 kN zu gehen, welcher dann mit einem ersten Biegezugriss an der Plattenunterseite endet. Jedoch sind bei einer Last von ca. 10 kN schon erste Knackser in der Platte zu hören. Das bedeutet, dass es bereits hier zu einem ersten lokalen Versagen kommt und eine vollständige Rückverformung bei der Entlastung nicht mehr gegeben wäre. Aus diesem Grund kann man bis zum Erreichen einer Last von 16 kN lediglich von einem “quasielastischen” Bereich sprechen. Nach diesem Biegezugriss kommt es erneut zu einer Laststeigerung, und damit zu lokalen Lastumlagerungen, bis schließlich die Traglast erreicht wird. Das globale Versagen der Platte wird dann durch einen ausgeprägten Biegezugriss ausgelöst. Beachtlich ist die große Veformung von ca. 65 mm , das entspricht $l/35$ bei “quasielastischer” Last.

4.2.2 Hauptversuch 1 - voll verschraubt

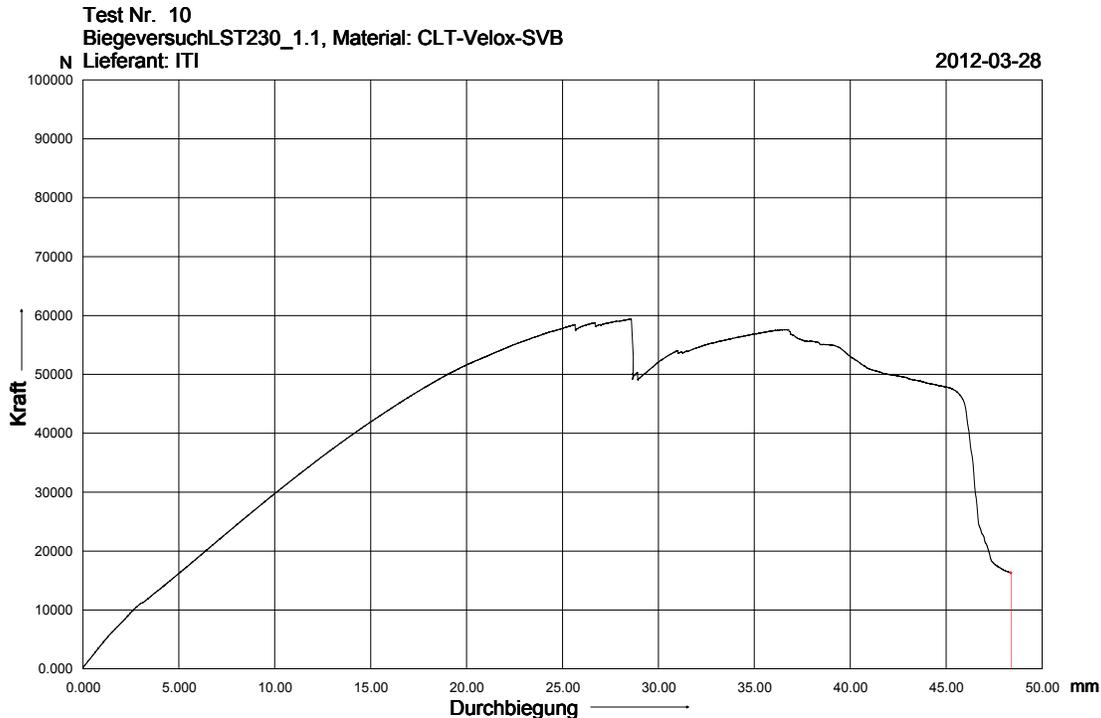


Abbildung 4.9: Last-Verformungsdiagramm Versuch 1.1 (voll verschraubt)

Wie bereits in Kapitel (3.3) beschrieben, wurden für diesen Versuchsaufbau sehr gute Ergebnisse, also nicht nur ein steifes Tragverhalten, sondern auch eine hohe Traglast erwartet. Für beide Versuche (1.1 und 1.2) wurde eine Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min gewählt. Die beiden Versuchsdiagramme sind in Abbildung 4.9 und Abbildung 4.10 dargestellt.

Im Last-Verformungsdiagramm von Versuch 1.1 ist ersichtlich, dass die Traglast bei beachtlichen 60 kN liegt. Man kann erkennen, dass die Arbeitslinie bei etwa 12 kN einen leichten Knick erfährt. Bei diesem Lastniveau reißt der Beton in Feldmitte auf. Danach kommt es bei annähernd linearer Laststeigerung zu ersten akustischen Signalen bei ca. 35 kN in der *Velox* Platte. Ab 40 kN sieht man, dass die Kurve flacher wird und weitere Betonrisse (neben Feldmitte) sichtbar werden. Bei weiterer Laststeigerung entwickeln sich diese Risse schräg nach oben, was ein Indiz für ein Querkraftversagen wäre. Erste lautere Knackser im Holz (also Biegezugrisse) sind dann bei rund 55 kN zu hören, und werden dann auch immer lauter. Nach einigen nicht sichtbaren Biegezugrisse im Holz bei rund 58 kN kommt es nur mehr zu einer geringen Laststeigerung bis dann bei fast 60 kN das globale Versagen des Verbundbauteils durch Aufgehen einer Keilzinkenverbindung eintritt. Nach einem Lastabfall von 10 kN kommt es noch einmal zu einer Laststeigerung. Danach sind kleinere Biegezugrisse im Beton zu sehen und ein kontinu-

ierliches Knacksen in der *Veloxplatte* ist zu hören. Der letzte große Lastabfall entsteht durch einen sich über die ganze linke Länge ziehenden Schubriss in der *Veloxplatte*.

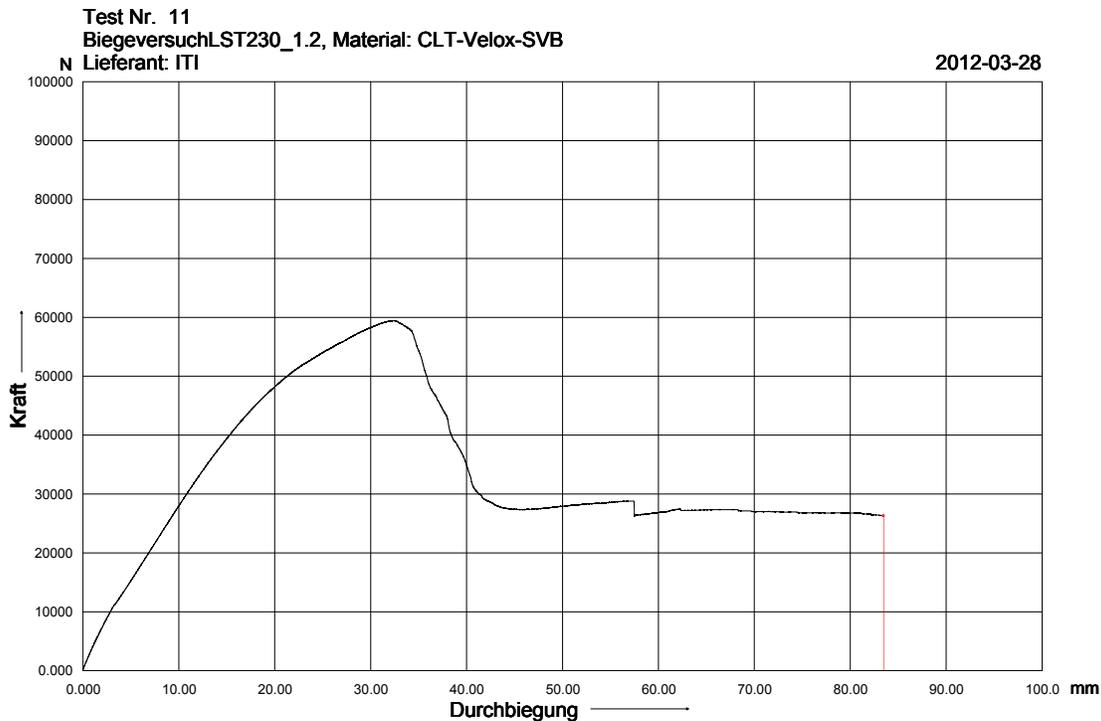


Abbildung 4.10: Last-Verformungsdiagramm Versuch 1.2 (voll verschraubt)

In Abbildung 4.10 ist das Last-Verformungsdiagramm für den Versuch 1.2 dargestellt. Die Traglast liegt bei diesem Versuch, ähnlich wie bei Versuch 1.1, bei rund 59 kN . Die Arbeitslinie beginnt mit einer großen Anfangssteigung, bis sie schließlich durch einen Biegezugriss in Feldmitte im Beton bei rund 12 kN flacher wird. Bei diesem Versuch kam es bereits bei einer Verformung von 8 mm zu ersten Knacksern in der *Veloxplatte*. Die Kurve scheint jedoch bis zu einer Last von ca. 36 kN linear zu steigen. Ab diesem Zeitpunkt wird die Arbeitslinie nicht nur stetig flacher, sondern es sind auch hier wieder Betonrisse sichtbar, die sich im weiteren Verlauf schräg von unten nach oben entwickeln. Ab einer Mittendurchbiegung von 20 mm bzw. einer Kraft von $\sim 48\text{ kN}$ sind die akustischen Signale in der *Veloxplatte* kontinuierlich zu hören und die Arbeitslinie wird stetig flacher. Die ersten Knackser im Holz sind dann bei 58 kN zu vernehmen, jedoch sind zu diesem Zeitpunkt keine Risse sichtbar. Der relativ langsame Lastabfall nach Erreichen der Traglast ($\sim 59\text{ kN}$) entsteht hier durch ein Querkraftversagen im oberen Bereich der rechten *Veloxplatte*. Erst danach werden die Knackser im Holz lauter und die Prüflast fällt bis auf ca. 28 kN ab.

4.2.3 Hauptversuch 2 - teilweise verschraubt

Für diesen Versuchsaufbau wurde bei der ersten Platte wiederum eine Prüfgeschwindigkeit von 3 mm/min gewählt. Es stellte sich heraus, dass diese Geschwindigkeit zu niedrig gewählt war, da der Versuch fast 30 Minuten dauerte. Aus diesem Grund wurde der Versuch 2.1 mit einer Geschwindigkeit von 8 mm/min durchgeführt.

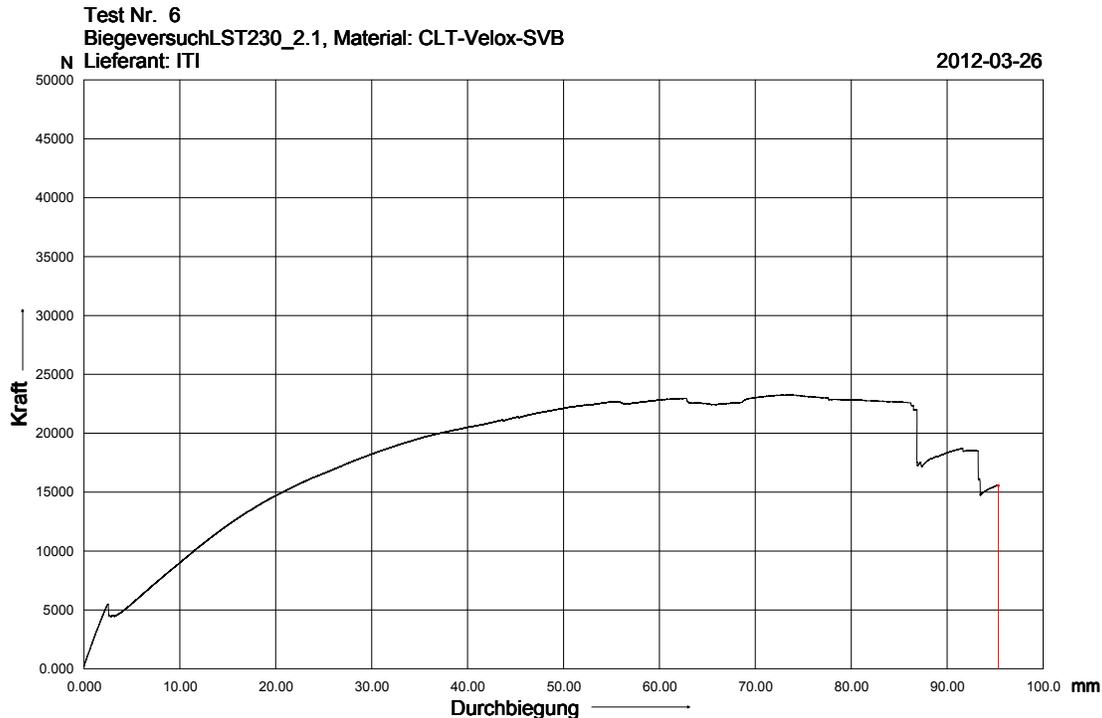


Abbildung 4.11: Last-Verformungsdiagramm Versuch 2.1 (teilweise verschraubt)

Das Versuchsdiagramm für den Versuch 2.1 ist in Abbildung 4.11 dargestellt. Man kann erkennen, dass hier die Traglast, mit zirka 23 kN , deutlich unter der von Versuch 1.1 und 1.2 liegt. Nach Erreichen der Vorkraft von 200 N steigt die Arbeitslinie linear an. Die Steigung ist in diesem Fall, ähnlich wie bei den vorigen Versuchen, deutlich groß, da in diesem Bereich der Beton ungerissen ist. Zu einem Riss im Beton (Feldmitte) und einem resultierenden Lastabfall kommt es bei ca. $5,5\text{ kN}$. Der folgende Lastanstieg, also die Steigung der Arbeitslinie liegt nun deutlich unter der des ungerissenen Zustandes. Der Betonriss in Feldmitte setzt sich dann kontinuierlich fort. Bei ca. 11 kN scheint dann der Beton vollständig gerissen zu sein. Ab einer Prüflast von etwa $12 \div 13\text{ kN}$ wird die Prüfkurve deutlich flacher, ohne dass irgendwelche Materialversagen zu hören oder zu sehen sind. Bei $\sim 20\text{ kN}$ Last kann man dann die ersten Knackser im Holz hören. Zwei deutliche lokale Versagen im Holz sind in der Arbeitslinie bei rund $21,5\text{ kN}$ sichtbar. Ab einer Verformung von ca. 50 mm sind dann Knackser in der *Veloxplatte* kontinuierlich zu hören aber auch mehrere Versagen im Holz. Das globale Versagen des Bauteils und

damit der deutliche Lastabfall kurz vor Beendigung des Versuchs wurde dann wieder durch ein Biegezugversagen im Holz ausgelöst.

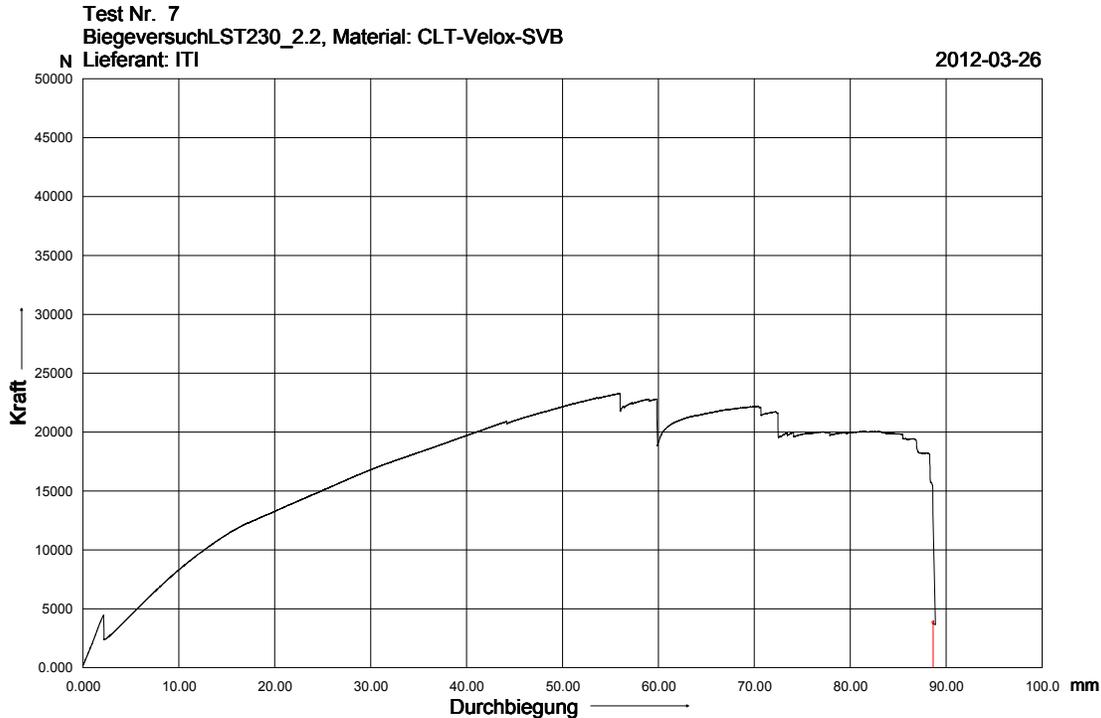


Abbildung 4.12: Last-Verformungsdiagramm Versuch 2.2 (teilweise verschraubt)

In Abbildung 4.12 ist die Last-Verformungskurve für den Versuch 2.2 abgebildet. Die erreichte Traglast liegt auch bei diesem Versuch, ähnlich wie bei Versuch 2., bei rund 23 kN . Der erste Lastabfall durch den Biegeriss des Betons in Feldmitte passiert hier schon bei $4,5\text{ kN}$. Die darauffolgende Laststeigerung geht dann bis zirka 12 kN annähernd linear weiter. Danach kommt es offensichtlich zu den ersten Schädigungen im Bauteil und die Arbeitslinie verliert zunehmend an Steigung. Ab einer Prüfkraft von rund 20 kN sind erste Knackser bzw. Schädigungen in der *Veloxplatte* zu hören. Eine kleine Unstetigkeitsstelle ist bei ca. 21 kN zu sehen, die durch die erste Schädigung in der Brettsperrholzplatte zu begründen ist. Das Erreichen der Traglast ist gefolgt von einem plötzlichen Lastabfall durch ein Biegezugversagen im Holz an der Plattenunterseite. Danach kommt es noch zu lokalen Lastumlagerungen und weiteren kurzen Laststeigerungen die jeweils durch weitere Biegezugbrüche beendet werden.

4.2.4 Hauptversuch 3 - ohne Verbund

Die Versuchsvariante 3 wurde, wie in Kapitel (3.3) erwähnt, durchgeführt um einen Vergleichswert zu den restlichen Versuchsergebnissen zu erhalten. Das bedeutet, dass

für diese Variante keine überraschenden Ergebnisse, vor allem im Bezug auf die Traglast erwartet wurden. Dies bestätigte sich dann auch. Hierzu wurden zwei Probekörper geprüft, jedoch wird im Folgenden nur ein Versuchsdiagramm (aus Versuch 3.2) abgebildet.

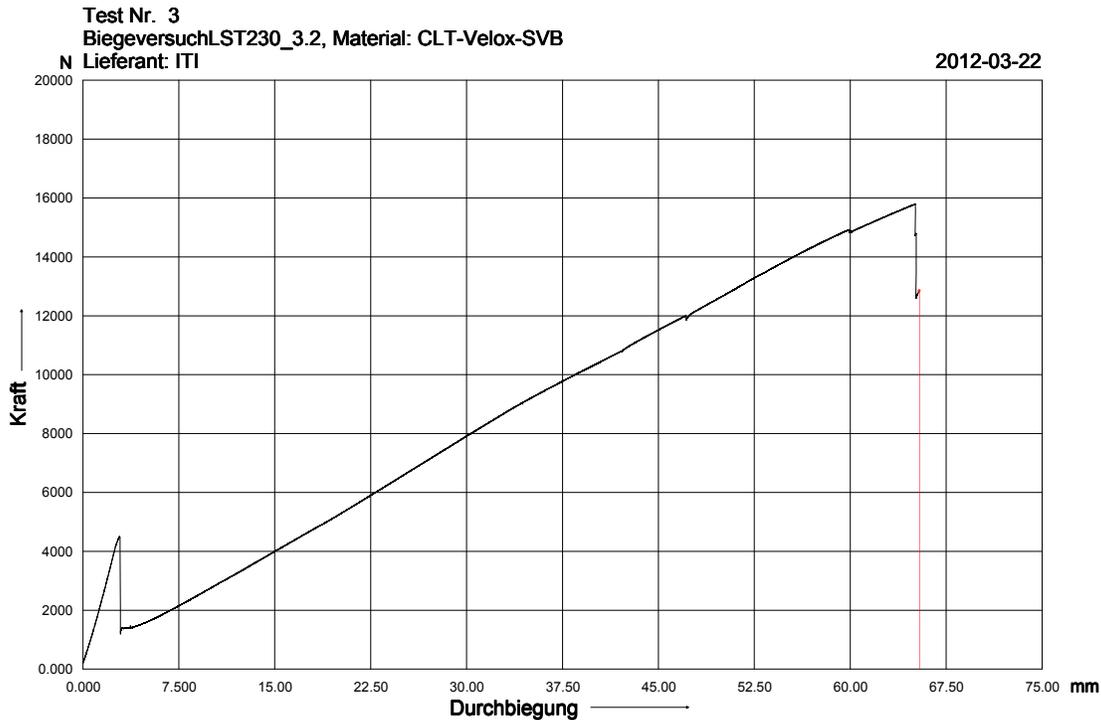


Abbildung 4.13: Last-Verformungsdiagramm Versuch 3.2 (ohne Verbund)

Abbildung 4.13 zeigt das Versuchsdiagramm mit der Last-Verformungskurve aus dem 3-Punkt Biegeversuch. Die Traglast liegt hier lediglich bei ca. 16 kN . Ähnlich wie bei den Versuchen 2.1 und 2.2 ist hier eine hohe Anfangssteifigkeit des Bauteils erkennbar. Wie bei den vorher beschriebenen Versuchen gibt es bei einer Prüfkraft von $\sim 4,5\text{ kN}$ den ersten Lastabfall, ausgelöst durch einen Betonriss in Feldmitte. Darauf folgt ein fast linearer Lastanstieg bis zum Erreichen der Traglast. Dieser Bereich wird nur durch 3 kurze Unstetigkeitsstellen (lokales Versagen in der CLT Platte) unterbrochen. Das globale Versagen des Bauteils tritt wiederum durch Überschreitung der Biegezugfestigkeit in der unteren Brettlamelle auf.

4.2.5 Hauptversuch 4 - Kunststoffmatte

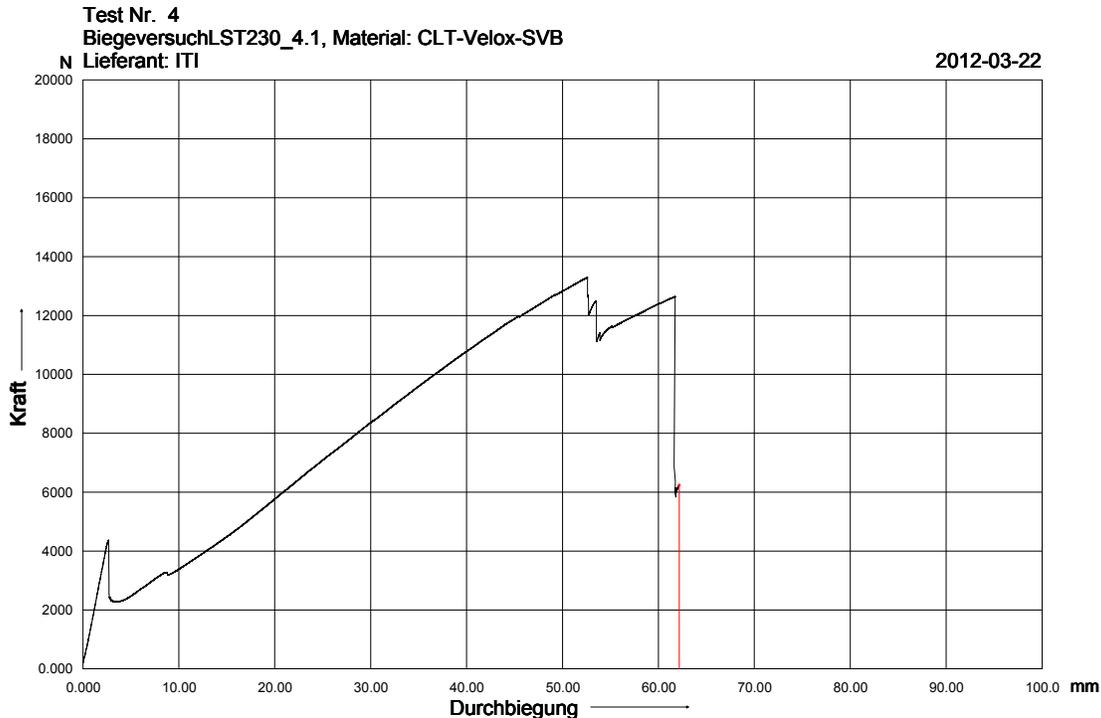


Abbildung 4.14: Last-Verformungsdiagramm Versuch 4.1 (Kunststoffmatte)

Für den Versuchsaufbau 4 wird im Folgenden nur das Last-Verformungsdiagramm für einen der zwei Bauteile dargestellt, da beide Versuche annähernd gleiche Ergebnisse liefern. Als Belastungsgeschwindigkeit wurde für beide Versuche (4.1 und 4.2) $v = 8 \text{ mm/min}$ gewählt. Die Traglast liegt für Versuch 4.1 bei $\sim 13 \text{ kN}$ und für Versuch 4.2 bei rund 15 kN . Die Last-Verformungskurve für den Versuch 4.1 ist in Abbildung 4.14 dargestellt. Der erste lineare Bereich endet hier wieder mit einem Riss im Beton in Feldmitte und einer Prüfkraft von ca. $4,5 \text{ kN}$. Nach erneuter Laststeigerung kommt es dann bei einer Verformung von rund 9 mm zu einer kleineren Unstetigkeitsstelle. Im weiteren Versuchsverlauf kommt es dann “erst” bei 12 kN zu den ersten akustischen Signalen im Holz. Das Komplettergebnis des Bauteils wird wiederum durch einen Biegezugriss im Brettsperrholz bei einer Prüfkraft von ca. 13 kN hervorgerufen.

4.2.6 Hauptversuch 5 - verklebt

Wie in Kapitel (3.3) erwähnt, wurden für diesen Versuchsaufbau, neben Hauptversuch 1 die besten Ergebnisse erwartet. Im Bezug auf die Biegesteifigkeit und damit die Steigung der Last-Verformungskurve wurde diese Erwartungshaltung auch nicht enttäuscht. Für den zweiten wichtigen Parameter, die Traglast, konnten nicht so gute Ergebnisse

wie bei den Versuchen 1.1 und 1.2 erzielt werden. Für den Versuch 5.1 wurde eine Belastungsgeschwindigkeit von $v = 3 \text{ mm/min}$ gewählt, für 5.2 $v = 2 \text{ mm/min}$.

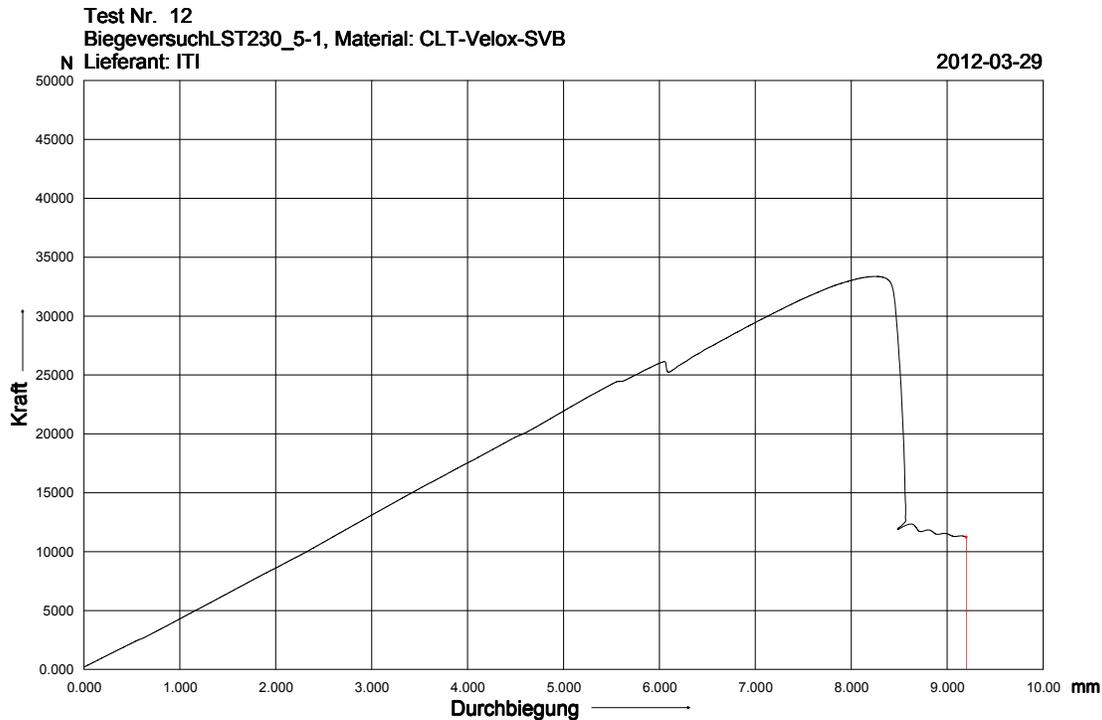


Abbildung 4.15: Last-Verformungsdiagramm Versuch 5.1 (verklebt)

In Abbildung 4.15 ist das Last-Verformungsdiagramm für den Versuch 5.1 dargestellt. Man erkennt, dass die Arbeitslinie hier bis zu einer Last von ca. 25 kN annähernd linear steigt. Mit dem Auge sind hier Änderungen der Steigung kaum oder gar nicht wahrzunehmen. Erste akustische Signale waren jedoch ab einer Prüfkraft von rund 16 kN in der *Veloxplatte* zu hören. In der Belastungskurve ist bei ca. 24 kN eine leichte Unstetigkeitsstelle und bei rund $26,5 \text{ kN}$ ein kurzer Lastabfall erkennbar. Ursachen oder Gründe dafür konnten während dem Versuch leider nicht erkannt werden, doch wird in Kapitel (4.3) dieser Punkt weiter behandelt und diskutiert. Nach weiterer Laststeigerung bis etwa 30 kN wird die Belastungskurve allmählich flacher. Das Knacksen in der *Veloxplatte* ist ab diesem Zeitpunkt kontinuierlich zu hören. Beim Erreichen der Traglast ist die Arbeitslinie bereits sehr flach und das Versagen des Gesamtsystems tritt ein. Grund dafür ist ein Lösen der *Veloxplatte* in der darunter liegenden Verbundfuge im linken Plattenbereich, ausgelöst durch mögliche Schubriss in der *Velox* Mittelschicht. Nach Abfall der Prüflast von über 50% wurde der Versuch abgebrochen.

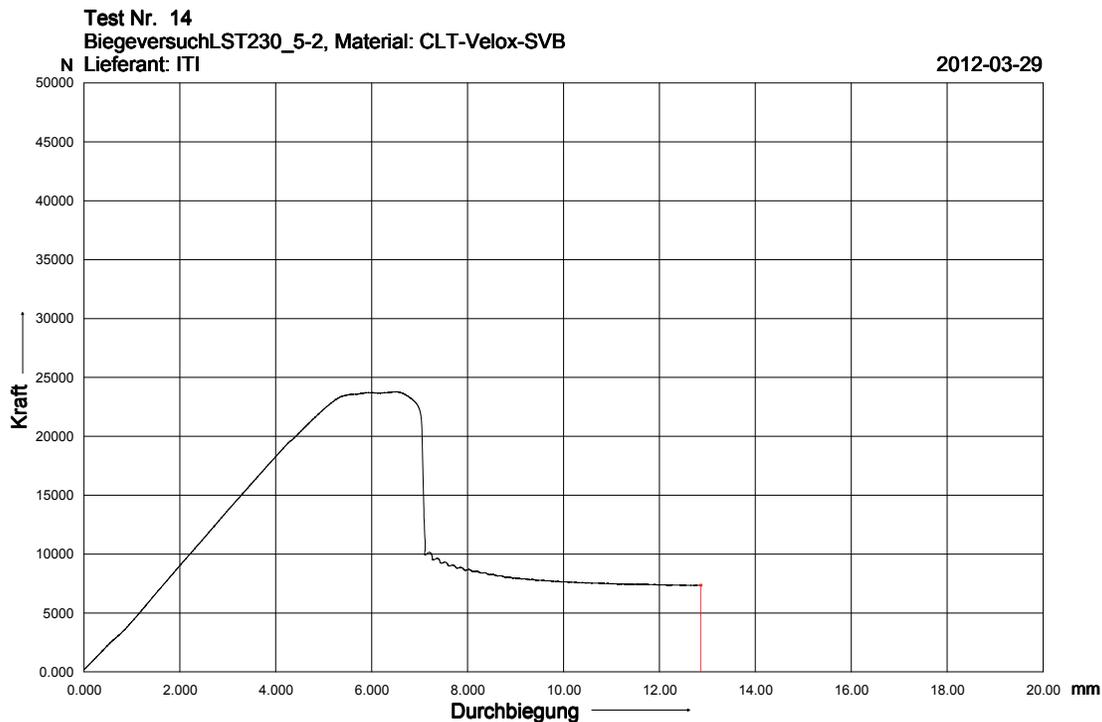


Abbildung 4.16: Last-Verformungsdiagramm Versuch 5.2 (verklebt)

Das Versuchsdiagramm für den Hauptversuch 5.2 ist in Abbildung (4.16) ersichtlich. Mit annähernd gleichem Winkel wie bei Versuch 5.1 steigt die Arbeitslinie stetig an. Erste leise Knackser sind bei rund 15 kN zu hören. Ab einer Prüflast von ca. 21 kN werden diese akustischen Signale kontinuierlich und lauter. Die Belastungskurve wird dann bei rund $23,5\text{ kN}$ immer flacher und weder ein Lastabfall noch eine Laststeigerung ist zu erkennen. Man könnte hier fast von einem duktilen Verhalten sprechen. Nachdem der erste Riss im Beton in Feldmitte sichtbar wird, steigt die Horizontalverschiebung in der rechten Verbundfuge zwischen Holz und Beton deutlich an und es kommt zu einem Aufgehen der Verbundfuge im rechten Bereich der Platte und damit zum globalen Versagen des Bauteils.

4.2.7 Hauptversuch 6 - Holzbeton-16 Latten

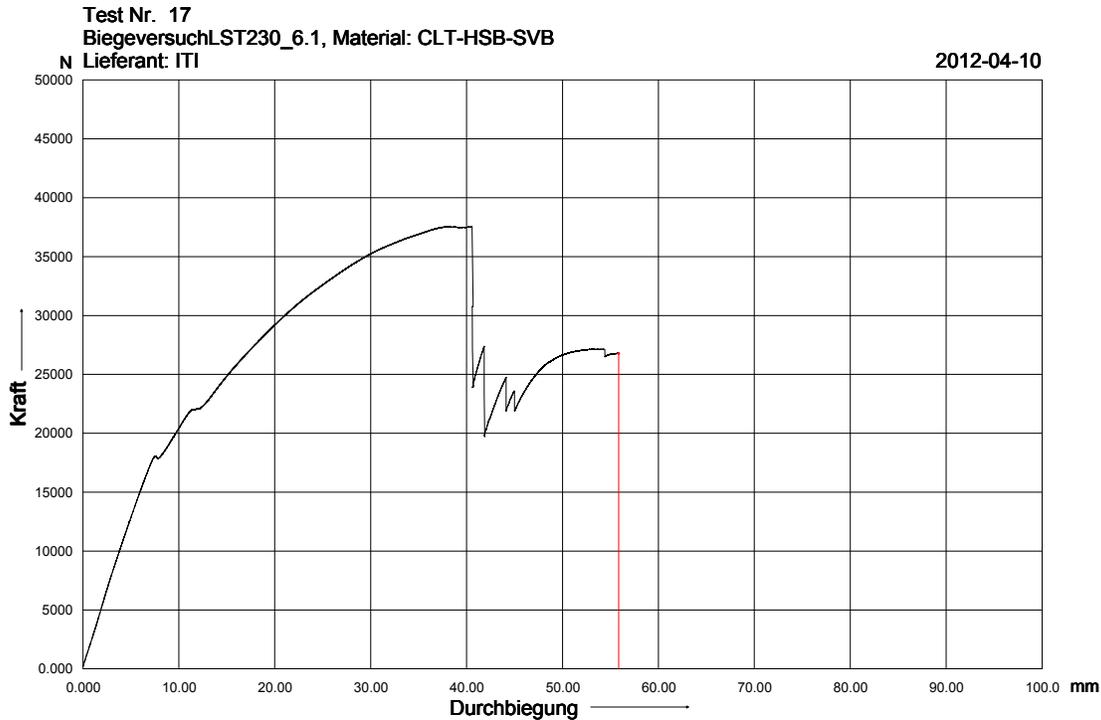


Abbildung 4.17: Last-Verformungsdiagramm Versuch 6.1 (Holzbeton - 16 Latten)

Für die Versuche 6.1 und 6.2 wurde jeweils eine Belastungsgeschwindigkeit von $v = 3 \text{ mm/min}$ gewählt. Das Versuchsdiagramm des Versuchs 6.1 ist in Abbildung 4.17 dargestellt. Mit relativ guter Anfangssteigung nimmt die Prüfkraft linear zu. Bei ca. 18 kN gibt es einen kurzen Lastabfall der durch einen Riss im Beton und in der Holzbetonschicht begründet ist. Dieser Riss beginnt an der Oberkante der ersten Latte (Feldmitte links) und zieht sich nach oben bis zum unteren Bereich der Betonschicht. Nach erneuter Laststeigerung kommt es dann bei rund 22 kN wieder zu einer Unstetigkeitsstelle in der Belastungskurve. Mögliche Gründe dafür werden in Kapitel 4.3 behandelt. Im weiteren Versuchsverlauf wird die Arbeitslinie zunehmend flacher und ein Verschieben der Holzlatten sowie ein Schrägstellen ist deutlich erkennbar. Nach dem Erreichen der Traglast von $37,5 \text{ kN}$ gibt es im weiteren Versuchsablauf keine Laststeigerung mehr. Zu diesem Zeitpunkt scheinen die schrägen Risse links und rechts der Plattenmitte vollständig ausgeprägt zu sein. Schließlich kommt es zu einem plötzlichen Lastabfall von über 30% bedingt durch einen sehr lauten Biegezugsriss in der unteren Brettlamelle der CLT Platte. Danach kommt es nur mehr zu einer kleinen Laststeigerungen und weiteren Biegezugsrisse in der CLT Platte.

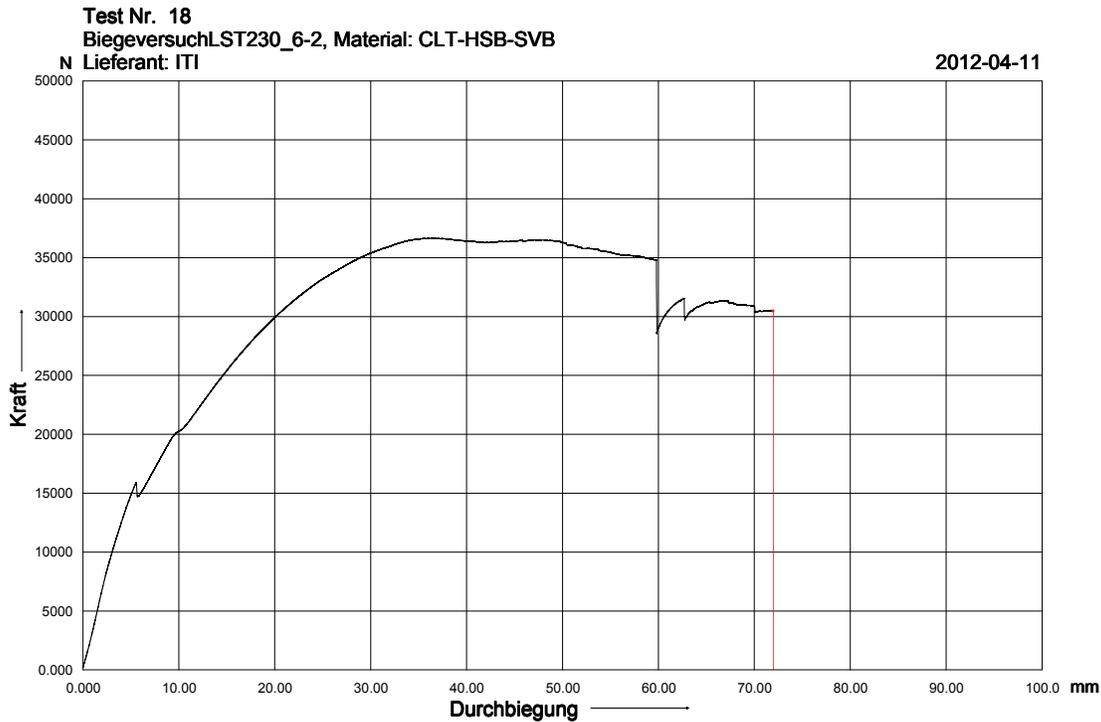


Abbildung 4.18: Last-Verformungsdiagramm Versuch 6.2 (Holzbeton - 16 Latten)

Das Last-Verformungsdiagramm für den Hauptversuch 6.2 ist in Abbildung 4.18 zu sehen. Der Versuch beginnt mit einer guten Anfangssteigung. Erste Knackser im Holzbeton sind bereits bei 10 kN zu hören. Der Lastabfall bei rund 16 kN wird durch einen Holzbeton- und Betonriss links und rechts der Feldmitte verursacht (analog zu 6.1). Ähnlich wie bei Versuch 6.1 gibt es auch hier eine Unstetigkeitsstelle bei ungefähr 5 kN nach dem ersten Lastabfall. Nach weiterer Laststeigerung wird die Arbeitslinie ab zirka 25 kN zunehmend flacher. Bei einer Prüflast von 28 kN sind die ersten Knackser im Holz zu hören. Ab einer Last von zirka 35 kN wird die Belastungskurve kontinuierlich flacher und es kommt zu großen Horizontalverschiebungen in der Verbundfuge zwischen Holzbeton und der Brettsperrholzplatte. Diese konnte nicht nur mit den Messuhren erfasst werden, sondern auch durch Beobachtung der Holzlatten. Ab einer Verformung von rund 50 mm nimmt die Prüflast langsam ab und bei ca. 60 mm gibt es einen abrupten Lastabfall, ausgelöst durch einen Biegezugriss in der untersten Brettlamelle in Feldmitte.

4.2.8 Hauptversuch 7 - Holzbeton - 8 Latten

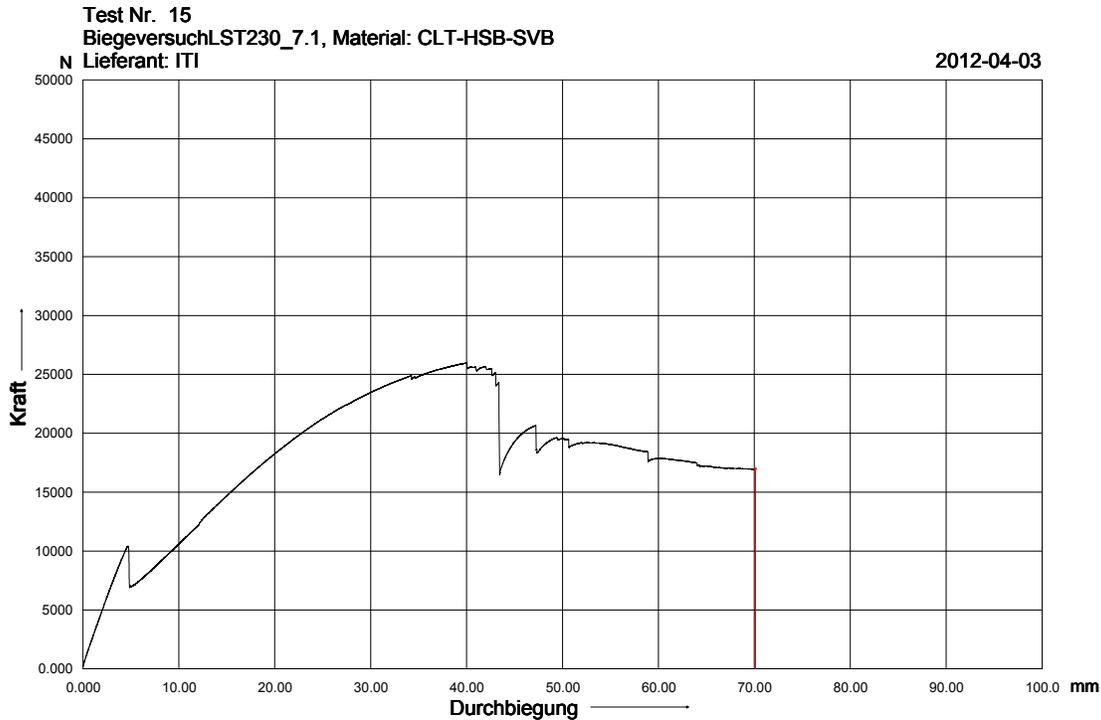


Abbildung 4.19: Last-Verformungsdiagramm Versuch 7.1 (Holzbeton - 8 Latten)

Für die Versuche 7.1 und 7.2 wurde eine Belastungsgeschwindigkeit von $v = 3 \text{ mm/min}$ gewählt. Das Versuchsdiagramm für den Versuch 7.1 ist in Abbildung 4.19 dargestellt. Wie auch bei den vorigen Versuchen kann man im Last-Verformungsdiagramm den Lastabfall durch den Betonriss in Feldmitte gut erkennen. Dieser tritt hier bei rund $10,5 \text{ kN}$ auf. Nach weiterer Laststeigerung kommt es dann bei ca. 12 kN zu einer weiteren Unstetigkeitsstelle. Diese ist auf die Verdoppelung der Belastungsgeschwindigkeit bei diesem Lastniveau zurückzuführen. Ab einer Prüfkraft von 20 kN kommt es zu ersten Knacksern in der CLT Platte und zu deutlichen Verschiebungen der Latten. Bei rund 25 kN sind die ersten kleineren Biegezugrisse im Holz, erkennbar und bei 26 kN kommt es zum nächsten Lastabfall eingeleitet durch mehrere Biegezugrisse im Brettsperrholz.

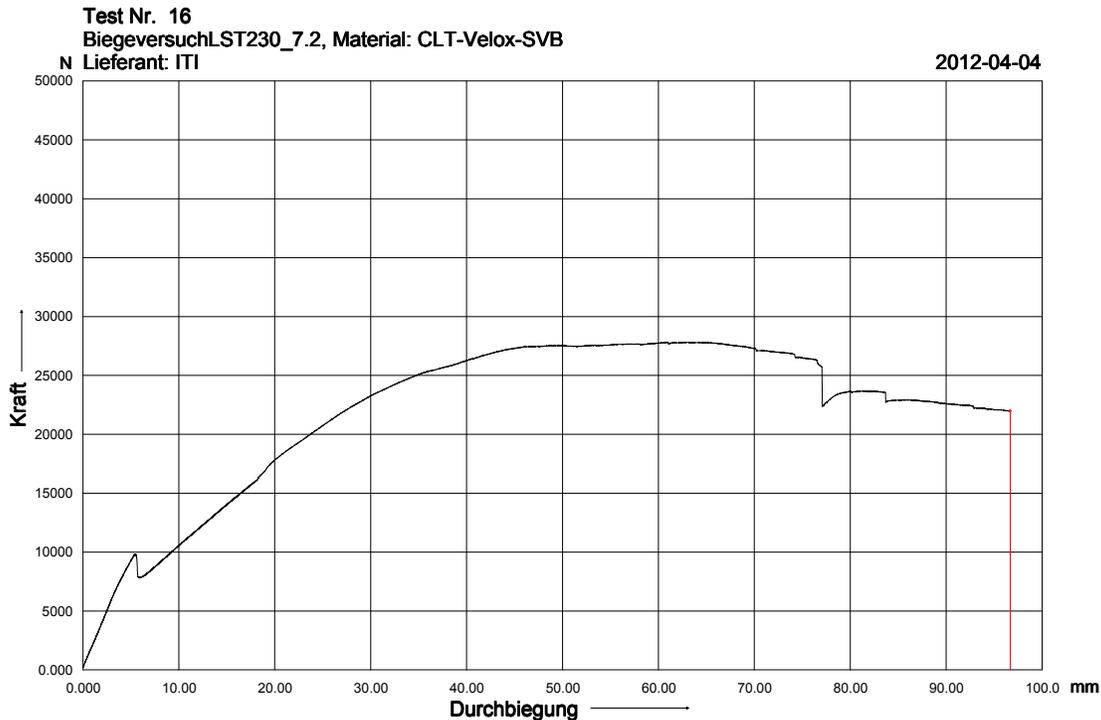


Abbildung 4.20: Last-Verformungsdiagramm Versuch 7.2 (Holzbeton - 8 Latten)

In Abbildung 4.20 ist das Versuchsdiagramm für den Hauptversuch 7.2 zu sehen. Auf den ersten Blick kann man erkennen, dass dieser Bauteil zwar eine ähnliche Traglast wie 7.1 aufweist, jedoch eine wesentlich höhere Verformung beim Eintreten des Versagens. Der Riss des Betons in Feldmitte tritt hier, ähnlich wie bei 7.1, bei rund 10 kN auf. Nach einem Lastabfall von ca. 2 kN steigt die Prüflast weiter an. Die Unstetigkeitsstelle bei rund 17 kN ist wiederum durch eine Erhöhung (Verdoppelung) der Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min auf 6 mm/min begründet. Nach einem stetigen Abflachen der Arbeitslinie kommt es dann bei $27,5\text{ kN}$ zu keiner Laststeigerung mehr. Bei annähernd gleichbleibender Prüfkraft nimmt die Verformung weiter zu. Dabei werden die verwendeten Latten zunehmend nach außen geschoben. Das bedeutet, dass hier die Verbindung zwischen Latten und Brettsperrholz allmählich versagt. Das globale Versagen wird bei einer Verformung von ca. 77 mm wieder durch einen Biegezugriss in der CLT Platte ausgelöst.

4.3 Diskussion der Ergebnisse

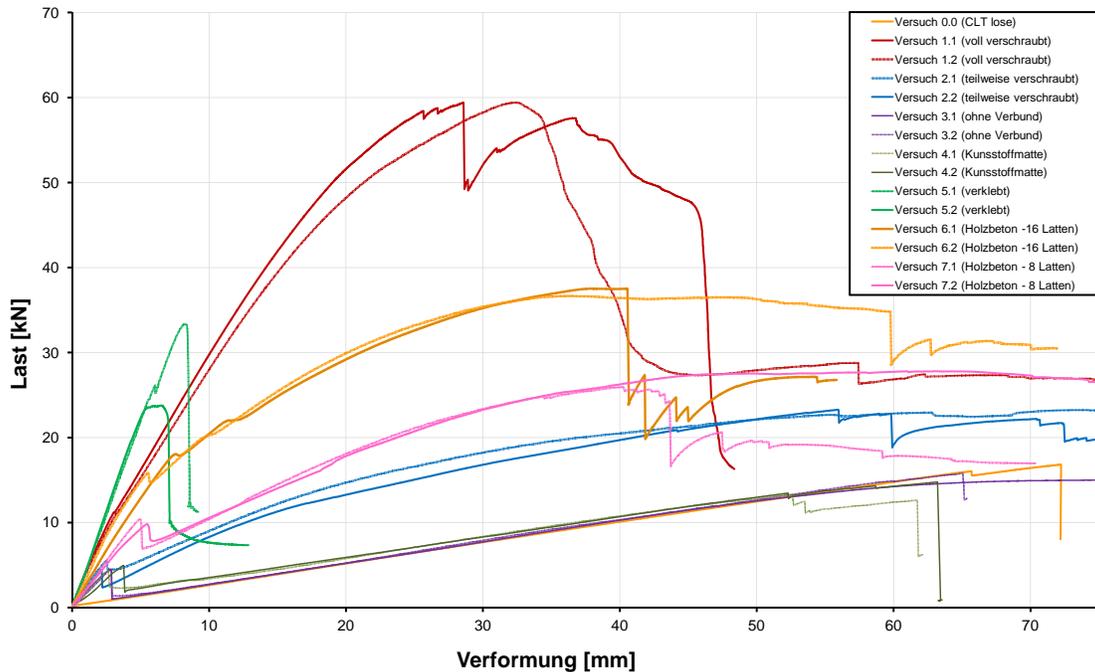


Abbildung 4.21: Last-Verformungsdiagramm für aller durchgeführten Versuche

In Abbildung 4.21 sind die Arbeitslinien sämtlicher Versuche, die in Kapitel 4.2 ausführlich beschrieben worden sind, in einem Last-Verformungsdiagramm noch einmal dargestellt. Die Arbeitslinien aller Probekörper sind in der Legende mit den zugehörigen Farben erklärt.

Auf den ersten Blick kann man erkennen, dass hinsichtlich der Traglast, die Versuchsreihe 1 (voll verschraubt) die besten Ergebnisse liefert. In Bezug auf das Verformungsverhalten, also die Biegesteifigkeit, besticht die verklebte Konstruktion (5.1 und 5.2). Die Versuche 6.1 und 6.2 erreichen zwar höhere Traglasten als die Versuchsreihe 5, sind aber von der Steifigkeit nicht so gut einzustufen. Die Ergebnisse der Versuchsreihen 2 und 7 sind wie erwartet schlechter ausgefallen als deren "Vergleichsversuche" 1 und 6. Die Resultate der restlichen Versuche (0, 3 und 4) sind wie in Abbildung 4.21 ersichtlich ähnlich einzustufen.

Diskussion der Ergebnisse zu den Versuchen 0, 1, 2, 3, 4 und 5

Vergleicht man die Ergebnisse der Versuchsreihen **0-CLT lose**, **3-ohne Verbund** und **4-Kunststoffmatte** und konzentriert man sich auf den ersten Bereich der Belastung, so kann man erkennen, dass es hier kaum Unterschiede beim Verformungsverhalten gibt. In Bezug auf die Traglast erreicht hier der Versuchsaufbau mit der losen CLT-Platte sogar den besten Wert. In Abbildung 4.22 ist der erste Bereich der Versuche als

Ausschnitt vergrößert dargestellt. Der Lastabfall, durch Biegezugversagen in der Betonschicht passiert bei allen 5 Versuchen bei einer Prüfkraft von $4,5 \div 5 \text{ kN}$. Das bedeutet dass die anfängliche Biegesteifigkeit der Bauteile (also Steigung der Arbeitslinien) rein auf die Steifigkeit, und damit auf den E-Modul des Betons, zurückzuführen ist.

Die Last-Verformungskurve der Versuche 3.1 und 3.2 treffen nach dem ersten Versagen der Betonschicht genau auf die Arbeitslinie des Versuchs 0. Die Steigung des anschließenden linear-elastischen Bereichs ist für alle fünf Arbeitslinien annähernd gleich.

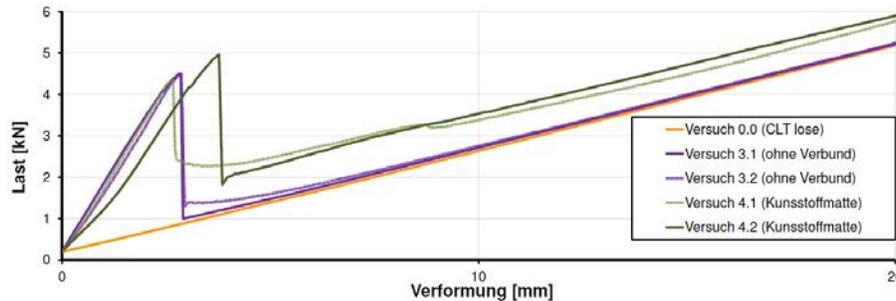


Abbildung 4.22: Last-Verformungsdiagramm der Versuche 0, 3 und 4

Abbildung 4.22 verdeutlicht, dass die Versuchsreihe 3 (ohne Verbund) im Vergleich zur losen Brettsperrholzplatte überhaupt keine Vorteile/Nutzen mit sich bringt. Der linear elastische Bereich der Versuchsreihe 4 beginnt zwar ca. 1 kN über den anderen drei, zeigt aber vom Verformungsverhalten ebenfalls keine Vorteile. Hinsichtlich der Traglast können keine eindeutigen Aussagen getroffen werden. Die Versuchsaufbauten “ohne Verbund” und “Kunststoffmatte” werden daher vom Verfasser als sinnlos beurteilt.

In Diagramm (Abbildung 4.21) sind in blauer und hellblauer Farbe die Arbeitslinien der Versuchsreihe **2-teilweise Verschraubung** dargestellt. Es ist ersichtlich, dass dieser Aufbau mit der “teilweisen Verschraubung” bessere Ergebnisse liefert als die vorher diskutierten Konstruktionen. Die Steigung der Arbeitslinien und damit die Steifigkeit der Konstruktion ist deutlich größer als bei den vorher diskutierten Probekörpern. Die erreichten Traglasten, sowie größere Anfangssteigungen vor dem typischen Betonriss deuten hier eindeutig auf eine “Verbesserung” bzw. eine Aktivierung des Verbundverhaltens hin. Wie in Kapitel 4.2.3 erwähnt, scheint die Betonschicht bei 2.1 und 2.2 vollständig gerissen zu sein. Trotzdem **muss** hier eine gewisse Druckzonenhöhe wirken sonst könnte keine höhere Traglast erreicht werden. Das bedeutet, dass der Riss im Beton sich zwar ausgebildet hat, aber offensichtlich bei weiterer Laststeigerung bzw. weiterer Verformung überdrückt worden ist.

Die Last-Verformungskurven der Versuchsreihe **1-voll verschraubt** sind in der Abbildung 4.21 in rot und hellrot dargestellt. Dass die erreichten Traglasten fast 3 mal so groß sind wie die der Versuchsreihe 2 ist sofort sichtbar. Die Biegesteifigkeit der Konstruktion ist ebenfalls um vieles größer als die der Versuchsreihe 2 - teilweise verschraubt. Die Risse im Beton in Feldmitte entstehen erst bei einer Last von etwa 12 kN . Bei den vorher erwähnten Versuchen versagte der Beton bereits bei ca. 5 kN , daher deu-

tet dies auf ein bereits wirkendes Verbundverhalten der Konstruktion vor dem Betonriss hin.



Abbildung 4.23: horizontaler Riss in der *Veloxplatte* links und resultierende Scherfläche rechts (Versuch 1.2)

Erwähnenswert für diese Versuchsreihe ist, dass das Erreichen der Traglast, und damit das globale Versagen, durch zwei völlig verschiedene Mechanismen zustande kam. Wie bereits in Kapitel 4.2.2 beschrieben wurde das Versagen bei Versuch 1.1 durch eine Biegezugriss in der Brettsperrholzplatte (Aufgehen einer Keilzinkenverbindung) ausgelöst. Beim Versuch 1.2 geschah dies durch einen horizontal verlaufenden Riss im oberen Bereich der rechten *Veloxplatte* (siehe Abbildung 4.23). Daher fällt die Kraft bei der Arbeitslinie von Versuch 1.1 viel abrupter ab als beim Versuch 1.2 (siehe Abbildung 4.21). Der in Abbildung 4.23 (links) sichtbare Biegezugriss an der Unterseite der CLT Platte entstand erst viel später bei einer Verformung von rund $57,5\text{ mm}$ (siehe Abbildung 4.21) und ist daher nicht versagensrelevant. Der horizontale Riss (Querkraftriss) in der *Veloxplatte* zeigte sich bereits sehr früh durch eine größere Relativverschiebung in der rechten Verbundfuge. In Abbildung 4.24 sind zwei Versuchsdiagramme aus dem Versuch 1.2 dargestellt.

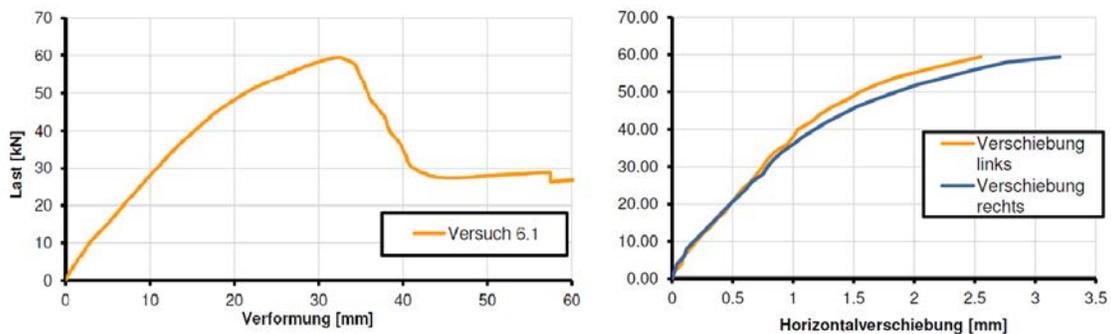


Abbildung 4.24: Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungsdiagramm (Versuch 1.2)

Das linke ist das bereits präsentierte Diagramm mit der Durchbiegung in Feldmitte. Im rechten Diagramm sind auf der x-Achse die gemessenen Horizontalverschiebungen (Relativverschiebung) in den beiden Verbundfugen links und rechts aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass die Horizontalverschiebungen bis zu einer Prüfkraft von 35 kN annähernd gleich sind. Der Anstieg der Verschiebung in der rechten Verbundfuge nimmt

dann jedoch im Vergleich zu der linken deutlich zu. Beim Erreichen der Traglast, also kurz vor dem Versagen des Bauteils, ist die Verschiebung rechts um ca. $0,5\text{ mm}$ größer als die in der linken Verbundfuge (siehe Abbildung 4.24 rechts).



Abbildung 4.25: Betonrisse in der Betonschicht im Feldmittenbereich (Versuch 1.2)

Eine weitere Interessante Beobachtung wurde bei der Ausbildung der Risse in der Betonschicht gemacht. Bei beiden Versuchen wurden bei einer Prüfkraft von rund $35 \div 40\text{ kN}$ kleinere Risse im Beton sichtbar. Diese verteilten sich in annähernd gleichmäßigen Abständen von Feldmitte nach außen. In Abbildung 4.25 ist der Versuchskörper 1.2 mit den in grün umkreisten Rissen dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass sich der zweite Riss, rechts von der Feldmitte, weiter nach links oben Richtung HEB-Träger entwickelte. Von diesem Riss aus begann sich dann auch die Betonschicht von der *Veloxplatte* nach rechts außen zu lösen (siehe Abbildung 4.23). Der erste Riss links neben der Spindel (Feldmitte) zeigt auch die Tendenz, sich nach rechts oben zu entwickeln. Ein ähnliches Rissbild zeigte sich auch bei Versuch 1.1, jedoch führte, wie bereits erwähnt keiner dieser Risse zum globalen Versagen des Prüfkörpers. Die Ausbildung und Position der Risse deutet auf ein örtliches Schubversagen in der Betonschicht hin.

Die in grün und hellgrün dargestellten Arbeitslinien in Abbildung (4.21) sind die Ergebnisse aus den Versuchsreihe **5 - verklebt**. Die Last-Verformungslinien der beiden Versuche stechen vor allem durch ihre vergleichsmäßig große Biegesteifigkeit heraus. Die Arbeitslinien der Versuche 5.1 und 5.2 verhalten sich bis zu einer Last von rund 25 kN gleich und steigen linear an. Jedoch kommt es beim Versuch 5.2 bei diesem Lastniveau zu einem Lösen der *Veloxplatte* direkt über der Klebefuge (*Velox-CLT*) und damit zum Versagen des Bauteils. Nach Begutachtung dieser Versagensfläche war zu erkennen, dass der Großteil der Holzspäne (der *Veloxplatte*) an dem Klebfilm haftete. Somit ist tatsächlich von einem Versagen der *Veloxplatte* (Schubrisse) und nicht des Verbundmittels (Kleber) zu sprechen.

Bei dem Probekörper 5.1 kommt es bei ca. 26 kN zu einem kurzem Lastabfall, jedoch steigt die Arbeitslinie, mit gleicher Steigung wie zuvor weiter an. Zum Versagen der Platte 5.1 kommt es dann bei einer Last von rund 33 kN wieder durch ein Versagen der *Veloxplatte* direkt über der Klebeschicht.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich herausgestellt hat, dass der aufgetragene Klebfilm (wie in Kapitel 4.1 beschrieben) im Verhältnis zur unebenen Oberfläche der *Veloxplatte* sehr dünn war. Um auch die Holzspäne der *Veloxplatte* benetzen zu können, die sich nicht unmittelbar an der Oberfläche der Platte befinden, müsste eine viel dickere Klebeschicht (eventuell mit Zahnspachtel) aufgetragen werden.

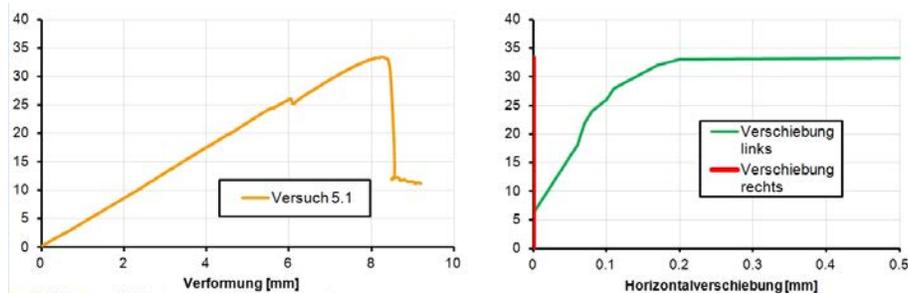


Abbildung 4.26: Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungsdiagramm (Versuch 5.1)

Interessant ist, dass sich bei dem Versuch 5.1 das Versagen in der linken Verbundfuge durch eine ansteigende Horizontalverschiebung früh ankündigt. Bei dem Probekörper 5.2 war dies nicht der Fall.

In Abbildung (4.26) sind die beiden Versuchsdiagramme (Last-Durchbiegung und Last-Horizontalverschiebung) des Versuchs 5.1 dargestellt. Im rechten Diagramm kann man erkennen, dass während des ganzen Versuchs keine Relativverschiebung in der rechten Verbundfuge stattfand. Jedoch traten in der linken Verbundfuge bei ca. 6 kN die erste Verschiebung auf. Wie im Versuchsdiagramm ersichtlich, stieg diese im weiteren Versuchsverlauf bis zum Erreichen der Höchstlast weiter an. Danach kam es zum Aufgehen der Verbundfuge und damit zu Verschiebungen im Zentimeterbereich. Die linke Plattenhälfte des Versuchskörpers 5.1 mit dem eingezeichneten Verlauf des Risses ist in Abbildung 4.27 ersichtlich.



Abbildung 4.27: linke Plattenhälfte des Versuchs 5.1 mit eingezeichneten Riss und aufgeganger Verbundfuge

Am Ende des Versuchs war beim Versuchskörper 5.1 jedoch ein Biegeriss in der Betonschicht erkennbar. Dieser konnte während des Versuchs leider nicht erkannt werden. Da es für den in Abbildung (4.21) ersichtlichen Lastabfall sonst keine Erklärung gibt, ist es naheliegend, dass der Riss im Beton dafür verantwortlich ist. Zumal das Biegezugversagen des Betons beim Versuch 5.2 bei ähnlicher Last ($\sim 24\text{ kN}$) stattfand.

Das Ergebnis dieser steifen Versuchsreihe ist nur wenig überraschend und bestätigt die Verbundtheorie. Die angewandte Verklebung der beiden Schichten (*Velox* und CLT) erzeugt offensichtlich einen “vollständigen Verbund”. Die beobachteten “Scherflächen”

deuten offensichtlich auf einen funktionierende Verbundfuge bis zum Versagen hin. Die oben erwähnte Horizontalverschiebung muss somit aus den entstandenen Schubverformungen der Veloxschicht entstanden sein. Mit Blick auf die in Kapitel 4.2 enthaltene Abbildung 4.7, kann man erkennen dass der von der Messuhr gemessene Wert tatsächlich nicht zu 100 % die Verschiebung in der Verbundfuge ist, sondern ungewollt auch die Verformung der schubweichen Veloxschicht. Daher kann man davon ausgehen dass die in Abbildung 4.26 (rechts) dargestellte Verschiebung, hauptsächlich aus der Verformungen der Mittelschicht zufolge Schubbeanspruchung resultiert.

Wie bereits erwähnt konnte für den Versuch 5.2 bis unmittelbar vor dem Erreichen der Traglast keine Ankündigung des Versagens vernommen werden. Da die Werte der "Horizontalverschiebung" in Abhängigkeit von der vorhandenen Prüfkraft abgelesen wurden (in 2 kN Schritten), und nicht in Abhängigkeit von der Durchbiegung, ist für den Versuch 5.2 eine Darstellung des Diagrammes (mit Horizontalverschiebung) überflüssig.

Diskussion der Ergebnisse zu den Versuchen 6 und 7

Bei der **Versuchsreihe 7** (Holzbeton - 8 Latten) fallen vor allem die unterschiedlichen Verformungen beim Eintreten des Versagens auf, obwohl die erreichten Traglasten annähernd gleich sind (siehe Abbildung 4.21). Die Verformung beim Versuch 7.2 ist fast doppelt so groß wie bei Versuch 7.1. An dieser Stelle sei erwähnt, dass bei beiden Versuchskörpern relativ große Schwindfugen erkennbar waren und damit einen Schlupf für die Verbindung Latten-Holzbeton darstellen.

Da das endgültige Versagen der Bauteile durch denselben Mechanismus zustande kam und auch sonst keine Auffälligkeiten bei der Versuchsdurchführung bemerkbar waren, ist der vorher erwähnte Unterschied auf eine unterschiedliche Qualität der Holzbeton-Mittelschicht zurückzuführen. Wie bereits in Kapitel 4.1 erwähnt, stellte sich das Einbringen des Holzbetons als sehr schwierig heraus. Daher ist es im vorliegenden Fall naheliegend, dass bei dem Einbringen bzw. Verdichten des Holzbetons für die Platte 7.2 nicht gründlich genug gearbeitet wurde. Schließlich erzeugte dies einen zusätzlichen Schlupf, oder örtliches Versagen des Holzbetons durch ungenaue Einbringung im Bereich der Latten.

Im Diagramm der Abbildung 4.21 kann man erkennen, dass die Ergebnisse (orange Arbeitslinien) der **Versuchsreihe 6** (Holzbeton - 16 Latten) neben den Versuchsreihen 1 und 5 die besten Ergebnisse liefert. Nicht nur die erreichten Traglasten, sondern auch die Steifigkeiten (zu Beginn des Versuchs) sind besser als die der Versuche 7.1 und 7.2. Vergleicht man die Arbeitslinie des Versuchs 6.1 mit der des Versuchs 6.2, so kann man auch hier erkennen, dass die erstere abrupter versagt als die zweite. Die Arbeitslinie des Versuchs 6.2 versagt nicht gleich nach Erreichen der Traglast, sondern verformt sich weiter bei annähernd gleichbleibender Last.

Wie in Kapitel 4.2.7 beschrieben, ist der erste Lastabfall bei beiden Versuchen auf Biegezugversagen der Holzbeton und Betonschicht zurückzuführen. Das resultierende Rissbild ist in Abbildung 4.28 dargestellt. Aufgrund der Form könnte man davon aus-

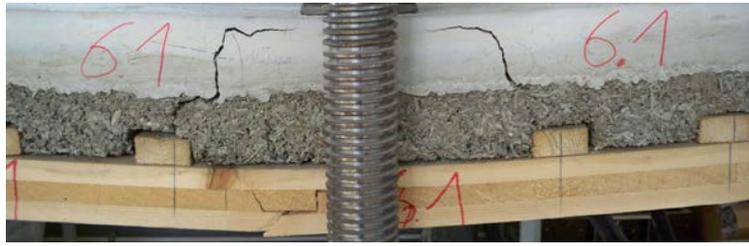


Abbildung 4.28: Biegerisse in der Holzbeton- und Betonschicht (Versuch 6.1)

gehen, dass auf dem genannten Bild Querkraftrisse zu sehen sind. Tatsächlich sind dies jedoch Biegezugrisse, die aufgrund der Querschnittsschwächung durch die Latten dort entstanden sind und nicht in Feldmitte (also im Bereich der Spindel). Dasselbe Rissbild konnte auch beim Versuch 6.2 beobachtet werden.

In den Prüfkurven (Abbildung 4.17 und 4.18) ist jeweils eine zweite Unstetigkeitsstelle, also ein lokales Veragen, nach dem vorher beschriebenen Biegerissen erkennbar. In Abbildung 4.29 ist das Last-Verformungsdiagramm mit der sichtbaren Unstetigkeitsstelle bei rund 22 kN und das Last-Horizontalverschiebungsdiagramm für den Versuch 6.1 dargestellt. Leider können vom Verfasser keine genauen Gründe für dieses Abflachen erkannt werden. Jedoch ist im rechten Diagramm ersichtlich, dass die Verschiebung in der rechten Verbundfuge genau bei der selben Prüfkraft ansteigt. Das bedeutet, dass der Grund für dieses "lokale Versagen" auf jeden Fall in der rechten Plattenhälfte liegt.

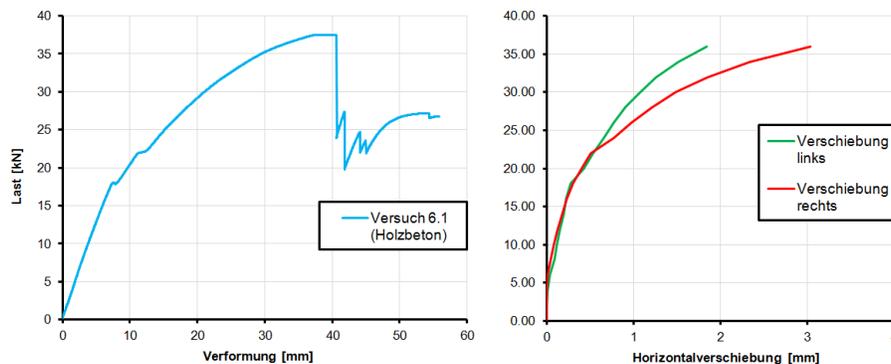


Abbildung 4.29: Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungsdiagramm (Versuch 6.1)

An dieser Stelle sei erwähnt, dass sich die Biegezugrisse im Holz sehr schön ausbilden und die vernehmbaren Kracher deutlich lauter waren als bei den anderen Versuchen. Einer der entstandenen Risse ist in Abbildung 4.30 dargestellt.



Abbildung 4.30: Biegezugriss im Holz (Versuch 6.1)

4.4 Großversuche

Aus den Erkenntnissen der Hauptversuche wurde entschlossen, jenen Aufbau mit der geklebten Konstruktion weiterzuverfolgen. Dazu wurden in weiterer Folge Träger mit einer Länge von 5 m hergestellt. Die Herstellung, die Versuchsdurchführung und die Diskussion der Ergebnisse werden gemeinsam in diesem Kapitel behandelt.

Herstellung und Aufbau

Aus den genannten Rahmenbedingungen in Kapitel 3.3 ergab sich auch für diese Versuche eine Breite von 42 cm . Um für diesen Aufbau eine Querschnittshöhe von 20 cm zu erreichen entschloss man sich für diesen Aufbau die dickeren Holzspanndämmplatten der Firma *Velox* mit einer Dicke von $7,5\text{ cm}$ zu verwenden (siehe Kapitel 2.2.3). Somit ergab sich für die beiden Probekörper G1 und G2 Abmessungen von $18 * 42 * 500\text{ cm}$. Der hergestellte Aufbau ist in Abbildung 4.31 dargestellt.

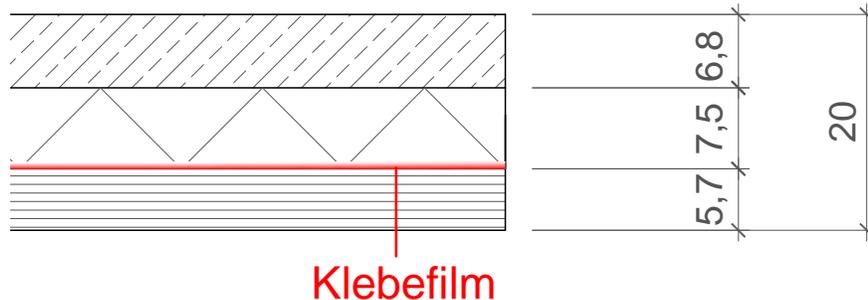


Abbildung 4.31: Schichtaufbau der Versuchsbauteile G1 und G2

Wie bereits erwähnt wurde für die untere Verbundfuge, ähnlich wie bei den Hauptversuchen 5, eine Klebeschicht zur Verbindung zwischen der Holzspanplatte und des Brettspertholzes aufgebracht. Als Kleber wurde wiederum ein Zweikomponentenkleber der Firma *Sika* verwendet. Jedoch wurde in diesem Falle anstatt einer konventionellen Spachtel eine Zahnschicht verwendet. Die “Zähne” der Spachtel haben eine Höhe und Breite von 8 mm . Dies ermöglichte die Herstellung eines dickeren Films der eine “tiefer” wirkende Verzahnung der *Veloxplatte* mit dem CLT erzielen sollte. Das Auftragen des

Zweikomponentenklebers mit der Zahnschachtel stellte sich gegenüber der Verwendung einer normalen Spachtel als wesentlich einfacher heraus. Der hergestellte Klebefilm ist in Abbildung 4.32 dargestellt.



Abbildung 4.32: Auftragen des Klebefilms mit der Zahnschachtel

Da die Veloxplatten, wie bereits in Kapitel 3.3 erwähnt, nur mit einer Länge von 2 m geliefert werden, mussten diese zweimal gestoßen werden. Dazu wurden zwei Platten mit der vollen Länge von 2 m am Rand und ein Zwischenstück mit einer Länge von 1 m eingebaut. Als Aufbetonschicht wurde wiederum ein Selbstverdichtender Beton mit einer Schichtdicke von $6,8\text{ cm}$ eingebaut.

Versuchsdurchführung und Versuchsauswertung

Aus den Erkenntnissen der Hauptversuche 5.1 und 5.2 entschloss man sich für die beiden Großversuche (G1 und G2) eine Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min einzustellen. Die Rollenlager wurden so eingebaut, dass sich für die beiden Versuche G1 und G2 eine Spannweite von 480 cm ergab. Alle sonstigen Einstellungen die den Versuchsaufbau und die Messtechnik betreffen wurden analog zu den Hauptversuchen vorgenommen.

Durch die oben beschriebene großzügige Verklebung erhoffte man sich ein besseres Verhalten der unteren Verbundfuge. Durch diese vollflächige "Verzahnung" ergab sich die Annahme dass in weiterer Folge die *Velox*-Mittelschicht das schwache Glied darstellen sollte. Diese Annahme bestätigte sich bei den beiden Versuchen.

Die Prüfkurven der beiden Großversuche (G1 und G2) sind gemeinsam in einem Diagramm zusammengefasst und in Abbildung 4.33 ersichtlich. Zusätzlich sind auch als Vergleich die beiden Arbeitslinien der Hauptversuche 5.1 und 5.2 (verklebt) angefügt.

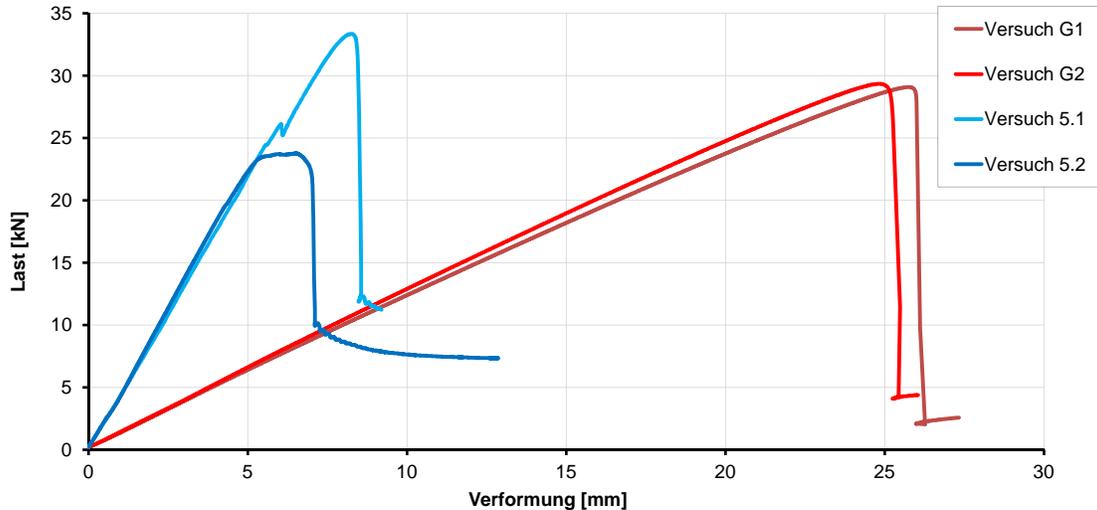


Abbildung 4.33: Versuchsdiagramm mit den Arbeitslinien der Versuche G1 und G2, sowie 5.1 und 5.2

Es ist ersichtlich, dass beide Versuche eine ähnliche Traglast von rund 29 kN erreichten. Bei beiden Versuchen konnte man ab zirka 20 kN erste Knackser in den *Veloxplatten* hören. Das globale Versagen der beiden Versuche trat dann durch ein Schubversagen in der *Veloxplatte* ein. Beim Versuch G1 entwickelte sich der Schubriss in der rechten und beim Versuch G2 in der linken Plattenhälfte. Die beiden Risse (Das Versagen) entwickelten sich sehr rasch und unerwartet, dies ist auch im Prüfdiagramm ersichtlich. Der Verlauf des Risses ist in Abbildung 4.34 dargestellt. Man kann erkennen, dass der Riss in der Mittelschicht von außen nach innen (Richtung Feldmitte) verläuft. Des weiteren entwickelte er sich gegen Ende weiter bis zur Oberkante der Betonschicht. Es sei erwähnt, dass bei den gemessenen Horizontalverschiebungen weder bei G1 noch bei G2 eine Ankündigung des Versagens erkennbar war.



Abbildung 4.34: Verlauf des Schubrisses bei Großversuch G1

Für die beiden Arbeitslinien der Versuche G1 und G2 liegt bis kurz vor dem Erreichen der Traglast ein quasielastischer Bereich vor. Ein rein elastischer Bereich scheint aufgrund einer geringen Krümmung nicht vorzuliegen.

Vergleicht man das Verformungsverhalten der beiden Versuchsreihen (5 und G) so erkennt man die eindeutig größere Verformung der Großversuche bei gleichem Lastniveau. Beispielsweise verformen sich die beiden Versuche 5.1 und 5.2 bei einer Prüfkraft von 20 kN mit rund 4 mm . Die Verformung der beiden Großversuche beträgt bei gleicher Kraft ca. 17 mm . Das entspricht dem Vierfachen an Verformung. Mit der nachfolgenden Gleichung kann die Durchbiegung eines Einfeldträgers mit Einzellast berechnet werden.

$$w = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI}$$

Man kann erkennen, dass bei dieser Berechnung die Länge (Spannweite) mit der dritten Potenz eingeht. Das bedeutet, dass bei einer Verdoppelung der Spannweite, eine acht mal so große Durchbiegung zu erwarten wäre. Die tatsächlichen Verformungen waren, wie bereits erwähnt, nur viermal so groß. Ein möglicher Grund könnte der verbesserte Verbund in der unteren Fuge sein.

Erwähnenswert ist weiters, dass bei den beiden Großversuchen kein Biegezugriss in der Betonschicht entstand. Dies ist auf die verminderte Querschnittshöhe der Betonschicht im Bezug auf deren Länge zurückzuführen.

5 Vergleichsrechnungen

Im folgenden Kapitel werden eine Vergleichsrechnungen zu den oben beschriebenen Versuchen durchgeführt. Diese Vergleichsrechnungen beziehen sich am Allgemeinen auf die Hauptversuche mit einer Trägerlänge von $2,5\text{ m}$.

5.1 γ - Verfahren

Für diese Berechnung wird das in Kapitel 2.4 beschriebene γ -Verfahren, zur rechnerischen Berücksichtigung der Nachgiebigkeit (Verschieblichkeit) der Verbundelemente angewendet (siehe dazu [5], [6] und [4]). Es soll Aufschluss über die Anwendbarkeit dieses Verfahrens für die untersuchten 3-schichtigen Aufbauten geben.

Da das γ -Verfahren elastisches Materialverhalten voraussetzt, wird dazu der elastische Bereich des Versuchs 5.1 herangezogen. Wie bei der Versuchsauswertung in Kapitel 4.2 beschrieben, scheint für die Arbeitslinien der Versuche 5.1 und 5.2 bis zu einer Prüfkraft von 20 kN ein linear elastischer Bereich vorzuliegen.

Der Verbund in der unteren Verbundfuge (Index "3") wird durch den Verbundkoeffizienten γ_3 ausgedrückt. Wie in Kapitel 2.3.1 erläutert muss dieser bei nachgiebiger Verbindung zwischen 0 und 1 liegen. Daher werden im Folgenden die Verformungen für diese zwei Grenzfälle berechnet und mit der tatsächlichen Verformung laut Versuchsauswertung verglichen. Zur Verkürzung der Berechnung wird der vollständige Rechengang, nur für den "oberen Grenzfall" $\gamma_3 = 1$ (starrer Verbund) gezeigt.

Berechnung mit $\gamma_3 = 1$ (Extremwert, starrer Verbund, keine bzw. minimale Schwerpunktsdehnung)

Hierzu wird als erstes die effektive Biegesteifigkeit berechnet und dann die resultierende Verformung für eine Last von 20 kN ermittelt.

Die Querschnittswerte (Breiten und Höhen) für den Versuchsaufbau 5 sind in Tabelle 8 zusammengefasst. Darin sind die Querschnittswerte (Flächen und Eigenträgheitsmomente) der Teilquerschnitte bereits berechnet. Die folgenden Gleichungen wurden bereits im Kapitel 2.4 ausführlich beschrieben und werden daher nicht näher erläutert. Die Berechnung des Schwerpunktabstandes a_2 erfolgt mit:

Tabelle 8: Abmessungen und Querschnittswerte für die Versuchsaufbauten 1 bis 5

Schicht Nr.	Breite [cm]	Höhe [cm]	Material [-]	E-Modul [kN/cm ²]	Fläche A=b x h [cm ²]	Trägheitsmoment I = (b x h ³)/12 [cm ⁴]
1	42.00	7.30	BETON	E ₁ = 3 000	A ₁ = 306.60	I ₁ = 1361.56
2	42.00	5.00	Velox	E ₂ = 150	A ₂ = 210.00	I ₂ = 437.50
3	42.00	5.70	HOLZ	E ₃ = 1 100	A ₃ = 239.40	I ₃ = 648.18

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_1^3 \gamma_i E_i A_i} =$$

$$= \frac{1 \cdot 3000 \cdot 307 \cdot (7,3 + 5) - 1 \cdot 1100 \cdot 239 \cdot (5 + 5,7)}{2 \cdot (1 \cdot 3000 \cdot 307 + 1 \cdot 150 \cdot 210 + 1 \cdot 239 \cdot 1100)} = 3,49 \text{ cm.}$$

Die weiteren Schwerpunktabstände a_1 und a_3 ergeben sich dann mit:

$$a_1 = \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}\right) - a_2 = \left(\frac{7,3}{2} + \frac{5}{2}\right) - 3,499 = 2,65 \text{ cm}$$

und

$$a_3 = \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2}\right) + a_2 = \left(\frac{5}{2} + \frac{5,7}{2}\right) + 3,499 = 8,85 \text{ cm.}$$

In weiterer Folge errechnet sich dann $(EI)_{ef}$ mit:

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

$$= (3000 \cdot 1362 + 1 \cdot 3000 \cdot 307 \cdot 2,65^2) +$$

$$(150 \cdot 438 + 1 \cdot 150 \cdot 210 \cdot 3,49^2) +$$

$$(1100 \cdot 648 + 1 \cdot 1100 \cdot 239 \cdot 8,85^2) = 32336607 \text{ kNcm}^2$$

Die Verformung des vollkommen starr angenommenen Einfeldträgers mit Einzellast kann dann mit folgender Formel ermittelt werden:

$$w_{(\gamma_3=1)} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot (EI)_{ef}} = \frac{20 \cdot 230^3}{48 \cdot 32336607} = 0,158 \text{ cm}$$

Das entspricht einer minimalen Durchbiegung von 1,58 mm.

Berechnung mit $\gamma_3 = 0$ (Extremwert, kein Verbund, maximale Schwerpunktsdehnung)

Analog zur vorigen Berechnung würde sich mit einem Verbundkoeffizienten von $\gamma_3 = 0$ eine Verformung von $w = 8,43 \text{ mm}$ ergeben.

Die Durchschnittliche Verformung aus den beiden Versuchen 5.1 und 5.2 lag bei einer Prüfkraft von 20 kN bei rund 4,5 mm. Somit gilt:

$$w_{(\gamma_3=1)} = 1,58 \text{ mm} \leq w_{(\text{Versuch})} = 4,5 \text{ mm} \leq w_{(\gamma_3=0)} = 8,43 \text{ mm.}$$

Die tatsächliche Verformung laut Versuchsdurchführung liegt daher, wie erwartet, zwischen den beiden minimalen und maximalen Grenzfällen (Extremwerten) laut Näherungsberechnung. Als nächsten Schritt könnte man das arithmetische Mittel, mit $\gamma_3 = 0,5$ als erste grobe Näherung heranziehen. Die Berücksichtigung des Abminderungseffektes von 50 % der Verbundwirkung ergibt eine rechnerische Durchbiegung von etwa 2,5 mm. Würde man nun als weiteren Schritt die Berechnung "umdrehen" und

aus der tatsächlichen Verformung den vorhandenen Verbundkoeffizienten ausrechnen, so würde sich ein Wert von rund $\gamma_3 = 0,2$ ergeben.

Dieser Wert ist eher niedrig und würde eine relativ “schlechte” bzw. verbesserungswürdige Verbindung charakterisieren. Mit den Erkenntnissen der Vorversuche laut Kapitel 3.2 würde sich nach überschlägiger Berechnung, alleine für die Hauptversuchsvariante 1 (“voll verschraubt”) ein Verbundkoeffizienten γ_3 von ca. 0,35 ergeben. Da die Klebefuge jedoch eine mindestens gleichwertige Verbindung gegenüber den in den Vorversuchen behandelten metallischen Verbindungsmittel darstellt, muss der tatsächliche γ Wert für die Versuchsreihe 5 größer als 0,2 bzw. 0,35 sein.

Ein Grund für die Abweichungen in den Berechnungen könnten unter anderem die nicht exakt angenommenen bzw. erfassten E-Moduli sein. Des weiteren wird von *Heimeshoff* folgende Voraussetzung für die Berechnung getroffen [2]:

$$0 \leq a_2 \leq \frac{h_2}{2}$$

Heimeshoff trifft somit in seiner Herleitung die geometrische Voraussetzung, dass sich der Spannungsnulldpunkt des Gesamtquerschnitts innerhalb des mittleren Querschnitts befindet. In der vorigen Berechnungen wird diese Voraussetzung für alle drei berechneten Fälle nicht erfüllt. Somit wäre für diesen Schichtaufbau einer Berechnung mit dem γ -Verfahren laut *Heimeshoff* mathematisch nicht korrekt! Das bedeutet, dass die oben angeführte Näherungsberechnung nur als Orientierungshilfe für eine weitere Optimierung der Verbundplatte dienen könnte.

Ein weiterer Grund für einen Fehler in der Berechnung könnte die Form der Belastung sein. Beispielsweise basiert die Herleitung von *Heimeshoff* auf einen Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung [2]. Eine ähnliche Voraussetzung wird auch im Eurocode 5 (EC 5) getroffen. Wie am Beginn des Kapitels 2.4 beschrieben gilt das γ -Verfahren laut EC 5 für Belastungen, die ein “sinusförmiges oder parabolisch veränderliches Biegemoment” erzeugen [13]. Durch die bei den Versuchen einwirkende Einzellast, wäre auch dies ein Grund für einen Fehler in der vorigen Berechnung.

Auf der anderen Seite zeigt *Schelling* in seiner Veröffentlichung auf Seite 9 [27] jedoch, dass der Unterschied in der berechneten Verformung zwischen seiner “genauen Berechnung” und der Berechnung laut DIN 1052 (\triangleq Eurocode 5) bei nur 3 % liegt. Somit müsste aus dieser Sicht die Genauigkeit der Berechnung laut EC 5 genügen.

5.2 Vergleichsrechnung Traglastzustand

Im Folgenden wird eine Vergleichsrechnung für den Traglastzustand für einen der Hauptversuche aufgestellt.

Dazu wird das Versuchsergebniss des Versuchs 1.1 herangezogen. Wie im Kapitel 4.2.2 beschrieben, tritt das globale Versagen bei dem Versuch 1.1 durch ein Biegezugversagen in Feldmitte in der untersten Brettlamelle ein. Die Traglast liegt dabei bei 60 kN. Bei der Versuchsdurchführung war bis zum Erreichen der Traglast der Biegeriss im Beton erkennbar. Dieser entwickelte sich bis ca. 1,5 cm unter die Betonoberkante.

Daher wird angenommen, dass bis zu diesem Zeitpunkt eine Druckzonenhöhe im Beton von $1,5\text{ cm}$ bestehen blieb.

Somit werden in der folgenden Berechnung die Kräfte im ‘‘Ober- und Untergurt’’ des Verbundträgers ermittelt, um in weiterer Folge ein aufnehmbares Biegemoment zu erhalten.

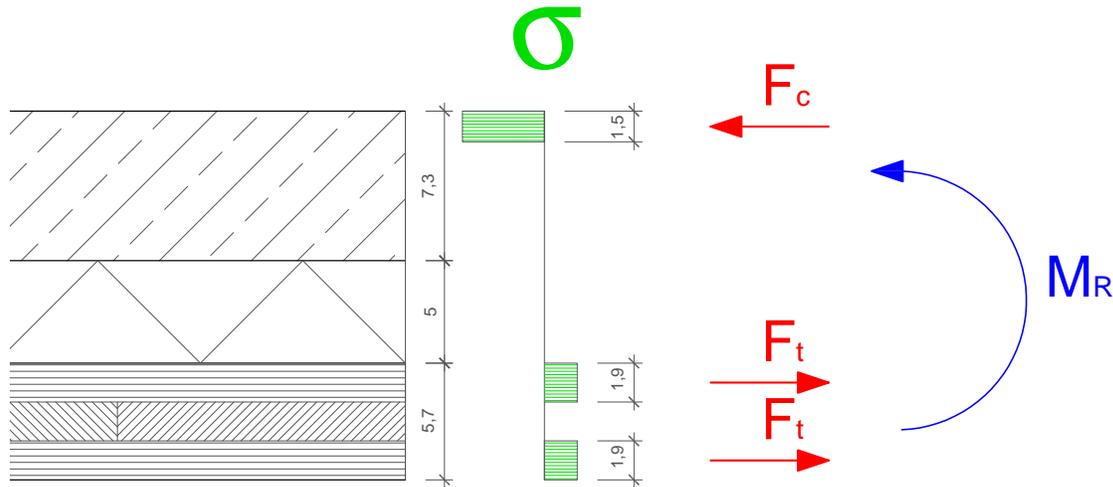


Abbildung 5.1: Auftretende Spannungen und Kräfte im Feldbereich des Versuchs 1.1

In Abbildung 5.1 ist der Verbundquerschnitt mit angenommenen Spannungen (σ) und den einwirkenden Kräfte (F_c und F_t), sowie das daraus auftretende Biegemoment (M_R) dargestellt. Das Biegemoment M_R ist das aufnehmbare Moment auf der Widerstandsseite. Wie in Abbildung 5.1 ersichtlich werden dazu zur Vereinfachung Spannungsblocke für die Spannungen im Beton und in den beiden Holzlamellen angenommen. Da die mittlere Bretterschicht im Brettsperrholz quer liegt, wird diese nicht zur Aufnahme der Zugspannungen herangezogen.

Zur Berechnung der wirkenden Zugkräfte im Holz wurde vom Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau ein Zugfestigkeitswert σ_t von $1,6\text{ kN/cm}^2$ empfohlen. Aus der Fläche der auf Zug beanspruchten Brettlamelle und der erwähnten Festigkeit ergibt sich folgende Zugkraft:

$$F_t = \sigma_t \cdot A_t = 1,6 \cdot (42 \cdot 1,9) = 127,7\text{ kN}.$$

Verdoppelt man diese Kraft (2 Brettlamellen), so muss sich aus Gleichgewichtsgründen die Druckkraft für den Betongurt ergeben. Diese liegt schließlich bei $255,4\text{ kN}$. Die einwirkende Spannung auf den Betongurt errechnet sich folglich nach:

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A_c} = \frac{255,4}{42 \cdot 1,5} = 4,1\text{ kN/cm}^2.$$

Untersuchungen am Institut für Hochbau und Technologie haben gezeigt, dass der verwendete Selbstverdichtenden Beton eine mittlere Druckfestigkeit von rund 44 kN/cm^2 erreicht. Die Spannung im Beton liegt somit in einer aufnehmbaren Größenordnung.

Bildet man die Summe der Momente um den Lastangriffspunkt der Betondruckkraft F_c so ist die Berechnung der beiden Hebelsarme e_1 und e_2 notwendig:

$$e_1 = 7,3 - \frac{1,5}{2} + 5 + \frac{1,9}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

und

$$e_2 = 7,3 - \frac{1,5}{2} + 5 + 5,7 - \frac{1,9}{2} = 16,3 \text{ cm}$$

Das Biegemoment auf der Widerstandsseite M_R ergibt sich folglich durch Multiplikation der beiden Zugkräfte F_t mit den Hebelsarmen e_1 und e_2 :

$$M_R = F_t \cdot e_1 + F_t \cdot e_2 = 127,7 \cdot 12,5 + 127,7 \cdot 16,3 = 3678 \text{ kNcm}.$$

Die tatsächlich einwirkende Biegemoment beim Versuch errechnet sich mit der vorher erwähnten Prüfkraft von 60 kN für den Einfeldträger mit Einzellast:

$$M_E = \frac{60 * 230}{4} = 3450 \text{ kNcm}.$$

Das tatsächlich einwirkende Biegemoment liegt somit "nur" 6% unter dem errechneten Wert auf der Widerstandsseite. Daher scheint die Berechnung im Traglastzustand als Näherung zulässig.

Mögliche Fehlerquellen sind:

- tatsächliche Festigkeiten unterscheiden sich von den angenommenen
- die Spannungen in der oberen Brettlamelle wurden zu groß angenommen
- die tatsächlich wirkende Druckzonenhöhe im Beton ist größer.

Mit dieser Berechnung wurde versucht, den Traglastzustand nach den Beobachtungen bei der Versuchsdurchführung nachzurechnen. Die durchgeführte Berechnung könnte ein Ansatz für eine künftige Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sein.

5.3 Rechnerische Traglast eines Stahlbetondeckenstreifens

Gleich wie im vorigen Kapitel wird in diesem Unterkapitel für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Querschnittswiderstand (Tragmoment) eines Stahlbetondeckenstreifens mit üblicher Bewehrung für den Wohnbau errechnet, um die Momententragfähigkeit dieser beiden Bauweisen (Konstruktionen) zu vergleichen.

Der angenommene Deckenstreifen hat dieselben Abmessungen wie die Bauteile bei den Versuchen ($h/b/l = 18/42/250 \text{ cm}$). Als statisch wirksame Höhe wird ein Wert von $d = 14 \text{ cm}$ angenommen (Betondeckung 4 cm). Als Feldbewehrung werden Stäbe mit

12 mm Durchmesser und der Qualität "Baustahl 550" ($f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$) angenommen. Mit einem Abstand der Stäbe von 15 cm ergibt sich eine Bewehrungsfläche von $7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$. Dies ist eine in der Praxis übliche Bewehrungsanordnung für Stahlbetondecken, die normalerweise eine Spannweite von fünf Metern haben. Für die Betonfestigkeitsklasse wird ein Beton C30/37 angenommen. Da für diese Vergleichsrechnung tatsächliche Festigkeitswerte, und nicht "Designwerte", notwendig sind, wird für den Beton die mittlere Zylinderdruckfestigkeit mit $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ und für den Baustahl der charakteristische Wert mit $f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$ herangezogen.

Für die betrachtete Breite des Stahlbetonquerschnitts von 42 cm ergibt sich schließlich eine Bewehrungsfläche von $3,17 \text{ cm}^2$. Die im Folgenden verwendeten Formeln sind einfache Gleichgewichtsbetrachtungen und wurden aus [17] auf Seite 8-15 entnommen. Die Druckzonenhöhe im Beton ergibt sich mit:

$$x_B = \frac{A_{s1} \cdot f_{yk}}{b \cdot f_{cm}} = \frac{3,17/100^2 \cdot 550}{0,42 \cdot 38} = 0,0109 \text{ m}.$$

Daraus ergibt sich der Querschnittswiderstand des Biegemomentes mit:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= x_B \cdot b \cdot f_{cm} \cdot (d - 0,5 \cdot x_B) \\ &= 0,0109 \cdot 0,42 \cdot 38 \cdot (0,14 - 0,5 \cdot 0,0109) = 0,0234 \text{ MNm} \\ &\triangleq 23,407 \text{ kNm} \\ &\triangleq 2341 \text{ kNcm}. \end{aligned}$$

Das Tragmoment des Versuchs 1.1 (siehe Seite 97) liegt bei 3450 kNcm . Würde man daher diesen Versuchsaufbau in der Entwicklung weiterverfolgen, so wäre dieser, zumindest im Bezug auf die Tragfähigkeit, mit konventionellen Stahlbetondecken konkurrenzfähig.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Wie in der Einleitung erwähnt, dienten neben den bereits dokumentierten und ausgewerteten Versuchen von *Schernberger* eine Reihe von Vorversuchen als Grundlage der Versuchsplanung für weitere Hauptversuche. Bei den **Vorversuchen** wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundfuge mit metallischen Verbindungsmittel (Schrauben) untersucht. Dazu wurden verschiedene Einschraubwinkel untersucht und die Wirkung eines “Klemmbandes” beschrieben. Das Klemmband sollte durch Vergrößerung der Oberfläche das Einsinken der Schraubenköpfe in die Veloxplatte verringern. Es stellte sich heraus, dass ein Verschraubungswinkel von 45° die Steifigkeit und die Traglast der Verbindung erhöhte. Die Verwendung eines Klemmbandes führte ebenfalls zu einer Erhöhung der Traglast, aber auch einer geringfügigen Erhöhung der Steifigkeit.

Nach Absprache mit dem Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau wurden für die **Hauptversuche** insgesamt 15 Plattenstreifen mit verschiedensten Aufbauten hergestellt, geprüft und ausgewertet. Aufgrund der maschinellen Gegebenheiten wurden für die Versuche, wie bei den Untersuchungen von *Schernberger*, ein 3-Punkt Biegeversuch durchgeführt. 14 der genannten Plattenstreifen mit einer Länge von 250 cm und einer Breite von 42 cm hatten einen 3-schichtigen Aufbau aus Selbstverdichtendem Beton, Holzspanbeton und Brettspertholz (ebenfalls 3-schichtig). Von den 14 Plattenstreifen wurden insgesamt 7 verschiedene Versuchsaufbauten mit jeweils zwei Probekörpern untersucht. Davon wurden zehn mit fertigen Holzspan-Dämmplatten der Firma *Velox* hergestellt und vier mit Ortholzbeton der Firma *Agresta Technologies*. Als Vergleichsobjekt wurde auch eine CLT-Platte mit den Abmessungen $250 * 42 * 5,7\text{ cm}$ (wie schon bei *Schernberger*) geprüft. Zusätzlich zu den Hauptversuchen wurden zwei Großversuche mit den Abmessungen $18 * 42 * 500\text{ cm}$ hergestellt und getestet. Der Versuchsaufbau des 3-Punkt Biegeversuches ($l = 250\text{ cm}$) mit eingebauter “Veloxplatte” ist in Abbildung 6.1 ersichtlich.



Abbildung 6.1: 3-Punkt Biegeversuch eines 3-schichtigen Holz-Holzbeton-Beton Verbundquerschnittes

In Abbildung 6.2 sind die Arbeitslinien aller durchgeführten **Hauptversuche** dargestellt. Wie erwartet ergaben sich für zwei der durchgeführten Versuchsvarianten die besten Ergebnisse. Bei der Versuchsvariante 1 wurde die Holzspandämmplatte der Firma *Velox* mit einer konstant hohen Schraubenzahl über die Länge verschraubt. Der Verschraubungswinkel und das verwendete Klemmband trugen offensichtlich zu einem

sehr guten Ergebnissen bei. Für die Versuchsvariante 1 konnte nicht nur eine hohe Traglast von rund 60 kN erreicht werden, sondern auch ein gutes Verformungsverhalten. Bei der Versuchsvariante 5 wurden die Dämmplatten der Firma *Velox* auf die CLT-Platten mit einem 2-Komponentenkleber aufgeklebt. Die erreichten Traglasten dieser beiden Probekörper erreichten zwar nicht so hohe Traglasten wie die verschraubten Versuche, aber zeigten ein im Vergleich steifes Verformungsverhalten.

Die beiden Versuchsvarianten mit der Ortholozbetonzwischenschicht brachten ebenfalls gute Ergebnisse. Zur Übertragung der Schubkräfte wurden dazu einfache Latten angeschraubt. Die Steifigkeit dieser Variante liegt fast im Bereich von Versuchsvariante 1, jedoch werden nur halb so hohe Traglasten erreicht.

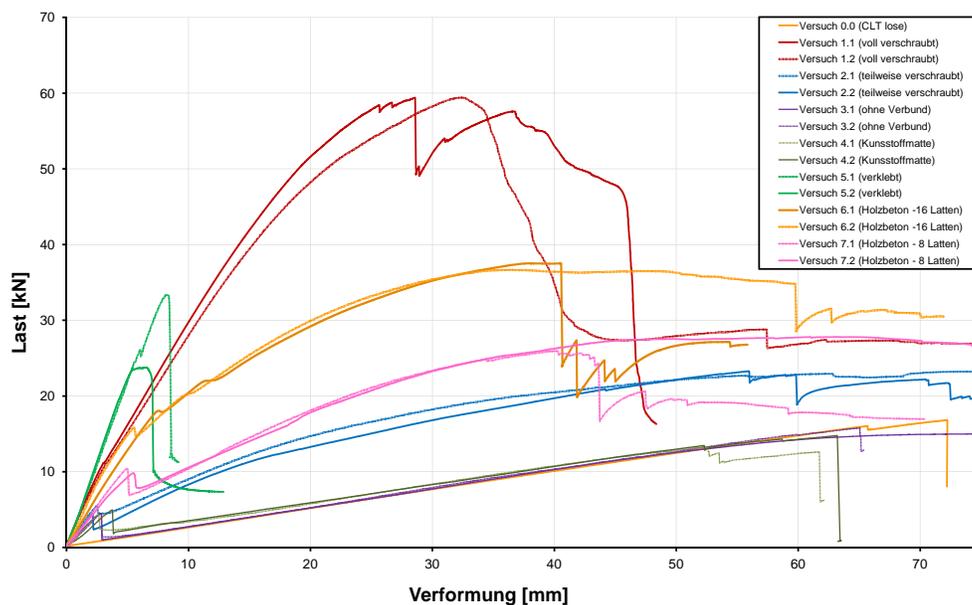


Abbildung 6.2: Versuchsdiagramm mit Arbeitslinien aller Versuche

Aufgrund des biegesteifen Verhalten der Versuchsvariante 5, entschloss man sich den verwendeten Aufbau bei den Großversuchen weiterzuverfolgen. Durch das Auftragen einer großzügigen (dicken) Klebeschicht erzielte man einen guten Verbund in der unteren Verbundfuge und Erreichte ein Versagen der Probekörper in der *Velox*zwischenschicht durch Schub. Die erreichten Traglasten lagen bei fast 30 kN .

An dieser Stelle werden kurze Antworten zu den in der Einleitung erwähnten Fragen gegeben:

- Bei der Verwendung von vorgefertigten Holzspanbetonplatten (*Veloxplatten*) eignen sich Holzschrauben als Verbindungsmittel. Jedoch ist die Verwendung eines Schraubers oder einer Bohrmaschine mit hohem Drehmoment erforderlich. Die Verwendung eines Klemmbandes zur Verhinderung des Einsinkens des Schraubenkopfes wirkt sich positiv aus und ist auch praktisch durchführbar. Der Verfasser empfiehlt jedoch den Einsatz von großzügigen Beilagscheiben, die beispielsweise einen fixen Bestandteil der Schrauben darstellen.
- Die Verwendung eines industriell hochwertigen Klebers zur Erlangung eines sehr steifen Verbundes ist möglich. Durch das Auftragen einer Klebeschicht (mit einer Zahnspachtel) von rund $2 \div 8 \text{ mm}$ lässt sich ein guter Verbund zwischen vorgefertigten Holzspanbetonplatten und Brettsper Holz herstellen.
- Der sich daraus ergebende Schwachpunkt der Konstruktion liegt dann in der geringen Schubfestigkeit der *Veloxschicht*. Dazu könnte sich eine nachträgliche Schubsverstärkung oder der erhöhte Einsatz von Stahlfasern bei der Fertigung dieser Platten positiv auswirken.
- Die Verwendung von angeschraubten Dachlatten als schubübertragendes Medium bei der Verwendung einer Ortholozbetonzwischenschicht aus *Agreslith* Holzspanbeton zur Verstärkung von zu sanierenden Decken ist möglich. Jedoch müssen die Frischbetoneigenschaften des Baustoffs auf jeden Fall optimiert werden.
- Ein Unterschied im Schubverhalten zwischen dem Ortholozbeton und der Veloxplatten war nicht zu erkennen. Dazu müssten eventuell Vergleichsscherversuche gemacht werden.
- Da bei den durchgeführten Versuchen oft unterschiedliche Versagensmechanismen zum globalen Versagen des Systems führten, ist es nicht möglich, eine Aussage über die Duktilität zu machen. Dazu wäre eine größere Anzahl an Versuchen notwendig. Bei einzelnen Versuchen ist jedoch eine Tendenz erkennbar. Beispielsweise wäre durch das abrupte Versagen der Versuchsvariante 5 keine Duktilität zu erkennen.
- Mit einer Berechnung nach dem γ -Verfahren kann man plausible Werte erhalten. Dennoch sind die errechneten Werte noch weit weg von den Versuchsergebnissen. Weiters sei erwähnt, dass die Berechnung nach dem γ -Verfahren nur für den linear elastischen Bereich zulässig ist.
- Für die Berechnung des Traglastzustandes müssen die Versagensmechanismen noch eindeutiger erkannt werden. Jedoch konnte bereits für einen Versuch (1.1) eine plausible Vergleichsrechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt werden.

- Die Verwendung der *Veloxplatten* stellte sich aufgrund der geringen Dichte und der guten Bearbeitbarkeit als positiv heraus. Wie vom Hersteller erwähnt, lassen sich die Bauplatten problemlos schneiden und verschrauben.
- Der Ortholzbeton mit den Zuschlägen *Agreslith-C* stellte sich als nicht praxistauglich heraus, da das Einbringen und Verdichten des Frischbetons Probleme bereitete. Die große Anzahl an Kanten und die grobe Struktur des Holzbetons erschwerten das Einbringen und ein gründliches Verdichten.

Folgende weitere Versuche und Arbeiten sollten für eine Optimierung des entwickelten Bauteils durchgeführt werden:

- Untersuchungen zum Schubverhalten bzw. zur Erhöhung der Schubfestigkeit von *Veloxplatten*
- Optimierung der Klebefuge durch Variation der Baukleber und der Dicke des Klebefilms
- Einsatz von dünneren Betonschichten zur weiteren Reduzierung des Konstruktionsgewichtes
- Vergleich der aufnehmbaren Lasten (ULS und SLS) mit anderen Flachdeckensystemen um die Konkurrenzfähigkeit zu verdeutlichen.

Abbildungsverzeichnis

2.1	Systemskizze Holz-Holzbeton-Betonverbundquerschnitt	4
2.2	5-schichtige Brettsperrholzplatte [15]	6
2.3	Reologische Eigenschaften eines SVB in Abhängigkeit von Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit mit Verarbeitbarkeitsfenster für Selbstverdich- tung [1]	11
2.4	Setztrichter mit Ausbreittisch zur Bestimmung des Setzfließmaßes [21] .	12
2.5	Auslauftrichter zur Bestimmung der Auslaufzeit [23]	12
2.6	Blockierring (J-Ring) [3]	13
2.7	Schwindverhalten von Selbstverdichtenden Beton [21]	14
2.8	Kriechverhalten von Selbstverdichtenden Beton [21]	15
2.9	Eigenschaften von Holzspanbeton und Holzspanbeton als Platten und Mantelstein [22]	19
2.10	Holzspan-Dämmplatte WS 50 der Firma <i>Velox</i> [26]	20
2.11	Produktionsprozess der Holzspan-Dämmplatten (Firma <i>Velox</i>) [26] . .	22
2.12	Zweiteiliger Biegeträger mit losen, starren und nachgiebigen Verbund [7]	26
2.13	Aufbau einer Verbunddecke in Stahl-Beton Verbundbauweise [16] . . .	29
2.14	Möglichkeiten des Verbundes bei Stahl-Beton Verbunddecken [16] . . .	29
2.15	Grundtragsysteme im Holz-Beton Verbundbau [20]	31
2.16	Axonometrie einer Holz-Betonverbundbalkendecke mit Verbundschrau- ben [19]	33
2.17	<i>SFS Verbundschrauben</i> der Firma <i>SFS intec</i> und <i>Timco II Schraube</i> der Firma <i>Timco Schweiz</i> [19]	33
2.18	Verschraubungsmuster für die <i>SFS Verbundschrauben</i> und <i>Timco II Schrau- be</i> [19, 12]	34
2.19	Systemaxonometrie einer HBV-Brettstapeldecke der Firma <i>Hilti</i> [19] . .	34
2.20	Systemaxonometrie einer <i>Bauer</i> HBV-Brettstapeldecke [19]	35
2.21	HBV-Decke mit HBV-Schubverbinder aus Brettstapel (links) und Holz- balken (rechts) mit Streckmetall-Schubverbinder [19]	36
2.22	3-teiliger Verbundquerschnitt und dargestelltes Spannungsbild für nach- giebigen Verbund in beiden Verbundfugen [13]	38
3.1	Spannungs-Dehnungsdiagramm zur Würfeldruckfestigkeit [19]	42
3.2	Prüfung der Biegezugfestigkeit eines Holzbetonprismas [19]	42
3.3	Versuchsdiagramm zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Holzbe- tonprismen [19]	43
3.4	Systemskizzen der Versuchskörper [19]	44
3.5	Stellen mit schlechter Verdichtung und Fugen aus Schwinden des Holz- betons [19]	44
3.6	Prüfdiagramm - Scherversuch mit 1 Latte pro Scherfläche [19]	45
3.7	Prüfdiagramm - Scherversuch mit 2 Latten pro Scherfläche [19]	46
3.8	Prüfdiagramm - Scherversuch mit 3 Latten pro Scherfläche [19]	47
3.9	Längsschnitt durch den Versuchsaufbau CLT-Holzbeton [19]	47

3.10	Eingebauter Probekörper (CLT-Holzbeton Aufbau) in der Prüfmaschine [19]	48
3.11	Verschraubungsplan zu dem Plattenversuch CLT-Velox-SVB [19]	48
3.12	Horizontalverschiebung in der unteren Verbundfuge und rechte Trägerhälfte kurz vor Erreichen der Traglast [19]	49
3.13	Versuchsdiagramm aus den 3-Punkt Biegeversuchen [19]	50
3.14	Zweischnittiger Scherversuch mit aufgeschraubten Latten	51
3.15	Systemskizze der Scherversuche mit Lattung	52
3.16	Versuchsdiagramm aus den sechs Scherversuche (CLT-Latten)	52
3.17	Eingebauter Probekörper (Scherversuch CLT-Velox) in der Prüfmaschine	53
3.18	Versuchsdiagramm zu Scherverusch (CLT-Velox)	54
3.19	Scherversuch (CLT-Velox) mit Klemmband	55
3.20	Versuchsdiagramm zu dem Scherversuch (CLT-VELOX mit Klemmband) 55	
3.21	Systemskizze der Versuchsvariante 1	57
3.22	Systemskizze der Versuchsvariante 2	57
3.23	Systemskizze der Versuchsvariante 6	59
3.24	Systemskizze der Versuchsvariante 7	59
4.1	Montage der Verbindungsmittel bei Probekörper 1.1	62
4.2	Aufgeklebte Kunststoffgittermatte des Versuchsaufbaus 4	63
4.3	Betonrezeptur für SVB [23]	65
4.4	Abziehen des überflüssigen Betons mit einem Abziehbrett	66
4.5	Prüfmaschine für den 3-Punktbiegeversuch	67
4.6	Stempel zur Kraftaufbringung und Rollenlager	67
4.7	montierte Messuhr zur Messung der Horizontalverschiebungen in der Verbundfuge	68
4.8	Last-Verformungsdiagramm Versuch 0.0 (CLT)	69
4.9	Last-Verformungsdiagramm Versuch 1.1 (voll verschraubt)	70
4.10	Last-Verformungsdiagramm Versuch 1.2 (voll verschraubt)	71
4.11	Last-Verformungsdiagramm Versuch 2.1 (teilweise verschraubt)	72
4.12	Last-Verformungsdiagramm Versuch 2.2 (teilweise verschraubt)	73
4.13	Last-Verformungsdiagramm Versuch 3.2 (ohne Verbund)	74
4.14	Last-Verformungsdiagramm Versuch 4.1 (Kunststoffmatte)	75
4.15	Last-Verformungsdiagramm Versuch 5.1 (verklebt)	76
4.16	Last-Verformungsdiagramm Versuch 5.2 (verklebt)	77
4.17	Last-Verformungsdiagramm Versuch 6.1 (Holzbeton - 16 Latten)	78
4.18	Last-Verformungsdiagramm Versuch 6.2 (Holzbeton - 16 Latten)	79
4.19	Last-Verformungsdiagramm Versuch 7.1 (Holzbeton - 8 Latten)	80
4.20	Last-Verformungsdiagramm Versuch 7.2 (Holzbeton - 8 Latten)	81
4.21	Last-Verformungsdiagramm für aller durchgeführten Versuche	82
4.22	Last-Verformungsdiagramm der Versuche 0, 3 und 4	83
4.23	horizontaler Riss in der <i>Veloxplatte</i> links und resultierende Scherfläche rechts (Versuch 1.2)	84

4.24	Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungsdiagramm (Versuch 1.2)	84
4.25	Betonrisse in der Betonschicht im Feldmittenbereich (Versuch 1.2) . . .	85
4.26	Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungsdiagramm (Versuch 5.1)	86
4.27	linke Plattenhälfte des Versuchs 5.1 mit eingezeichneten Riss und aufge- gangener Verbundfuge	86
4.28	Biegerisse in der Holzbeton- und Betonschicht (Versuch 6.1)	88
4.29	Last-Durchbiegungsdiagramm und Last-Horizontalverschiebungs-diagramm (Versuch 6.1)	88
4.30	Biegezugriss im Holz (Versuch 6.1)	89
4.31	Schichtaufbau der Versuchsbauteile G1 und G2	89
4.32	Auftragen des Klebefilms mit der Zahnpachtel	90
4.33	Versuchsdiagramm mit den Arbeitslinien der Versuche G1 und G2, sowie 5.1 und 5.2	91
4.34	Verlauf des Schubrisses bei Großversuch G1	91
5.1	Auftretende Spannungen und Kräfte im Feldbereich des Versuchs 1.1 .	96
6.1	3-Punkt Biegeversuch eines 3-schichtigen Holz-Holzbeton-Beton Verbun- dquerschnittes	99
6.2	Versuchsdiagramm mit Arbeitslinien aller Versuche	100

Tabellenverzeichnis

1	Vergleich der Massen für drei Deckensysteme	5
2	Festigkeitseigenschaften der Brettlamellen S10 von Brettsper Holz [15] .	8
3	Materialspezifische Kenndaten von Holzleichtbeton [22]	17
4	Materialspezifische Kenndaten der Holzspan-Dämmplatte <i>WS 50</i> und <i>WS 75</i> der Firma <i>Velox</i> [26]	21
5	Rezepturen und dazugehörige Mischungsverhältnisse und Eigenschaften von Agreslith-C Holzspanbeton [25]	23
6	Werte für K_{ser} für stiftförmige Verbindungsmittel und Dübel besonderer Bauart in $[N/mm]$ für Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen [22]	40
7	Tabellarische Zusammenfassung aller geplanten und hergestellten Haupt- versuche	60
8	Abmessungen und Querschnittswerte für die Versuchsaufbauten 1 bis 5	93

Literatur

- [1] Thienel K.-Ch. & Kustermann A. *Sonderbetone Selbstverdichtender Beton*. Universität der Bundeswehr München, 2010.
- [2] Heimeshoff B. *Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurbau*. Holz als Roh- und Werkstoff, Springer Verlag, 1987.
- [3] Technischer Handel Beckel. *Blockierring Vario*. www.baustoffprueftechnik.de, 2009.
- [4] Huber C. *Beitrag zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken mit ausgewählten Verbindungsmitteln unter Brandeinwirkung*. TU Wien, 2010.
- [5] Bölskey E. *Holzverbunddecken - Innovative Zusammenarbeit der Baustoffe Holz und Beton - 1. Teil*. Baumagazin, 2005.
- [6] Bölskey E. *Holzbetonverbunddecken - Statische Berechnungsverfahren. Prinzipien; Methoden; aktueller Stand der Technik - 2. Teil*. Baumagazin, 2006.
- [7] Holschemacher K. et al. *Holz-Beton-Verbund*.
- [8] König G. et al. *Holz-Beton-Verbund*. Bauwerke Verlag GmbH, Berlin, 2004.
- [9] Krippner R. et al. *Holzleichtbeton im Hochbau*. TU München.
- [10] Pauser A. et al. *Verstärkung von bestehenden Holzdecken*. Österreichisches Gesellschaft zur Erhaltung von Bauten, 1992.
- [11] Sonntag F. *Wandbauarten mit Schalungssteinen aus Holzspanbeton*. Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (FH), 2003.
- [12] Deutsches Institut für Bautechnik. *Zulassung Timco II Schraube*. 2012.
- [13] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. *DIN EN 1995-1-1*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2010.
- [14] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN EN 14474*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2005.
- [15] Mayr-Melnhof Kaufmann Gruppe. *Produktdokumentation BSP crossplan*. www.mm-kaufmann.com, abgerufen am 01.03.2012.
- [16] Fink J. *Skriptum Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau)*. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2008.
- [17] Kollegger J. *Skriptum Betonbau 1, 4. Auflage*. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2010.

- [18] Möhler K. *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln*. TH Karlsruhe, 1956.
- [19] Schernberger K. *Holzspanbeton-Verbunddecken*. TU Wien, 2011.
- [20] Farshidna P. *Holz-Beton-Verbunddecken und Untersuchungen der Eigenschaften von Holzleichtbeton*. TU Wien, 2004.
- [21] Grübl P. *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Kupfer H., 2001.
- [22] Krippner R. *Untersuchungen zu Einsatzmöglichkeiten von Holzleichtbeton im Bereich von Gebäudefassaden*. TU München, 2004.
- [23] Strobl T. *SCC-SVB selbstverdichtender Beton pannenfrei*. BASF Construction Chemical Austria GmbH, 2010.
- [24] Wiegand T. *Bauen mit Brettsper Holz*. Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., 2010.
- [25] AGRESTA Technologies. *Technical Data Report AT.AC V2.1*. AGRESTA Technologies.
- [26] Velox. *www.velox.at*. Velox - Bausysteme, abgerufen am 14.05.2012.
- [27] Schelling W. *Genauere Berechnung nachgiebig verbundener Holzbiegeträger mit dem Gamma -Verfahren*. Ingenieur-Hochbau , Werner Verlag Düsseldorf, 1998.