



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna | Austria

DIPLOMARBEIT
MASTER'S THESIS

**Rippendeckenelemente aus Holz-Stahl-Beton:
Ein Beitrag zu experimentellen Untersuchungen für den Einsatz im
mehrgeschossigen Wohnbau**

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

unter der Leitung von

Wissenschaftlichem Mitarbeiter Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr. Kamyar Tavoussi

E259/2 – Abteilung Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Institut für Architekturwissenschaften

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Architektur und Raumplanung

von

Rinor Kaba
Matr.-Nr.: 00728617
Linzer Straße 429/2211
A – 1140 Wien

Wien, am 27.03.2018

Danksagung

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen Menschen bedanken, die mich in der Zeit meines Studiums unterstützt haben und mir bei der Erstellung meiner Diplomarbeit zur Seite standen.

Ein besonderer Dank gilt meinem Betreuer Dr. Kamyar Tavoussi, der mir sehr viel Engagement und Geduld sowie seinem fachspezifischen Wissen und seiner konstruktiven Kritik zu einer durchdachten These verhalf.

Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei dem gesamten Team des Instituts für Tragwerkslehre und bei der Camillo Sitte Lehranstalt für die Hilfsbereitschaft und das freundliche Arbeitsklima.

Ein großer Dank gebührt meiner Familie, insbesondere meinen Eltern, Großeltern, meinen beiden Brüdern und meiner Schwester, die mich während meines Studiums moralisch und finanziell unterstützt haben. Auch bei meinen Freunden und Kollegen möchte ich mich herzlich bedanken, die mich jeden Tag motiviert haben weiter zu machen und nie aufzugeben.

Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit einem Forschungsprojekt, welches vom Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung im Rahmen eines „Sparkling Science Projektes“ finanziert wird. Der Titel lautet „Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum“. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden an der Abteilung Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien Rippendeckenelemente in Holz-Mischbauweise entwickelt und deren praktischer Einsatz optimiert.

Das Ziel ist, dass sich solche Deckenelemente, die allen statischen und bauphysikalischen Anforderungen genügen, durch die schnelle und genaue Montage und wegen ihrer ökologischen und ökonomischen Vorteile am Markt behaupten können. Da bereits im Sparkling Science Projekt „Holzmischbauweise für das verdichtete Bauen im urbanen Raum“ die Träger in Holz-Stahl-Hybridbauweise entwickelt wurden, wird diese Arbeit den Fokus auf den horizontalen Raumabschluss durch „Rippendeckensysteme“ legen.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden in Wien erstmals Stahlbetondecken hergestellt. Vor allem die Rippendecke wurde in verschiedensten Varianten ausgeführt und ist in vielen alten Gebäuden wiederzufinden. Die Stahlbetonrippendecke hat entwicklungsgeschichtlich ihre Wurzeln einerseits bei den in Österreich weit verbreiteten Holzdecken, woraus sich im Laufe der Zeit die verschiedenen Ziegelkappendecken entwickelt haben und andererseits auch in der Entwicklung des Stahlbaus.

In den letzten Jahren sind die technischen Möglichkeiten für Holzgebäude stark vorangeschritten. Da das Umweltbewusstsein sowie die Entstehung von Holzprodukten steigt, wird die Entwicklung von Holzkonstruktionen vorangetrieben.

Da es sich um ein Forschungsprojekt handelt, liegt der zentrale Fokus dieser Arbeit in der Beschreibung (Dokumentation) von Abscherversuchen, die in der Camillo Site FH HTL ausgeführt wurden, wo die Schüler und Schülerinnen mit Wissenschaftlern und Wissenschaftlerinnen zusammengearbeitet haben.

Mittlerweile gibt es viele Forschungsprojekte, die sich mit Holz- und Holzverbundbauweisen mit dem Ziel der Errichtung mehrgeschossiger Gebäude im städtischen Raum beschäftigen.

Am Beginn dieser Arbeit werden die drei Materialien, die zur Anwendung kommen, beschrieben, gefolgt von Deckenkonstruktionen sowie deren Eigenschaften, die möglichen Potentiale bei der Kombination von Beton, Stahl und Holz, einige Verbundsysteme, und schlussendlich, wird der experimentelle Teil der Forschung dokumentiert.

Abstract

This Master thesis deals with a research project funded by the Federal Ministry of Science and Research as part of a "Sparkling Science Project". The title is "Development of prefabricated ribbed deck systems in hybrid composite construction method (timber-concrete-steel) for the condensed buildings in urban areas". As part of this research project, ribbed slab elements in composite timber construction are being developed and optimized for the practical application at the Department of Structural Design and Timber Engineering (ITI) of the Vienna University of Technology.

The aim is that such slab elements by a quick and accurate installation meet all structural and physical requirements as well as environmental and economic conditions. Since the beams in timber-steel hybrid composite construction have already been developed in the Sparkling Science project "Timber composite construction for condensed urban areas", this work will focus on the horizontal closure of rooms by "ribbed deck systems". In the early 20th century reinforced concrete slabs were made in Vienna for the first time. Especially the ribbed slabs were carried out in various versions and can be found in many old buildings. The ribbed reinforced concrete slab has its evolutionary roots on the one hand in the widespread timber slabs, from which have developed over time various brick slabs and on the other hand in the development of steel construction.

In recent years, the technical possibilities for timber buildings have made great progress. As environmental awareness and the development of timber products is increasing, the development of timber structures is being promoted.

Since this is a research project, the main focus of this work is the description (documentation) of shear tests carried out at the Camillo Site FH HTL, where the students worked together with scientists and scholars.

Meanwhile, there are many research projects that deal with all timber and composite timber constructions with the aim of building multi-story buildings in urban areas.

At the beginning of this work the three materials used are described, followed by slab constructions and their properties, the potentials of combining concrete, steel and wood, some composite systems, and finally, the experimental part of the research is documented.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Einleitung | 4 |
| 2 | Grundlagen | 6 |
| 2.1 | Materialien | 6 |
| 2.1.1 | Beton | 6 |
| 2.1.1.1 | Selbstverdichtender Beton (SVB)..... | 6 |
| 2.1.2 | Stahl..... | 12 |
| 2.1.3 | Holz..... | 16 |
| 2.1.3.1 | Vollholz..... | 16 |
| 2.1.3.2 | Brettschichtholz | 18 |
| 3 | Die Decke – Ausführung | 19 |
| 3.1 | Deckenkonstruktion | 20 |
| 3.2 | Deckenarten | 21 |
| 3.2.1 | Plattendecken (Stahlbeton) | 21 |
| 3.2.1.1 | Herstellung von Plattendecken..... | 22 |
| 3.2.2 | Teilmontagedecken | 22 |
| 3.2.2.1 | Großflächendecken | 23 |
| 3.2.2.2 | Rippenplattendecken | 23 |
| 3.2.2.3 | Trapezblechdecken, Stahlzellendecken | 24 |
| 3.2.2.4 | Verbundträgerdecken | 24 |
| 3.2.2.5 | Vollmontageplattendecken | 25 |
| 3.2.3 | Plattenbalkendecken..... | 26 |
| 3.2.3.1 | Ortbetonplattenbalken | 26 |
| 3.2.3.2 | Vollmontageplattenbalken | 27 |
| 3.2.3.3 | Balkendecken | 27 |
| 3.2.3.4 | Moderne Holzbalkendecken | 27 |
| 3.2.4 | Allgemeine Rippendecken..... | 28 |
| 3.2.4.1 | Stahlbetonrippendecken..... | 29 |
| 3.2.4.2 | Vorteile und Nachteile der Rippendecken..... | 30 |
| 3.2.4.3 | Teilmontagerippendecken | 30 |
| 3.2.4.4 | Rippendecke aus Holz | 32 |
| 3.2.5 | Hohlkörperdecken..... | 33 |
| 3.2.5.1 | Beispiel Millenium Tower Rotterdam | 34 |
| 3.3 | Fazit..... | 34 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 4 | Verbundbau | 35 |
| 4.1 | Effektive Breite dünner Flansche..... | 37 |
| 4.2 | Stahl-Beton Verbundbau | 38 |
| 4.3 | Holz-Beton Verbundbau | 44 |
| 4.3.1 | Eigenschaften von Holz-Beton-Verbund (HBV)..... | 46 |
| 4.3.2 | Vorteile und Nachteile von Holz-Beton-Verbund | 47 |
| 4.4 | Verbundmethoden | 48 |
| 4.4.1 | Kerven..... | 48 |
| 4.4.2 | HBV-Schubverbinder | 49 |
| 4.4.3 | Schraubverbindungen | 51 |
| 5 | Stand der Technik von mehrgeschossigen Hochhäusern..... | 53 |
| 5.1 | Moderne Holzbauten basierend auf Hochhäusern | 53 |
| 5.1.1 | Forschungsprojekt 8+, Wien 2008 | 54 |
| 5.1.2 | LifeCycle Tower One (LCT ONE), Vorarlberg 2010 | 56 |
| 5.1.3 | Wohnbau Wagramer Straße, Wien 2013..... | 58 |
| 5.1.4 | Wohnbau Via Cenni, Mailand 2013..... | 60 |
| 5.1.5 | Case Study Hamburg, 2013 | 62 |
| 5.1.6 | Timber Tower Research Project, SOM, USA 2013..... | 63 |
| 5.1.7 | Büro- und Ausstellungsgebäude (KAMPA) K8, Aalen/Waldhausen 2015..... | 64 |
| 5.1.8 | Das H7, Münster 2016..... | 65 |
| 5.1.9 | 300 Meter-Holzturm für London 2016..... | 66 |
| 5.1.10 | Brock Commons Tall Wood House TWBDI (The Tall Wood Building Demonstration Initiative), Studentenheim, Vancouver 2017..... | 67 |
| 5.1.11 | HoHo Turm, Wien 2018..... | 69 |
| 5.1.12 | Schlussfolgerung - Stand der Technik | 71 |
| 6 | Experimentelle Untersuchungen..... | 72 |
| 6.1 | Einführung | 72 |
| 6.2 | Berechnungen..... | 74 |
| 6.3 | Geplante Tests | 74 |
| 6.3.1 | Abscherversuche | 74 |
| 6.3.2 | Versuche in Originalgröße | 75 |
| 6.3.3 | Zusätzliche Versuche | 75 |
| 6.4 | Die Versuchsreihen..... | 76 |
| 6.4.1 | Prüfkörper | 76 |
| 6.4.2 | Stahl-Beton Verbindungen | 77 |
| 6.4.2.1 | Stahlblech – gerade..... | 77 |
| 6.4.2.2 | Stahlblech – abgekantet | 78 |
| 6.4.2.3 | Puzzleleiste – gerade..... | 79 |
| 6.4.2.4 | Puzzleleiste – abgekantet | 80 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 6.4.2.5 | Lochleiste – abgekantet | 81 |
| 6.4.3 | Holz-Beton VErbindung | 82 |
| 6.4.3.1 | Holz | 82 |
| 6.4.4 | Die Herstellung von Beton | 83 |
| 6.4.5 | Versuchsprotokoll | 87 |
| 6.4.5.1 | Versuchsaufbau und Messtechnik | 87 |
| 6.4.5.2 | Versuchsgruppe 1 – Ergebnisse | 91 |
| 6.4.5.3 | Versuchsgruppe 2 – Ergebnisse | 91 |
| 6.4.5.4 | Versuchsgruppe 3 – Ergebnisse | 92 |
| 6.4.5.5 | Versuchsgruppe 4 – Ergebnisse | 92 |
| 6.4.6 | Testkonfigurationen und Testergebnisse..... | 93 |
| 6.4.6.1 | Holz-Beton Verbund – Testergebnis | 98 |
| 6.4.6.2 | Puzzleleiste - gerade - Testergebnis..... | 99 |
| 6.4.6.3 | Puzzleleiste – abgekantet – Testergebnis..... | 101 |
| 6.4.6.4 | Lochleiste – abgekantet – Testergebnis..... | 102 |
| 6.4.6.5 | Testergebnisse – Tabelle..... | 104 |
| 6.4.7 | Preisermittlungen..... | 105 |
| 6.4.8 | Schlussfolgerung..... | 107 |
| | Literaturverzeichnis..... | 108 |
| | Abbildungsverzeichnis..... | 113 |
| | Tabellenverzeichnis | 117 |

1 Einleitung

Hintergrund und Inspiration

Diese Arbeit befasst sich mit einem Forschungsprojekt, welches vom Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung im Rahmen eines „Sparkling Science Projektes“ finanziert wird. Der Titel des Projektes lautet „Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum“. Das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Technischen Universität Wien hat die Koordination und wissenschaftliche Leitung und beauftragte die Bau HTL Wien Camillo Sitte Versuchsanstalt mit der Durchführung von Material- und Bauteilversuchen.

Ziel ist, die Entwicklung und Optimierung von Rippendeckenplatten und die Modellierung des Tragverhaltens unter Kurz- und Langzeitbelastung. Dabei spielen die ökologischen und wirtschaftlichen Überlegungen zur Herstellung, Montage und Demontage von Rippendecken eine wichtige Rolle. Gegen Wind- und Erdbebenlasten ist die Deckenschubfestigkeit für die horizontale Aussteifung zuständig. Mit verschiedenen Verbindungssystemen soll die Verbindung einzelner Rippendeckenplatten untereinander geprüft werden. Aus diesem Grund wurden durch das ITI viele Diplomarbeiten zu ausführlichen Themen wie Scher- und Plattenversuchen und der Kombination von Holz-Beton, Stahl-Beton und Holz-Stahl durchgeführt.

Aus den Publikationen im Rahmen der „World Timber Conference on Timber Engineering 2016“ wurden Holz-Stahl-Verbundträger geplant, getestet und auf ihre Nutzung in mehrgeschossigen Skelettbauten analysiert. Diese Träger können mit jeder Art von tragenden Deckensystemen kombiniert werden, jedoch ermöglichen sie mit Betonplatten ein neues und aussichtsreiches statisches Konzept. Die Hybridträger aus Holz-Stahl sind nicht nur für Neubauten geeignet, sondern können mit ihrer geringeren Konstruktionshöhe auch für Altbauten und deren Instandsetzung verwendet werden. Der Verbund zwischen der bestehenden Decke und der aufgetragenen Ortbetonschicht gelingt sehr gut. Eine sanierte Decke in dieser Bauweise erreicht eine Dicke von ca. 42 cm und eine flächenbezogene Masse von über 400 kg/m², daher wird versucht die Masse und Höhe so gering wie möglich zu halten um ein flacheres und leichteres System zu erhalten. Die genaueren Untersuchungen für das Brandverhalten eines Rippendeckenelementes werden bei der Magistratsabteilung MA 39 Wien ausgeführt und durch einen Brandversuch solcher Elemente überprüft.

In letzter Zeit wird die Wahl von Baumaterialien mit niedrigem CO₂-Fußabdruck immer wichtiger da es ökologisch anspruchsvoller ist, was dazu dieses System eine Konstruktionsmethode für mehrgeschossige Gebäuden im städtischen Raum zu schaffen ist.

[1]

Im vergangenen Jahr wurde durch das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau bereits eine Dissertation von M. Arch. Riola Parade F. zum Thema „Timber-Steel Hybrid Beams for Multi-Storey Buildings“ durchgeführt. [2]

Neben einer ausführlichen Literaturrecherche zu dem Thema Holz-Stahl Verbundbauweise wurden Versuche durchgeführt, gleichfalls an der Camillo Site Versuchungsanstalt. Um das Verhalten zwischen Holz und Stahl beschreiben zu können, wurden mehrere Biegeversuche durchgeführt. Dabei handelt es sich um Hybridträger, die als unabhängige Tragelemente hergestellt wurden, die beliebig mit unterschiedlichen Deckenkonstruktionen genutzt werden können.

Der Hauptfokus meiner Arbeit sollen weitere Versuche (Abscherversuche) sein um eine Schubverbindung zwischen Holz und Beton sowie auch Stahl und Beton zu untersuchen. Die Verbindung dieser zwei Typen wird einzeln getestet, um zu sehen welche Kombination die besten Verbindungslösungen ergibt um zu einem späteren Zeitpunkt alle drei Materialien kombinieren zu können.

Alle erforderlichen Arbeiten zur Herstellung der Schalung und Probekörper sowie die Durchführung der Versuche werden im Labor von Camillo Site Lehranstalt – Die Bau-HTL in Wien, Höhere Technische Bundeslehr- und Versuchsanstalt Wien III in der Leberstraße 4c in 1030 Wien durchgeführt. Die exakten Vorversuche und Hauptversuche werden in weiterer Folge im Kapitel 6 gründlich erläutert.

Im Kapitel 2 „Grundlagen“ werden die verwendeten Materialien: Beton, Stahl und Holz erläutert

Im Kapitel 3 „Die Decke“ wird allgemein über die Decke und Deckenarten sowie deren Eigenschaften und die Verwendung in der Architektur beschrieben.

Im Kapitel 4 „Verbundbau“ werden die Verbundkonstruktionen sowie die Kombination verschiedener Baustoffe und die Verbundmethoden beschrieben und zusammengefasst. Gefolgt von Kapitel 5 „Stand der Technik für mehrgeschossige Hybridbauweise“ mit ausgewählten Beispielen der Konstruktion Holz-Beton und Stahl-Beton Verbundbau.

2 Grundlagen

2.1 Materialien

Im nachstehenden Kapitel werden die drei Materialien die für die Hauptversuche verwendet wurden, erläutert. Diese sind:

- Beton - Selbstverdichtender Beton (SVB)
- Stahl
- Holz

2.1.1 Beton

Der Baustoff Beton ist ein Gemisch, das aus Bindemittel (Zement), Gesteinkörnungen (Kies, Sand) und Wasser, ggf. Zusatzmitteln und Zusatzstoffen (beeinflussen die Eigenschaften von Beton) hergestellt wird. Der frische Beton bekommt seine Form durch die Schalung, in der er erhärtet. In modernen Anwendungen wird Beton oft mit anderen Materialien verwendet, da er als Hauptbestandteil in Verbundwerkstoffen vorkommt.

2.1.1.1 Selbstverdichtender Beton (SVB)

Selbstverdichtende Beton (im Englischen SCC – Self Compacting Concrete) ist ein fließfähiger Beton, der allein mittels der Schwerkraft entlüftet, fließt und die Bewehrung innerhalb der Schalung umschließt. Bereits vor 70 Jahren wurden in den USA fließfähige Betone (selbstverdichtend) eingebaut, die mittels hohen Anteils an Wassergehalten (w/z-Werten) ihre Flüssigkeit erreichen, allerdings wurde dadurch die Dauerhaftigkeit des Betons reduziert. In den 1970-er Jahren wurde auch versucht mittels Hochleistungsbetonverflüssigern Beton herzustellen, jedoch konnte sich diese Variante nicht durchsetzen. [3]

Die Entwicklung des Selbstverdichtenden Betons begann in den 1980er Jahren in Japan. Eine der wesentlichen Problemstellungen der Forschungsarbeiten war die sorgfältige Verdichtung von Beton. Darum wurde der Selbstverdichtenden Beton entwickelt, der ohne zusätzlichen Energieeintrag und dank seines Eigengewichts in alle Ecken der Schalung fließt und jeden Hohlraum und die Bewehrung ausfüllt (verdichtet). In Europa wird seit 1996 der SVB vor allem in Schweden und Frankreich eingesetzt, inzwischen ist der neue Baustoff auch in den anderen Ländern Europas in Verwendung. [1][3]

Für die Verwendung dieser Technologie des Selbstverdichtenden Betons werden verschiedene Vorteile festgestellt [3][4]:

- Hohe Einbauleistung – Steigerung der Produktivität
- Beim Einbau ist die Lärmbelästigung geringer
- Oberflächenqualität und Formgebung sind vielfältig

- Ermäßigte Nacharbeiten
- Problemloses Betonieren von Bauteilen in komplizierten Schalungsformen sowie von Bauteilen mit eng liegender Bewehrung (hohe Bewehrungsdichte)
- Verkürzte Bauzeiten und verringerte Lärmbelastung durch hohe Einbauleistungen
- Ausgezeichnete Sichtbetonoberflächen, dichtes Betongefüge und hohe Dauerhaftigkeit

Diesen Vorteilen sind auch Nachteile und Risiken gegenüber zu setzen:

- Tendenziell größeres Schwinden
- Allgemeine Risiken einer „neuen“ Technologie.

Selbstverdichtender Beton wird gemäß ÖNORM B 1992-1-1 und dem ÖVBB Merkblatt "Selbstverdichtender Beton" geregelt und durch Angabe der Bezeichnung "SCC" in der Betonsortenbezeichnung deklariert. [4]

Folgend werden drei Arten von Selbstverdichtendem Beton unterschieden. Diese sind:

- Mehlkorntyp
- Stabilisierertyp
- Kombinationstyp

Beim Mehlkorntyp werden die selbstverdichtenden Frischbetoneigenschaften durch die Erhöhung des Mehlkornanteils erreicht. Um die Frischbetoneigenschaften beim Stabilisierertyp zu erreichen, werden stabilisierende Betonzusatzmittel verwendet. Wie am Namen zu erkennen ist, entsteht der Kombinationstyp durch Kombination der beiden anderen Typen.

Eigenschaften von Frischbeton

Der Herstellungsprozess bei Selbstverdichtendem Beton ist der gleiche wie bei Normalbeton, jedoch werden neben den erforderlichen Ausgangsstoffen extra weitere Betonzusatzstoffe verwendet. Zusätzlich zu den Zementgehalten im Mehlkornbereich kommen noch Flugasche oder Kalksteinmehl hinzu. Infolgedessen besteht ein Selbstverdichtender Beton aus Wasser, Fließmittel, Zement, Kalksteinmehl oder Flugasche, sowie feiner ($\leq 2(4)$ mm) und grober (≤ 16 mm) Gesteinskörnung. Unser Betonrezept enthält eine Gesteinkörnung von 0/4, 4/8 und 8/16. Flugasche und Zement werden von der Firma „Lafarge Zementwerke“ verwendet. Normalerweise werden die gleichen Eigenschaften wie bei einem normalen Beton auch für den Selbstverdichtenden Beton angelegt, allerdings kommen zusätzliche Anforderungen an die SVB Eigenschaften hinzu. Einer dieser Anforderungen ist seine hohe Fließfähigkeit, gefolgt von Viskosität, Sedimentationsstabilität und Blockierneigung. Die erwähnten Eigenschaften werden durch die Selektion von Zusatzstoffen geprägt, da der Selbstverdichtender Beton sehr sensibel auf die Konsistenz und Menge der Mixtur der Komponenten reagiert. [1][3]

Prüfverfahren

Fließfähigkeit: Die Konsistenzprüfung, also die Fließfähigkeit von Selbstverdichtendem Beton, wird mit einem sogenannten Setzfließmaß (Slump-Flow-Test) bestimmt. Für den Setzfließversuch wird ein Konus (Kegelstumpfform) mit einer Höhe von 30 cm, einem unteren Durchmesser von 20 cm und einem oberen von 10 cm benötigt. Dieser wird auf einen mattfeuchten, quadratischen 90 x 90 cm Ausbreittisch gestellt und mit Beton gefüllt. Nach dem Füllen wird der Trichter nach oben hin abgezogen, sodass sich der Beton unter dem Einfluss der Schwerkraft ausbreitet. Danach wird der größte Durchmesser des Setzfließmaßes gemessen, dieser soll 60 bis 75 cm betragen. Da dieses Verfahren sehr leicht und schnell durchführbar ist, findet die Anwendung nicht nur im Labor, sondern auch auf der Baustelle statt. [1][3]

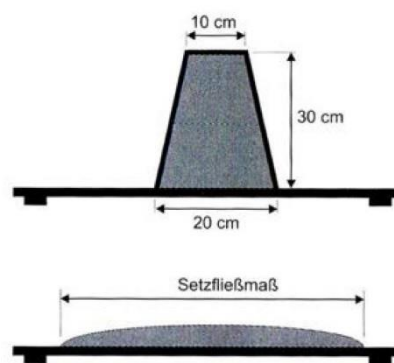


Abbildung 2-1: Setzrichter mit Ausbreittisch zur Bestimmung des Setzfließmaßes [5]

Viskosität: Um die Viskosität von SVB beurteilen zu können, benötigt man einen V-förmigen Auslauftrichter, der bis zum Rand mit Beton ausgefüllt wird. Folgend wird er an der Unterseite die Verschlussklappe geöffnet, damit der Beton auslaufen kann. Je niedriger seine Viskosität ist, desto schneller fließt der Beton am Anfang, danach endet das Fließen. Gemessen wird die Zeit, die der Beton benötigt, um aus dem Trichter auszufließen. Die Auslaufzeit für SVB soll zwischen 13 und 22 Sekunden betragen. [1][3]



Abbildung 2-2: Auslauftrichter zur Bestimmung der Auslaufzeit [6]

Blockierneigung: Der in Japan erfundene J-Ring-Versuch soll die Affinität zum Blockieren von Selbstverdichtendem Beton bewerten. Der Blockierring besteht aus einem Metallring mit einem Durchmesser von 30 cm, an welchen Stäbe (12 oder 16) mit einem Durchmesser von 18 mm im rechten Winkel angeschlossen werden, die für den Versuch verwendet werden. Mittels einer Formel zur Beurteilung der Blockierneigung wird eine Blockierstufe in [mm] untersucht. In die Formel gehen die Höhendifferenzen des Ausbreitkuchens innerhalb und außerhalb des Blockierrings ein. [1]



Abbildung 2-3: Blockierung (J-Ring) [7]

Eigenschaften von Festbeton

Zum Auswerten der Festbetoneigenschaften werden die üblichen Werte wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul, Schwinden und Kriechen herangezogen. Für das Bestimmen der Festbetoneigenschaften werden Probekörper (Probewürfel 150x150x150 mm) hergestellt und nach einer Auslagerungszeit von 28 Tagen gemessen. In Abbildung 2-4 sind die Spannungs-Stauchungslinien dargestellt. Bei Druckbelastung verhält sich der Beton plastisch. In Österreich wird sein Spannungs-Stauchungsverhalten durch eine quadratische Parabel beschrieben. In Abbildung 2-4 werden die Arbeitslinien der am häufigsten verwendeten Betongüten gezeigt. [8]

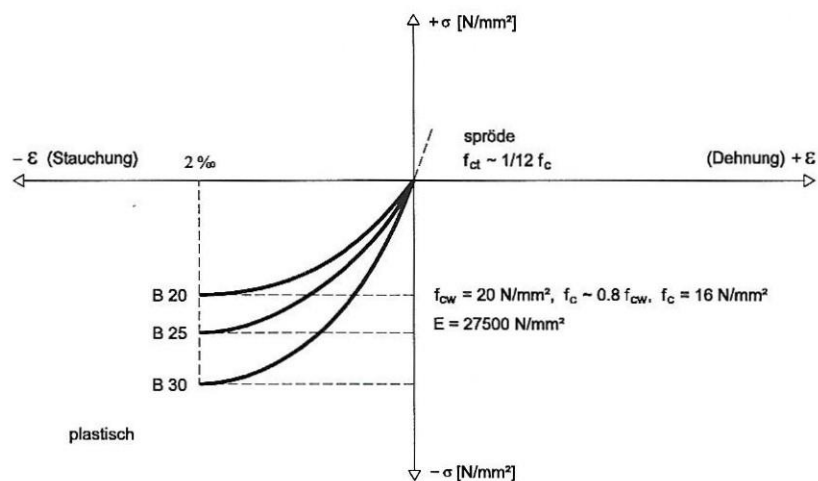


Abbildung 2-4: Idealisierte Spannungs-Stauchungslinien häufig verwendeter Betongüten (Alte Bezeichnung) [8]

Die **Druckfestigkeit** von SVB entspricht der Festigkeit von Rüttelbeton (Normalbeton) die unter Betrachtung der üblichen Zusammenhänge des Wasserzementwerts und der Normfestigkeit des Zements berücksichtigt wird. Dabei können Selbstverdichtende betone eine Festigkeit von 70 N/mm² und mehr erreichen. Als hochfester Beton kann SVB eingeordnet werden, wenn ihm Silicatstaub zugegeben wird, um die benötigte Festigkeit zu erreichen. [1][3]

Es sind noch keine systematischen Untersuchungen für die **Zugfestigkeit** von SVB bekannt. Einige Untersuchungen zeigen, dass die Spaltzugfestigkeit von Selbstverdichtendem Beton ca. 8 bis 10 % der Druckfestigkeit beträgt und manche andere von 10 bis 15 %. Die Tendenz, eine höhere Spaltzugfestigkeit gegenüber Normalbeton zu erreichen, liegt an der Auswahl von weniger gestörten Kontaktzonen zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnungen. [1][3]

Der **Elastizitätsmodul** von Beton hängt vom E-Modul der Gesteinkörnung sowie vom E-Modul des Zementsteins ab. Im Gegensatz zu Normalbeton wird dem SVB ein geringerer Gesteinskörnungsgehalt und ein erhöhter Anteil an Leim zugegeben, deshalb ist beim SVB ein niedrigerer E-Modul als bei Normalbeton zu erwarten, obwohl die Festigkeit des Zementsteins bei beiden gleich ist. Untersuchungen zeigten, dass der E-Modul von SVB um ca. 5 bis 20 % unter den Werten von Normalbeton lag. Bei anderen Untersuchungen wurden keine geringeren E-Modul-Werte erkannt. [1][3]

Von dessen Zusammensetzung wird das **Schwindverhalten** von selbstverdichtender Beton beeinflusst. Eine wichtige Rolle spielt das Volumen von Zementstein. Das Schwindmaß wird erhöht indem man den Zementstein-Anteil erhöht. Die Schwindverformungen beim SVB werden größer sein als bei einem Normalbeton, da der SVB weniger Gehalt an Gesteinkörnung hat. Durch den geringen Grobkornanteil bei SVB im Korngerüst- wird die schwindbehinderte Wirkung reduziert und teilweise können Betonzusatzmittel das Schwindmaß erhöhen. [1][3]

Das **Kriechen** des Betons wird besonders durch das Kriechverhalten des Zementsteins geprägt. Wie beim Schwinden führen ein erhöhtes Volumen des Zementsteins und ein geringeres Grobkornvolumen zu größeren Kriechverformungen. Manche Untersuchungen zeigen, dass der SVB ein ca. 10 % höheres Kriechen als Normalbeton hat. [1][3]

Bauausführung

Da der Selbstverdichtende Beton in Japan erfunden wurde, wurden dort auch die meisten Bauwerke mit dem Material umgesetzt. Eines der berühmtesten Werke dieser Methode ist die Akashi-Kaikyo-Bridge in Japan, die 1998 fertiggestellt wurde und als die längste Hängebrücke weltweit gilt. Ihre Spannweite (Pylon-Pylon) beträgt 1991 m. Durch den Einsatz von SVB wurde die geplante Bauzeit von zweieinhalb auf zwei Jahre verkürzt.

Es wird berücksichtigt, dass bei der Festlegung der Betonierabschnitte eine wesentlich höhere Einbauleistung als mit einem normalen Rüttelbeton erreicht wird. Zu beachten wäre auch, dass sich bei der Schalung und beim Einordnen der Bewehrung ein konstanter Betonfluss einstellen kann. Die Nachbehandlung zur Herstellung der fertigen Betonoberfläche erfolgt nach Erreichen der endgültigen Betonhöhe. Mit SVB können sehr schöne Oberflächen oder Strukturen hergestellt werden. Dafür wird eine qualitative Schalhaut benötigt, um eine anspruchsvolle Oberfläche zu bekommen, was für Architekten oder Bauherren wünschenswert ist. [1][9]

2.1.2 Stahl

Stahl ist eine ohne Nachbehandlung schiedbare Metalllegierung die aus Eisen und Kohlenstoff gewonnen wird. Das Roheisen wird im Hochofen in einem Roheisenmischer gesammelt und die unerwünschten Begleitelemente wie Mangan, Silicium, Phosphor usw. mittels Sauerstoffzufuhr entfernt. [10]

Es gibt verschiedene Verfahren zur **Stahlgewinnung**:

- Windfrischverfahren
- Sauerstofffrischverfahren
- Herdfrischverfahren
- Elektrostahlverfahren

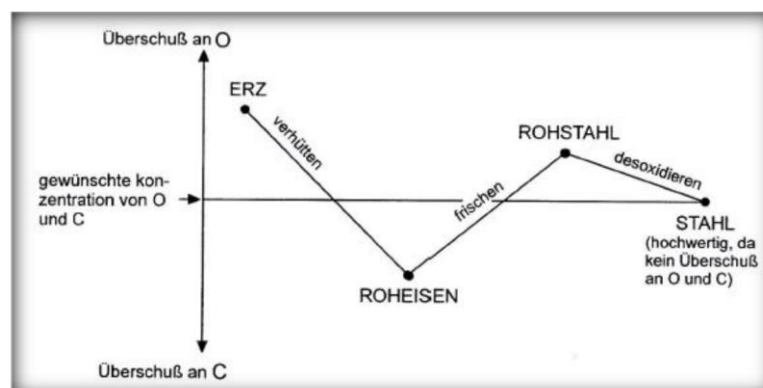


Abbildung 2-5: Verfahren zur Stahlgewinnung [10]

Der Rohstahl, der frisch erzeugt wurde, ist normalerweise fertig zur Verarbeitung. Um eine erhöhte Qualitätsanforderung zu gewährleisten, ist eine Nachbehandlung erforderlich. Einen wichtigen Einfluss auf die Stahleigenschaften haben die Legierungselemente. Deren Anteile sind verschieden hoch und sind abhängig von dem jeweiligen Herstellungsverfahren.

Formgebung von Stahl [10]

Es gibt drei unterschiedliche Wege wie man den flüssigen Stahl (Schmelze in den festen Zustand bringen) in geeignete Formen bringen kann:

- Stahlguss (Vergießen zu fertigen Formen, Blockguss, Strangguss)
- Warmverformung (Walzen, Schmieden und Pressen, Ziehen und Tiefziehen)
- Kaltverformung (Kaltwalzen, Kaltpressen und Kaltschlagen, Kaltziehen, Verwinden)

Mechanische Eigenschaften von Stahl [10]

Die Eigenschaften von Stahl, die im Bauwesen verwendet werden, sind sehr wichtig, da sie der Beanspruchung Grenzen setzen, wie Festigkeit und Verformungen.

- Zugfestigkeit** – Um die Zugfestigkeit des Stahls zu beurteilen, wird ein Probekörper in einem einachsigen Zugversuch gleichmäßig beansprucht und gedehnt. Dabei entsteht ein Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung, der im Spannungs-Dehnungs-Diagramm dargestellt wird. Bis zu einer gewissen Spannung (Proportionalitätsgrenze) erfolgt ein rein elastisches Verhalten (hier gilt das *Hooke'sche Gesetz*: $\sigma = E \epsilon$). Da sich die Proportionalitätsgrenze nicht einwandfrei ermitteln lässt, gibt man stattdessen die Elastizitäts- bzw. Streckgrenze an. Aus dem Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung lässt sich der Elastizitätsmodul ermitteln. Wird der Stahl über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht, beginnt er zu fließen. Die Streckgrenze charakterisiert die beginnende Verformung des Stahls (darf in einem Tragwerk nicht erreicht werden). Naturharte Stähle haben ein ausgeprägteres Fließverhalten als kaltgestreckte Stähle, hochfeste Baustähle und Spannbetonstähle. Mit fortschreitender Belastung erreicht man bei der Höchstkraft die Zugfestigkeit. Bis zu diesem Punkt ist die Dehnung gleichmäßig über die Länge der Zugprobe verteilt, bei weiterer Belastung erfolgt an einer Stelle eine Einschnürung, die sich bis zum Bruch steigert, womit die Reißfestigkeit erreicht wäre. [10]

Bruchdehnung → bleibende Verlängerung der Messlänge nach dem Bruch bezogen auf die **Ausgangslänge** (in %)

Brucheinschnürung → größte Änderung des Querschnitts nach dem Bruch bezogen auf den Anfangsquerschnitt (in %)

Elastizitätsmodul - Der E-Modul charakterisiert die Verformungen eines Materials im elastischen Bereich. Er ist gemäß des *Hooke'schen Gesetz* das Verhältnis zwischen Dehnung und Spannung im elastischen Bereich und kann anhand des Spannungs-Dehnungs-Diagramms abgelesen werden – er entspricht dem geradlinig ansteigenden Teil des Diagramms.

Hooke'sches Gesetz: E-Modul = Spannung / Dehnung bzw. $E = \sigma / \epsilon$

E-Modul von Stahl: $E = 210000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ → konstanter Wert [10]

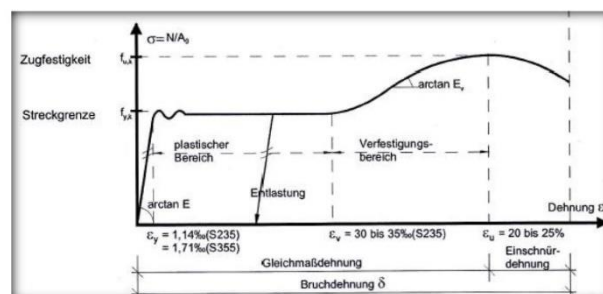


Abbildung 2-6: Spannung-Dehnung Diagramm [10]

Allgemeine Baustähle sind die am häufigsten verwendeten metallischen Baustoffe. Dazu gehören unlegierte und niedrig legierte Stähle, die aufgrund ihrer Zugfestigkeit und/oder Streckgrenze für geschweißte, genietete oder geschraubte Konstruktionen im Hoch-, Tief-, Brücken-, Wasser- und Behälterbau verwendet werden.

Beispiel: Stahl EN 10025 – S235 JR

Baustahl beruhigt vergossen mit einer Mindeststreckgrenze 235 N/mm² der Gütegruppe JR nach EN 10025.

Im Bauwesen haben I-Profile eine besondere Bedeutung – sie bieten in 5 Profilvereihen (I, IPE, IPB, HE-A, HE-B) abgestufte Steifigkeiten bei gleichzeitiger Massoptimierung an und sind sehr gut für Biegebeanspruchung in einer Ebene geeignet. Schweißen ist einwandfrei möglich, jedoch unter strengen Randbedingungen. [10]

Für den Verbundbau (experimenteller Teil der Forschung) werden dünne, kaltverformte Stahlprofile mit der Güte S235 JR mit einer Dicke von 3 bzw. 4 mm verwendet. Die Stahlprofile werden von der Firma Göcke GmbH & Co.KG gebogen und mit einer Laserschneidemaschine in die gewünschte Form gebracht.

Betonstähle – bzw. Bewehrungsstahl sind Stahleinlagen für Beton und Stahlbeton. Sie haben in der Regel einen runden Querschnitt, sind unlegiert und werden für nicht vorgespannte Betonbewehrung verwendet. Neben den maßgebenden Kriterien (Streckgrenze, Zugfestigkeit) ist die Duktilität (Zähigkeit) eine wesentliche Eigenschaft der Betonstähle. Sie kennzeichnet die Dehnfähigkeit des Stahls ausgedrückt durch die charakteristische Dehnung bei Höchstlast bzw. durch das charakteristische Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze. [10]

Spannstähle - Für Spannbetonkonstruktionen müssen spezielle Spannstähle mit hohen zulässigen Spannungen verwendet werden. Die zulässigen Spannungen normaler Betonstähle sind so klein, dass die aufgebrachte Vorspannung durch Kriechen und Schwinden des Betons zu stark verringert würde. [10]

Anwendungsbereiche im Bauwesen

Stahl hat von allen Massenbaustoffen die höchste Festigkeit, den höchsten E-Modul und das günstigste Verhältnis von aufnehmbarer Last zu Konstruktionsgewicht. Stahl als Material ist sehr genau berechenbar, in allen Belastungsrichtungen ist das Materialverhalten für verschiedene Belastungsarten gleich. Mithilfe von Schweißnähten lassen sich die Stahlbauteile ziemlich einfach miteinander verbinden, dadurch wird ermöglicht, dass zu 100% tragfähige Anschlüsse geschaffen werden und dass die Festigkeit des Anschlussquerschnitts komplett auf einen anderen Bauteil übertragen werden kann. Stahl wird im Bauwesen für die Bewehrung von Stahlbeton (schlaff) und Spannbeton (vorgespannt) verwendet. Stahlkonstruktionen sind Fertigteilmbauten, die eine kurze Bauzeit und frühe Nutzung ermöglichen und sofort belastbar, leicht zu reparieren,

veränderungsfähig und demontierbar sind. Eine nachträgliche Verstärkung, Stützen- und Trägertausch sind möglich.

Mit Stahl können beliebige Formen hergestellt werden. Dabei können mit dem gleichen Tragsystem die vertikalen und horizontalen Lasten abgeleitet werden. [10][11]

2.1.3 Holz

2.1.3.1 Vollholz

Das Material Holz ist ein natürlicher, organischer Baustoff und zählt zu den ältesten Baustoffen der Erde. Der Aufbau von Holz besteht aus einzelnen Zellen, bei Nadel- und Laubhölzern ist die Anordnung sowie die Art der Zellen unterschiedlich. Zur Bestimmung der Holzart und zur Bewertung der Eigenschaften unterscheidet man verschiedene Schnittrichtungen [10]:

- Querschnitt
- Tangentialschnitt (nicht durch das Mark)
- Radialschnitt (durch das Mark)

Eigenschaften des Holzes [10]

Eine wichtige Rolle spielt die Feuchtigkeit des Holzes da sie die Festigkeit, Verformbarkeit, Masse und Abmessungen der Konstruktion beeinflussen kann.

Festigkeiten

Durch die Zellstruktur und den Aufbau der Zellen zu Röhrenbündeln ist die Festigkeit des Holzes abhängig von [10]:

- der Holzart,
- der Lage der Krafrichtung zur Faserrichtung,
- dem Feuchtigkeitsgehalt,
- der Dichte,
- der Temperatur,
- der Ästigkeit und der Probegröße.

In Abbildung 2-7 wird die idealisierte Arbeitslinie für Normholz dargestellt. [8]

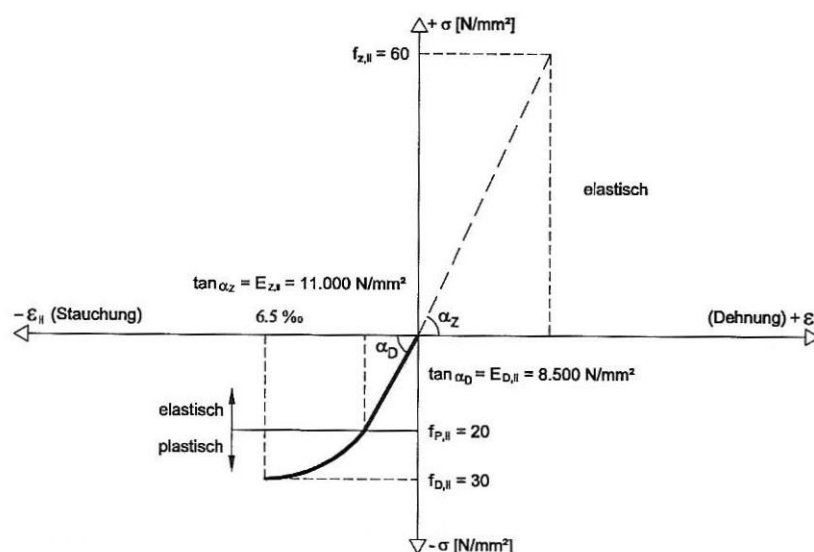


Abbildung 2-7: Idealisierte Spannungs-Stauchungslinie von fehlerfreiem Normholz [8]

Druckfestigkeit – Je nachdem wie das Verhältnis zwischen der Holzart und dem Feuchtigkeitsgehalt ist, ändert sich auch die Druckfestigkeit proportional mit der Rohdichte (je feuchter, desto schlechter). [10]

Zugfestigkeit – Die Feuchtigkeit wirkt sich weniger auf die Zugfestigkeit als auf die Druckfestigkeit aus. Festigkeitsmindernd wirken Äste, Verwachsungen, Pilze, Insekten, usw. [10]

Biegefestigkeit - Da die Druckfestigkeit kleiner ist als die Zugfestigkeit, gibt das Holz im Balken zuerst auf der Druckseite nach. Im Bruchzustand treten örtliche Ausknickungen der gedrückten Röhrenbündel auf, wodurch sich die Nachgiebigkeit des Holzes in der Druckzone vergrößert. Die Nulllinie des Balkens wandert deshalb zur Zugseite hin. Schließlich bricht das Holz in der Zugzone. [10]

Schubfestigkeit - Die Größe der Schubfestigkeit ist wesentlich vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig und wächst mit steigendem Raumgewicht. Die von der Norm vorgegebenen Schubfestigkeiten in Abhängigkeit von der Sortierklasse sind vergleichsweise klein. Holz wird bei Schrauben-, Dübel-, Hakenplatten- und zimmermannsmäßigen Verbindungen auf Schub beansprucht. [10]

Dauerfestigkeit - Unter dauernd einwirkenden Lasten stellt sich ein messbarer Festigkeitsabfall ein. Bei Holz beträgt die Festigkeit bei ruhender Dauerlast rund 60% der Kurzzeitfestigkeit, bei Ermüdungsbeanspruchung (schwingende Last) noch weniger. [10]

Zulässige Beanspruchung von Massivholz - Alle bisher genannten Festigkeitswerte beziehen sich auf Normproben, daher sind Rückschlüsse auf Festigkeiten von Bauholz nur begrenzt möglich. Aus diesem Grund ist der Sicherheitsabstand zwischen zulässigen Festigkeitswerten und den theoretisch erreichbaren Werten sehr groß. [10]

Elastizität – Die Größe des E-Moduls bei Holz wird beeinflusst von [10]:

- der Rohdichte,
- der Feuchtigkeit,
- der Temperatur,
- dem Holzgefüge und
- der Faserrichtung.

Man unterscheidet zwischen Druckmodul, Zugmodul und Biegemodul. In der Praxis (Bemessungsnorm) wird jedoch nur ein E-Modul parallel zur Faser (6000 bis 17000 N/mm²) und ein E-Modul normal zur Faser (250 bis 600 N/mm²) angegeben. Der dritte E-Modul ist das Schubmodul zur Berechnung der Verformungen bei faserparallelen Schubbeanspruchungen (500 bis 1000 N/mm²).

Anwendung von Holzkonstruktionen – Da Holz leicht zu bearbeiten ist, sowie auch eine hohe Biegefestigkeit hat, wird es meistens für den Wohnhausbau verwendet (Dachstühle, Dachausbauten, Deckenkonstruktionen, Stiegen, usw.). Für Hallenbauten und Brückenbauten kann Holz auch verwendet werden, jedoch vorwiegend Brettschichtholz.

2.1.3.2 Brettschichtholz

Für den Verbundbau (experimenteller Teil der Forschung) wird Brettschichtholz GL 24c verwendet. Die Festigkeitsklassenbezeichnung kommt von der Abkürzung GL (für Glulam = glued laminated timber = Brettschichtholz) und dem Zählwert der charakteristischen Biegefestigkeit in N/mm^2 . „C“ (=combined) in den Klassenbezeichnungen nach DIN EN 14080:2013 steht für kombiniert aufgebautes Brettschichtholz, wie auch in Tabelle 2-1 zu sehen ist. Die Probekörper aus Holz werden von der Firma Mayr-Melnhof Holz Holding AG geliefert. [12]

Tabelle 2-1: Brettschichtholz Kennwerte für die Bemessung EN 1995-1-1:2010-12, EN 14080:2013 [13]

| BSH Festigkeits- klasse (N/mm^2) | Biegu- ng $f_{m,g,k}$ (N/m^2) | Zug (N/mm^2) | | Druck (N/mm^2) | | Steifigkeitswerte (kN/mm^2) | | | Schub- modul (kN/m^2) $G_{g,mean}$ | Rohdi- chte (kg/m^3) $\rho_{g,k}$ |
|--|---|----------------------------|----------------|------------------------------|--|---|--|-----------------|--|---|
| | | $f_{t,0,g,k}$ | $f_{t,90,g,k}$ | $f_{c,0,g,k}$ | | $E_{0,g,mean}$ | | $E_{90,g,mean}$ | | |
| GL 24c | 24 | 17 | 0,5 | 21,5 | | 11,0 | | 0,30 | 0,65 | 365 |

Brettschichtholz wird, wie in Eurocode 5 [54] definiert, aus mindestens drei parallel zur Faser verleimten Brett lamellen zusammengestellt. Auf die Flächen von Brett lamellen wird eine Klebstoffmischung aufgetragen und mechanisch zusammen gedrückt bis der Klebstoff vollständig ausgehärtet ist. Danach wird Brettschichtholz beliebig geschnitten und geformt. Mit Hilfe der Festigkeitsorientierung und Homogenisierung der Brett lamellen wird ein hohes Maß an Tragfähigkeit im Vergleich zu normalem Bauholz erzielt. Hohe Tragfähigkeit, Formstabilität, Produktvielfalt ebenso wie bestmögliche Oberflächenqualität lassen facettenreiche Chancen des Einsatzes im konstruktiven Bereich zu. [13]



Abbildung 2-8: Balken aus Brettschichtholz [14]

3 Die Decke – Ausführung

„Was ist eigentlich eine Decke? Ist es das, was man sieht, wenn man auf dem Sofa liegt und nach oben schaut? Oder ist es der ganze Bauteil, der oben von unten trennt und den wir von oben betrachtet Fußboden nennen?“ [15]

Die Decke ist ein horizontales Bauteil, das für die Bestimmung des Charakters der Innenräume einer Architektur zuständig ist. Sie ermöglicht eine abwechslungsreiche Beziehung zwischen oben und unten. Sie kann entweder eins mit dem Dach, das nach unten den raumabschließende Dachstuhl bildet, oder als Geschossdecke, die eine begehbare Fläche von höherliegenden Geschossen ermöglicht, sein. Es ist zu beachten, dass die Decke nicht nur die Last zu den stützenden Bauteilen wie Wänden oder Stützen weiterleitet, sondern auch für die Verhinderung der von Brandausbreitung zwischen den Geschossen zuständig ist. Sie soll auch vor Kälte bzw. Hitze (Wärmeschutz) und Lärm (Schallschutz) schützen. Die Zusammenarbeit von Wand und Decke ist von jeher eine räumlich und expressiv untrennbare Einheit. Schon im 1. Jahrhundert v. Chr. sagte Vitruv: *„Da sich die Wände in mannigfaltiger Art aneinanderreihen, muss es vielerlei Deckenformen geben.“* Die Decke kommt in unterschiedlichsten Formen vor, kann gewölbt oder flach, farbig, neutral, erhaben, groß und pompös sein. Es hängt alles von ihrer gestalterischen und materiellen Beschaffenheit ab, was letztendlich durch die Geometrie charakterisiert wird und somit auch den bewohnten Raum definiert. *„Da sie nicht mit Möbeln verdeckt ist, auch nicht mit physischen Kontakte die unterhalb gehen gebunden ist, ist sie am besten für Experimente und akzentuierte Ausdrucksformen geeignet.“*[15] Die Decke ist auch aus technologischer Sicht für die Qualität und den Charakter einer Architektur entscheidend. Die Wahl des Deckensystems hängt von der Raumweite, von der Deckenstärke sowie von Materialwahl und dessen besonderen Eigenschaften ab. Am gebräuchlichsten sind Holz, Stahl, Stahlbeton und viele andere Materialien, die in letzter Zeit auch stark erforscht werden. [15][16]

„Eine Decke ist der direkte Kontrapunkt zum Boden, sein Alter Ego. Sie materialisiert gleichzeitig einen Schutz von oben und ermöglicht diesem Oben zu sein, indem sie es stützt. Eine Decke ist ein intellektuelles Werk, sie erfordert Abstraktionsfähigkeit und Konstruktionswillen.“[15] Es bieten sich viele verschiedene Varianten an, die von unterschiedlichen Faktoren abhängig sind, wie man eine Decke bauen kann, von der Nutzung, der Bauweise und Höhe des Hauses sowie von der Art der Belastung. Auch die Anforderungen an Ästhetik, Schallschutz und ökologischer Bilanz unterscheiden die verschiedenen Decken untereinander deutlich. [15][17]

3.1 Deckenkonstruktion

Die Vervielfachung der überbauten Grundfläche und damit die Stapelung von Nutzraum in mehrgeschossigen Bauwerken ist erst durch Einführung einer horizontalen Deckenkonstruktion möglich. Um die einzelnen Geschossflächen ungehindert und widmungsgerecht nutzen zu können, müssen alle Konstruktionsteile abgestimmt sein. Daher werden folgende Anforderungen an die Konstruktion einer Decke gestellt: [18]

- Statische Haltbarkeit
- Geringe Verformung
- Brandschutz
- Schallschutz
- Wärmeschutz
- Untersicht
- Leichte Verlegung
- Geringe Bauhöhe
- Geringer Preis

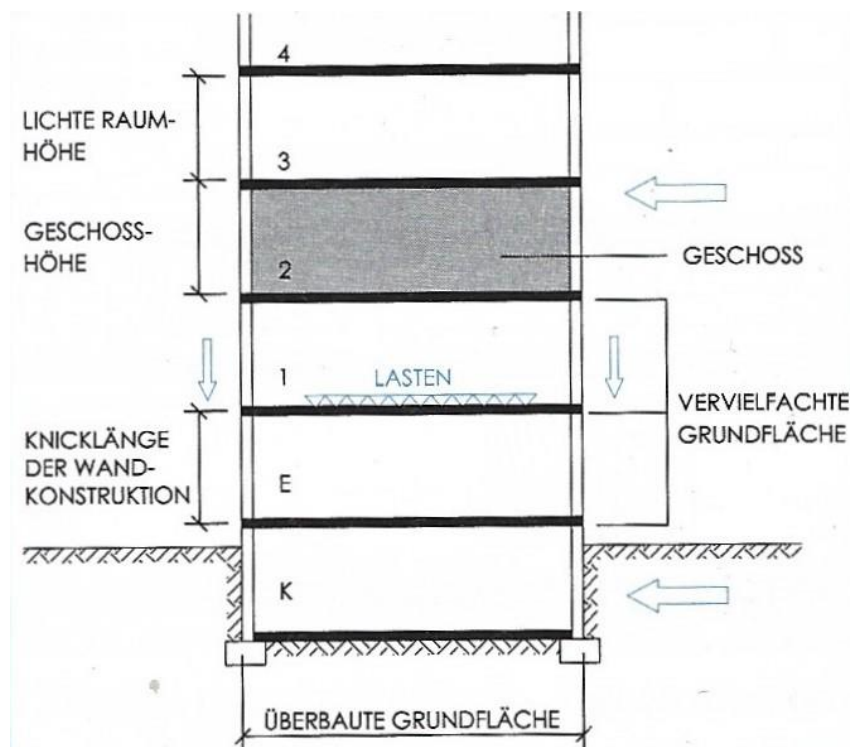


Abbildung 3-1: Beispiel eines mehrgeschossigen Bauwerks [18]

Da all diese Funktionen nicht von der tragenden Rohdecke erfüllt werden können, wird ein mehrschichtiger Aufbau vorgesehen, dessen verschiedene Schichten unterschiedliche Aufgaben übernehmen. [18]

Der mehrschichtige Aufbau besteht aus der Oberkonstruktion (Fußbodenaufbau, Dachaufbau): Schall, Wärme, Brandschutz, Feuchtigkeit Schutz, Raum für Installationen etc. Die Tragstruktur ist die dominanteste Schicht, die außer ihren Trageigenschaften meist noch als Brandschutz und Schallschutz dient. Falls erforderlich, ermöglicht die Deckenuntersicht, dass der Zwischenraum für Installationen (Lüftungskanäle, Kabel) oder diverse Leitungen

benutzt wird, sowie auch schalldämmend und als Brandschutz. Die drei Schichten bestimmen die Deckenstärke und die Gestalt der fertigen Decke, dadurch ergeben sich viele Möglichkeiten und Variationen der Deckenkonstruktion. [15][18]

Die Tragstruktur hat zwei Funktionen im Gebäude, tragende und aussteifende. Als Platte wirkt sie indem die Lasten auf die Auflager übertragen werden und als Scheibe wirkt sie indem das Gebäude gegen horizontale Kräfte aussteift wird. Dadurch wird die Knicklänge der Wände verringert. Aufgrund technischer Entwicklung wurde eine Reihe von Deckenarten entwickelt. [18]

3.2 Deckenarten

3.2.1 Plattendecken (Stahlbeton)

- Ortbetonplattendecken haben eine geringe Konstruktionshöhe, die Platten sind punktförmig oder linienförmig gelagert, einachsig oder zweiachsig gespannt. Ortbetonplatten sind ebene Flächentragwerke und deren wirtschaftliche Stützweiten betragen bis ca. 6-7 m Vollplatte. [18]

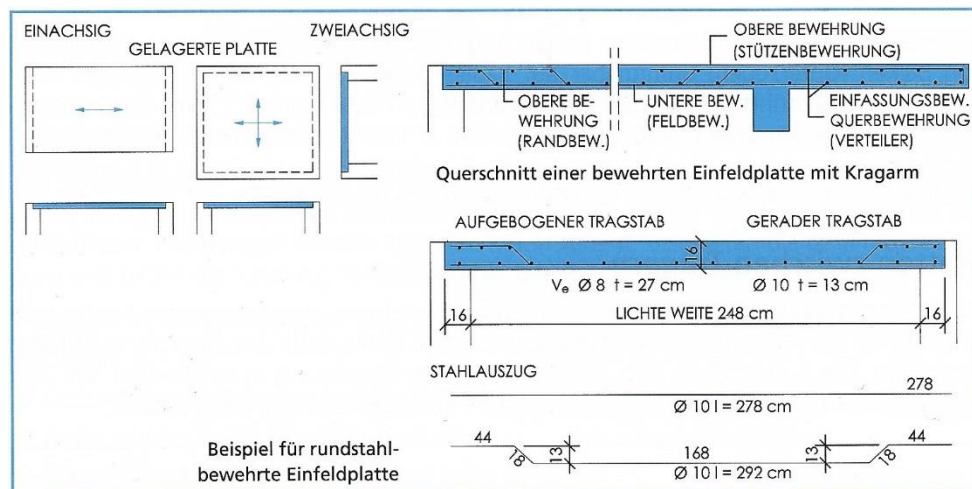


Abbildung 3-2: Plattendecke [18]

- Hohlplattendecken sind für große Plattenstärken und große Spannweiten geeignet. Zur Verringerung des Eigengewichts werden Rohre (in Spannrichtung) in der Mittelzone der Platte eingelegt. Beim Betonieren werden die paraffinierten Papprohre/Hamburgerrohre durch Bügelkörbe gegen das Aufschwimmen gehalten. Die Hohlplatte hat den Vorteil einer ebenen Untersicht [18][19]

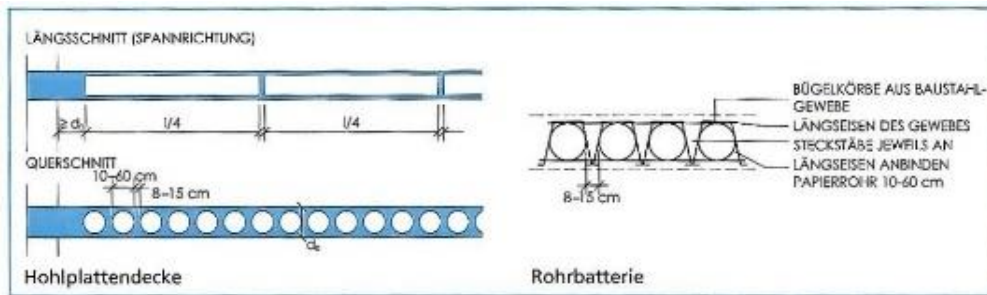


Abbildung 3-3: Hohlplattendecke [18]

- Punktgelagerte Platten sind kreuzweise (zweiachsig) gelagerte Platten, die ohne Unterzüge unmittelbar auf Säulen ruhen. Sie werden auch als Pilzdecke oder Flachdecke ausgeführt. [18]

3.2.1.1 Herstellung von Plattendecken

Am Anfang wird eine waagrechte Schalung hergestellt, die danach eingeölt wird. Zusätzlich wird die untere Bewehrung eingelegt. Zur Einhaltung der Betondeckung werden Abstandhalter aus Kunststoff eingelegt. Durch Körbe (Bügel) wird die obere Bewehrung in der richtigen Lage gehalten. Die Form des Eisens wird als Stabstahl oder Mattenstahl eingebracht, für die Elektroinstallation werden Rohre eingelegt. Das Betonieren erfolgt in einem Arbeitsgang. Für SVB müssen die Vorschriften beachtet werden. Gegen Regen (Nässe) und Sonne (trocken) ist eine Abdeckung erforderlich und für die Ausschalung müssen die Fristen beachtet werden. [18]

3.2.2 Teilmontagedecken

Elementplattendecken bestehen aus vorgefertigten Elementplatten mit und ohne Ortbetonergänzung. Dabei wurden Platten entwickelt um Schalungsarbeiten gegenüber Ortbetondecken zu sparen. Auch deren fugenlose, endfertige Deckenunterseite ist als Vorteil zu sehen. Die dünnen Fertigteilbetonplatten werden Mann an Mann mit eingebauten Gitterstegen verlegt, die die gesamte Bewehrung beinhalten, damit sie für den darüber betonierten Aufbeton die Schalung bilden. Elementplattendecken haben eine Breite bis ca. 2,50 m (Norm: 1,20 m) und Dicken von 4-7 cm. Die Gesamtplattenstärke mit Aufbeton beträgt 12-30 cm, eine Auflagertiefe von 4 cm plus 8 cm Bewehrung. Stützbewehrung und Stoßbewehrung über den Fugen sind an Ort und Stelle aufzubringen. Heute können Elementplattendecken als einachsig gespannte Platten verwendet und als Durchlaufträger mit oberliegender Stützbewehrung verlegt werden. Bei geringen Spannweiten bis etwa 5,30 m ist keine Unterstellung erforderlich. [18][20]

3.2.2.1 Großflächendecken

Großflächendecken sind großformatige Stahlbetonfertigteile, die mit Ortbeton und unter der Verwendung von Gitterträgern in Platten- oder Streifenform ergänzt werden. Die Montage der Decke kann mit Hilfe von weniger Arbeitskräften (Hilfskräften) erledigt werden, alle notwendigen Installationen können vorher verlegt werden und danach wird der Aufbeton aufgebracht. Die Untersicht der Decke ist glatt und kann sofort bemalt werden.

Der Gitterträgerabstand darf für die Steifigkeit der Elemente, für die Verbesserung des Verbundes und für die Mitwirkung als Biegezugbewehrung maximal 75 cm betragen (meist 60 cm). Die Unterstellung ist im Abstand von $\leq 1,50$ m erforderlich. [18][21]

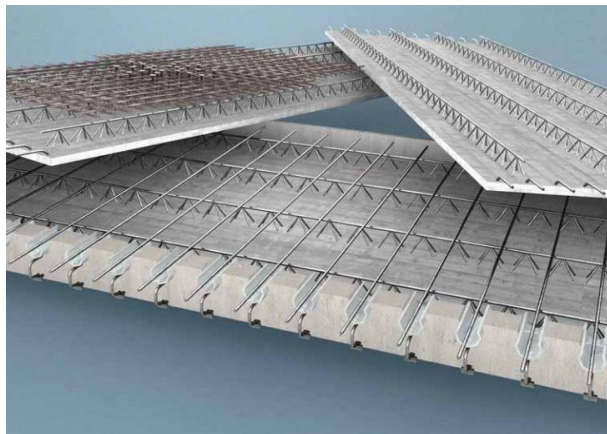


Abbildung 3-4: Großflächendecken [21]

3.2.2.2 Rippenplattendecken

Rippenplattendecken sind raumlange Platten, haben eine Plattenbreite von 2,40 m und können bis zu 6,00 m ohne Unterstellung rasch eingebaut werden. Durch Vorspannung kann eine geringe Deckenstärke erzielt werden. Mit dem hochwertigeren Spannstahl wird eine große Belastbarkeit und Rissicherheit der Plattenzugzone erreicht. Die Untersicht der Decke ist spachtelfertig. [18][22]



Abbildung 3-5: Rippenplattendecke (Spanntec) [22]

3.2.2.3 Trapezblechdecken, Stahlzellendecken

Die Trapezbleche können unterschiedliche Nutzungen bei Deckenkonstruktionen haben. Einerseits als verlorene Schalung für Stahlbetondecken, die keine statische Funktion haben, und andererseits als tragendes Deckenelement, bei der der Beton zur Erzeugung einer ebenen Deckenoberfläche sowie für den Brand- und Schallschutz und zur Lastverteilung dient. [18]



Abbildung 3-6: Trapezblechdecke [23]

3.2.2.4 Verbundträgerdecken

Verbundträgerdecken sind Plattenbalkendecken aus Betonplatten und Stahlträgern. Die Verbundwirkung auf die Träger wird durch aufgeschweißte Kopfbolzen geführt. Trapezblechtafeln dienen meist als Schalung für die Betonplatte. Diese können als Schalung und Untersicht sowie zusätzlich als Bewehrung dienen. [18]

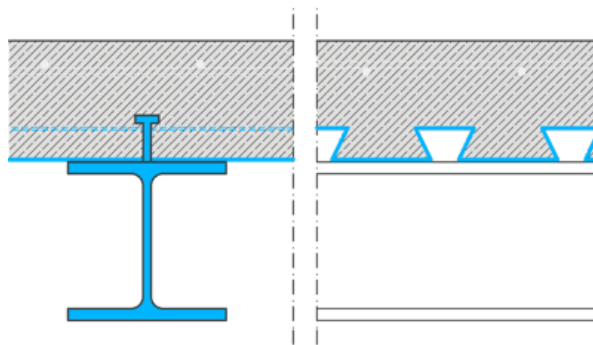


Abbildung 3-7: Verbundträger kombiniert mit Verbundblech und Ortbeton [24]

3.2.2.5 Vollmontageplattendecken

Vollmontageplattendecken sind Hohlplattendecken, die in beliebigen Längen bis ca. 20,0 m zu finden sind und nach Systemhöhe abgestuft werden.

Beispiel von Oberndorfer:

h = 16 cm maximal 10 m lang

h = 20 cm maximal 12 m lang

h = 26,5 cm maximal 16 m lang

h = 40 cm maximal 20 m lang

Abstufung alle 2,5 cm, abgestufte Plattenbreite bis 2,40 m

B50/500 (auch B60/600 bis B90/900)

Fugenverguss B30/300

LnTWeg 79dB bei 14cm Dicke

70 dB bei 40 cm Dicke

Auflagertiefe je nach Mauerwerk und Produkt ≥ 7 cm oder $\geq L/100$ am tragenden Mauerwerk oder Beton.

Die Platten haben eine ebene Untersicht und brauchen keine Unterstellung. Es ist nur Fugenverguss erforderlich und nach dem Verlegen sind sie sofort begeh- und belastbar, so dass ohne Unterbrechung weitergebaut werden kann. Um das Eigengewicht zu verringern, werden zylindrische Löcher auf die Platten aufgewiesen. Die Produktion erfolgt im Extruderverfahren oder als Gleitfertigungsverfahren. Bei der Verbindung mehrerer Platten sind Öffnungen zum Einlegen einer Schutzbewehrung, die für die Erreichung der Durchlaufwirkung zuständig ist, vorhanden. Die Platten sind auch als Dachdielen für Fertighallen nutzbar, dafür müssen die Vorschriften der Zulassung beachtet werden. [18][25]

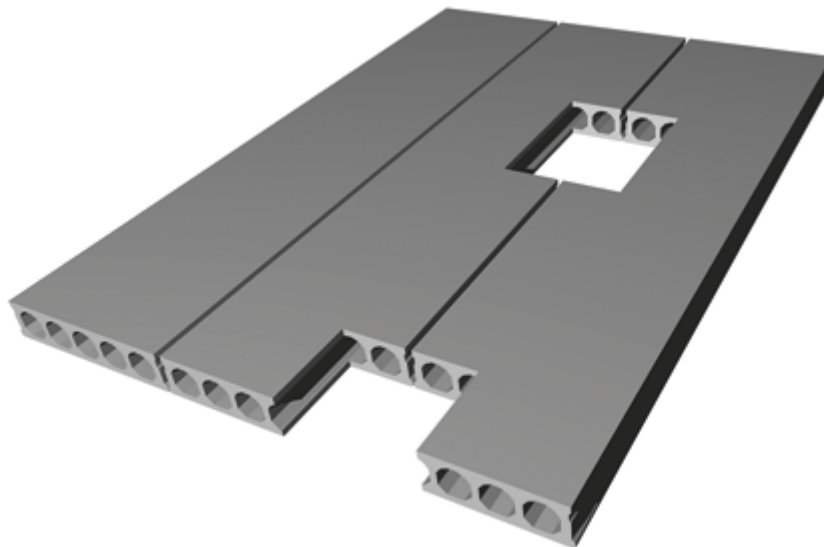


Abbildung 3-8: Vollmontageplattendecke [26]

3.2.3 Plattenbalkendecken

Die Plattenbalkendecke besteht aus weit auseinanderliegenden Betonbalken (Unterzügen). Im unteren Bereich übernehmen die Unterzüge die Zugkräfte und im oberen Bereich in Verbindung mit der Platte werden die Druckkräfte übernommen. Somit kann bei größeren Spannweiten und nicht allzu großen Nutzlasten die Betonmenge und das Eigengewicht dieser Deckenkonstruktion optimiert werden. [27]

„Plattenbalkendecken besitzen Durchlaufplatten mit einer üblichen Plattenstärke von 10 bis 16 cm, wobei hier alle Regeln der Stahlbetonkonstruktionen zur Anwendung kommen. In den die primäre Tragkonstruktion bildenden und die Platte stützenden Balken oder Unterzügen liegt die für die Haupttragwirkung notwendige Bewehrung.“ [28]

Für das Tragvermögen in der Hauptrichtung in ihrer schwerwiegenden größeren Querschnittsfläche ist die Mitwirkung der Platte durch die Aufnahme der Druckfläche charakterisiert. In der Regel liegt im obersten Drittel des Balkens oder nahe des unteren Randes die neutrale Achse der Platte. Im Plattenschnitt müssen die relativ großen Schubkräfte aus der Platte umlenkende Druckspannungen in die Balkenaufleger aufnehmen. Eine ausreichende Querverteilungswirkung geben in der Regel die Plattendecken mit mehr als 10 cm Plattenstärke. Die Abstände der Balken sind mehr als 70cm, üblich sind 1,5 m bis 2,5 m mit einer Mindestbalkenbreite von 15 cm. [18][28]

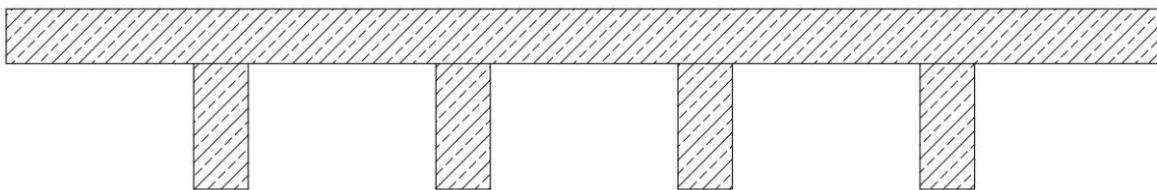


Abbildung 3-9: Plattenbalkendecke

3.2.3.1 Ortbetonplattenbalken

Beim Plattenbalken werden die Abstände der Balken so gewählt, dass die zwischen den Trägern gespannte Platte mit der Mindestbewehrung und in der Mindeststärke ausgeführt werden kann. Aus Balken und mitwirkender Deckenplatte bilden die Plattenbalken den für Stahlbetonträger idealen T-förmigen Querschnitt, durch die vergrößerte Druckzone (viel Beton) und Wegfall überflüssiger Betonbereiche in der Zugzone (viel Stahl). Mit zunehmender Balkenbreite erhöht sich die Tragfähigkeit der Platte linear und mit zunehmender Balkenhöhe quadratisch. [18]

3.2.3.2 Vollmontageplattenbalken

Die vorgefertigten Plattenbalkenelemente aus Stahlbeton mit einer Spannweite von bis zu 30 m werden vor allem für große Spannweiten oder hohe Belastungen im Industrie- und Fertigteilbau verwendet. Zur Anwendung der Plattenbalken kommen hauptsächlich die so genannten T-Träger oder Doppel-T-Träger mit Elementbreiten zwischen 1,5 und 2,5 m und Höhen von ca. 40-90 cm. Die kurze Montagezeit, die keine Schalung und Unterstellung benötigt, sowie die geringe Höhe durch Verwendung hoher Betongüten sind von Vorteil. [18]

3.2.3.3 Balkendecken

Wegen der Herstellungsmöglichkeit erfolgt vor allem die Auflösung der vollen Deckenkonstruktion aus kleinen vorgefertigten Teilen, so entstanden zunächst Dippelbaumdecken, die sogenannten Decken mit Mann an Mann verlegten Balken. Eine Balkendecke besteht aus drei Komponenten: Träger (Balken), zwischenbauteile und Ortbeton. Durch die Einführung von Querrippen und/oder meist durch die Einführung eines mittragenden Aufbetons wird die geringe Quersteifigkeit sichergestellt. [18]

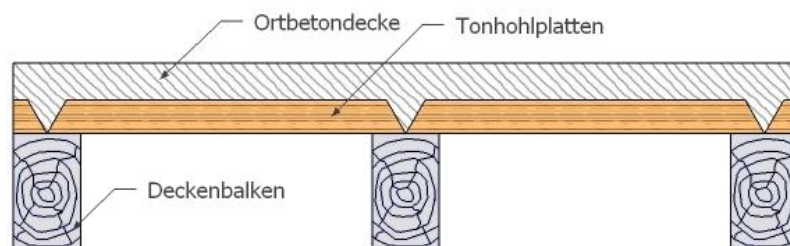


Abbildung 3-10: Balkendecke [29]

3.2.3.4 Moderne Holzbalkendecken

Wie die historische Tramdecke besteht sie auch aus den gleichen Elementen, jedoch hat sie eine bessere Schall- und Wärmedämmung. Um wirtschaftliche Holzquerschnitte einsetzen zu können, sind in der Regel die Tramabstände enger und die Hohlräume werden gedämmt. Pressplatten werden statt der Sturzschalung verwendet, über Stahlwinkel erfolgt die Verschließung in die Ringanker des Mauerwerks. [18]

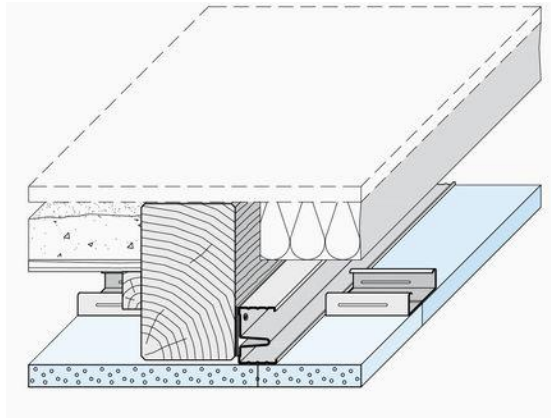


Abbildung 3-11: Holzbalkendecken-System [30]

3.2.4 Allgemeine Rippendecken

Die Rippendecken sind Sonderformen der Plattenbalkendecken und wirken statisch gleich wie Plattenbalkenkonstruktionen. Sie sind eine ideale Lösung für große Spannweiten, die bis zu max. 10 m Spannweite im Wohnungsbau und Industriebau einsetzbar sind. Trotz der Herstellungsart als Massivdecke hat die Rippendecke durch ihre großen Spannweiten ein geringes Eigengewicht, was sich auf die anderen Bauteile positiv auswirkt. Die Rippendecken haben einen lichten Balkenabstand von ≤ 75 cm. Je kleiner die Abstände zwischen den Rippen, desto einfacher seine Ursachen in den statischen und konstruktiven Vereinfachungen und möglichen dünnen Deckenplatte (5 cm bis 8 cm), die die zusätzliche Aufgabe hat, die Quertragfähigkeit beziehungsweise die Lastverteilung zu ermöglichen. Zusätzlich wird durch sie die Schubtragfähigkeit der gesamten Deckenkonstruktion erhöht. Die Stärke der Rippe muss eine ausreichende Betondeckung der Bewehrung sicherstellen, somit ist sie mit einer mindestens 8 cm Stärke zu rechnen. Stahlbetonrippendecken können einachsig oder zweiachsig gespannt sein. Ein statischer Nachweis ist nicht erforderlich für die Platten der Rippendecken. Unterhalb der Platte, also zwischen den Rippen können Zwischenbauteile als verlorene Schalkkörper (Füllkörper) liegen, die statisch nicht mitwirken und gleichzeitig eine ebene Putzfläche zu erhalten. [18][28][31][32]

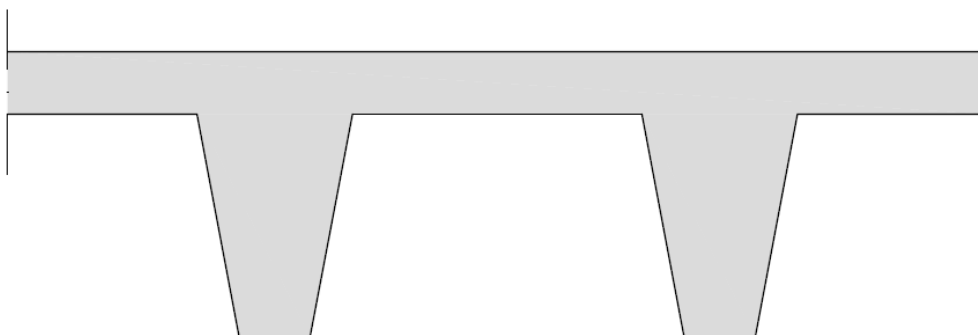


Abbildung 3-12: Rippendecke [33]

3.2.4.1 Stahlbetonrippendecken

Die Stahlbetonrippendecken wurden entwickelt um das Gewicht von Geschossdecken zu reduzieren. Nicht nur von der Deckenstärke, sondern auch von der Geometrie der Rippen sowie von der flächenbezogenen Masse hängen die bauphysikalischen Eigenschaften der Rippendecke ab. Stahlbetonrippendecken bestehen statisch aus quersteif untereinander verbundenen T-Balken, sie werden unter Verwendung vorgefertigter Trägerelemente hergestellt. Stahlbetondecken können nicht nur mit statisch mitwirkenden Zwischenbauteilen wie Ziegeln hergestellt werden, sondern auch mit statisch nicht mitwirkenden Füllkörpern. Diese bilden eine ebene Deckenunterseite, die nicht nur die Schalung ersetzen, sondern auch der Schall- und Wärmedämmung dienen können, jedoch keine Festigkeit über ihre Schalungsfunktion geben. Da die Bauteile ein geringes Gewicht haben, und meist aus Holzwerkstoffen, Schaumstoff oder ähnlichen Baustoffen bestehen, sind sie leicht und schnell zu verlegen. [34]

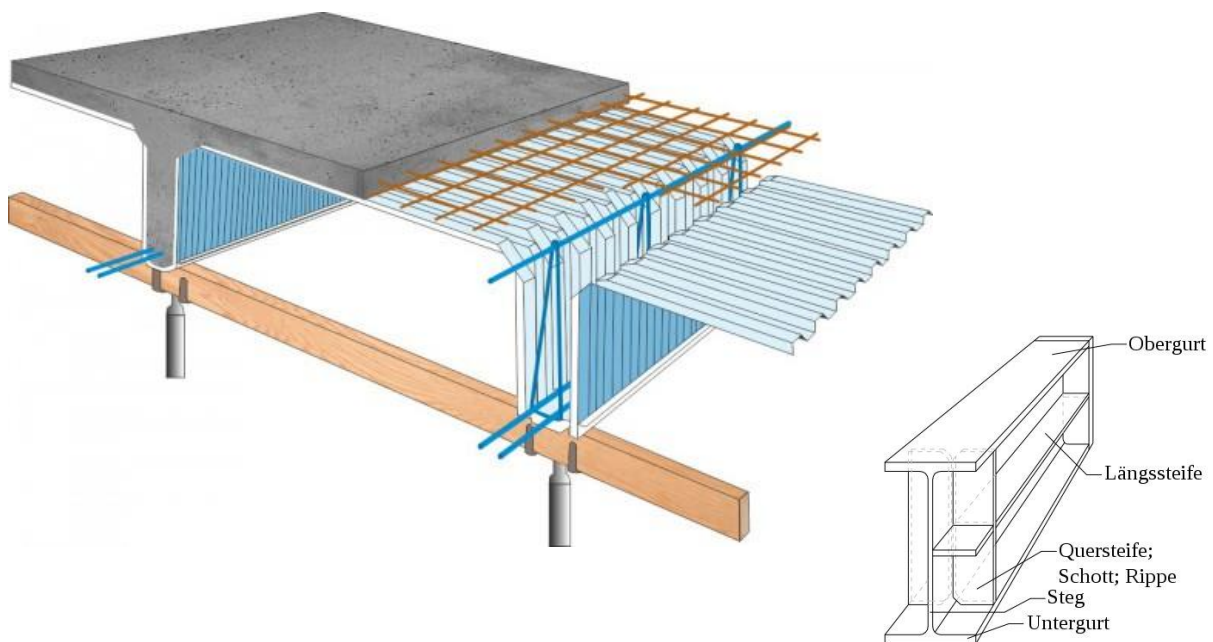


Abbildung 3-13: Querschnitt eines Stahlbetonrippendeckes (li.) und die Trägereile (re.) [35][36]

3.2.4.2 Vorteile und Nachteile der Rippendecken

Wirtschaftliche Nachteile der Rippendecken:

- Sind aufwändig, die Schalung ist teuer
- Haben eine unebene Deckenuntersicht
- Die Haustechnikinstallationen können schlecht quer geführt werden.
- Statische Verstärkungen im Stützbereich müssen vorgesehen werden.
- Schlechte Luftschalldämmung
- Es sind keine großen Einzellasten möglich.
- Ungünstiges Schwingungsverhalten
- Die Elementierung kann je nach Grundriss schwierig sein. [27][34][37]

Vorteile der Rippendecken:

- Geringes Eigengewicht und geringe Konstruktionshöhe
- Ein billiges und leichtes Verlegen ist aufgrund des geringen Gewichts möglich
- Wärmedämmung und Schallschutz
- Interessantes Tragverhalten, weil die linearen wie die flächigen Tragschichten in der Berechnung berücksichtigt werden können
- Können schnell montiert werden
- In der Werkstatt hergestellt
- Als fertige Decke ist die untere Beplankung möglich
- Große Spannweiten

Was noch als Vorteil zu werten ist, ist, dass industriell gefertigte Produkte im Planungs-, Herstell-, und Montageprozess mit genauen Angaben zum Tragverhalten, Brandschutz und Schallschutz erhältlich sind und mit einbezogen werden können. [27][34][37][38]

3.2.4.3 Teilmontagerippendecken

Rippendecken mit nicht tragenden Füllkörpern Deckenträger werden mit vorgespannter Bewehrung als volle Betonquerschnitte mit Untersichten aus Beton oder Ziegelbeton, Gasbeton usw. hergestellt. Nach Bestellung werden die Lieferlängen produziert bzw. alle 25 cm gestaffelt, die Auflagertiefe ist ≥ 12 cm. Es ist auf eine gute Rostdämmung zu achten, aus diesem Grund können statt der Rostschalung die Rostabschlussplatten verwendet werden. Um für alle Raumgrößen zu passen, werden Füllsteine in verschiedenen Formaten angeboten um höhere Nutzlasten durch engere Trägerstellung aufnehmen zu können. Die Füllsteine dürfen nicht in den Rost ragen und müssen mit der Innenkante des Raumes bündig

enden. Gegen das Einbringen von Beton gibt es geschlossene Randsteine oder die Steine sind durch Einlagen am Auflager abzuschotten. Gebogene Formbleche oder Polystyrolformkörper können auch statt Füllsteinen verwendet werden. [18]

- **Unterstellung:** Nach ihrer Verlegung sind die Träger sofort zu unterstellen. Der Maximalabstand der Unterstellungen beträgt etwa 1,50-2,00 m, jedoch sind die von den jeweiligen Firmen angegebenen Werte zu berücksichtigen und im Verlegeplan anzugeben, damit eine Überhöhung von 0,5 % eintreten kann. Die Träger sind so zu unterkeilen, dass bei voller Nutzlast die zu erweiternde Durchbiegung verringert wird. [18]
- **Deckenherstellung:** Bei der Deckenherstellung müssen die Ausschulfristen beachtet werden, der Beton feucht gehalten werden und sorgfältig verdichtet werden. Zu große Durchbiegungen können Rissbildungen in Trennwänden und in der Fassade verursachen, von daher hat die Bemessung Rücksicht auf die Durchbiegung zu nehmen. Beim Verlegen bzw. Betonieren muss die Überhöhung vorgesehen werden. Gegen das Entstehen von Wärmebrücken sind Maßnahmen zu setzen, z.B. beim Rosten, Kragplatten usw. sind gegebenenfalls Isokörbe einzubauen. [18]
- **Betonieren:** Vor dem Betonieren werden die Kappeisen und Querbewehrungen eingelegt und die Decke wird satt genässt. Vergussbeton und Druckplatte sind in einem Arbeitsgang zu betonieren. [18]
- **Auswechslungen:** Bei großen Öffnungen für Kamine in der Decke oder Stiegen müssen die Träger ausgewechselt werden. Dies geschieht durch Betonieren eines Ortbetonbalkens oder durch Einlage von Wechseleisen. Wenn Deckenteile offen bleiben, die während der Auswechslungen oder Anarbeitungen durch Füllsteine nicht gedeckt werden können, müssen entweder Negativsteine aufgelegt werden oder es ist abzuschalen oder auszubetonieren. [18]
- **Rippen, Unterzüge:** Die erforderlichen Querrippen bei Spannweiten > 6 m können mittels Schalung oder durch Negativplatten hergestellt werden. Mit der Decke werden die Unterzüge oder Stahlbetonträger die deckengleich geschalt und unterstellt sind, mitbetoniert. In den Betonquerschnitt greift die Bewehrung der einbindenden Deckenträger 12 cm ein. [18]

3.2.4.4 Rippendecke aus Holz

Die Kombination der natürlichen Vorteile des Materials Holz mit modernen Herstellungstechniken erlauben dem Architekten und Planer zusätzliche Freiheiten bei der Gestaltung und Realisierung von Räumen mit großen Spannweiten. Ab eine Spannweite von rund 6 m ergibt sich durch das Zusammenwirken von Rippe und Platte als Verbundquerschnitt sowie durch ihre schlanke Konstruktion kaum zusätzliches Gewicht. Damit werden meist effektivere und wirtschaftlichere Lösungsansätze am Bauwerk erzielt. Die Zwischenräume, die durch die Rippen entstehen, können genutzt und frei wählbar dimensioniert werden. Der Raum kann zur Installationsführung, aber auch zum Einbau von Akustik- oder Dekorationselementen entweder flächenbündig oder zurückgesetzt mit der Rippe genutzt werden. [15][39][40]

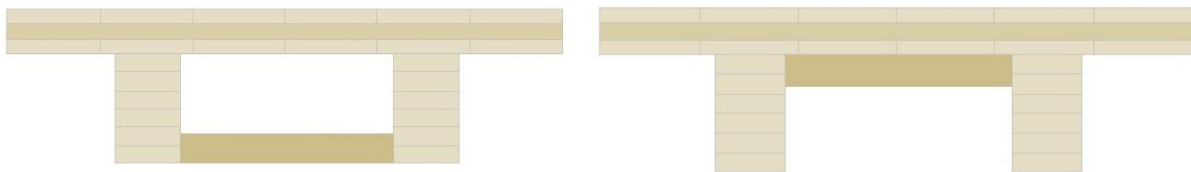


Abbildung 3-14: Rippenzwischenraum mit Akustikelement, flächenbündige und zurückgesetzte Variante [40]

Es gibt viele verschiedene Varianten, wie eine Decke aus Holz ausgeführt werden kann. Auch die optimale Lösung ist von der Nutzung für das jeweilige Bauwerk abhängig. Es gibt drei verschiedene Funktionsschichten, aus denen sich eine Holzdecke zusammensetzt. Dabei handelt es sich um den Fußbodenaufbau (Bodenbelag, Estrich, Trittschalldämmung und Schüttung), die Tragstruktur (Balken, Holzrahmen, Massivholz und Holz-Beton-Verbund) und als letztes die Deckenuntersicht (Sichtholzdecken, abgehängte oder nicht abgehängte Decken). Keine der drei Schichten kann getrennt voneinander betrachtet werden und nur gemeinsam bestimmen sie die Stärke der Decke sowie die Gewährleistung des gewünschten Schall- und Brandschutzes und die Gestalt der Decke. Da es durch diesen Aufbau viele Möglichkeiten und Varianten gibt, werden in Folge einige Beispiele (Kapitel 5.0) gezeigt, bei denen dieses System angewendet wird. [15][40]

3.2.5 Hohlkörperdecken

Die in den 1990er Jahren entwickelte Decke ist unter dem Namen „BubbleDeck“ (zweiachsige Hohlkörperdecken) am Markt zu finden. Bei einer Eigengewichtsverringering von rund 30 % (ein Drittel der Masse wird durch den Einbau von kugelförmigen Hohlkörpern eingespart, daher muss sie nicht als Last aufgenommen werden) verhalten sie sich im eingebauten Zustand wie eine Massivdecke. Prinzipiell sind BubbleDeck-Hohlkörperdecken industriell vorgefertigte Grundmodule bestehend aus Hohlkörpern und Bewehrung, die auf der Grundschalung verlegt werden. Durch das Einbringen einer Querbewehrung wird die Zweiachsigkeit von Modul zu Modul erzeugt. Als Verdrängungskörper werden kugelförmige Hohlkörper aus Polyethylenregenerat hoher Dichte verwendet. Die Kugeln werden zwischen oben- und untenliegendem Bewehrungsnetz gehalten. Die Maschen der Bewehrungsnetze sind derart konzipiert, dass die Kugeln in ihrer Lage fixiert sind, damit auch Querkräfte aufgenommen werden können. Die Restbereiche werden mit Beton verfüllt, somit bildet sich ein räumliches Fachwerk aus, so dass auch Querkräfte aufgenommen werden können. Dieses Deckensystem erreicht eine maximale Spannweite von 12,50 m x 7,60 m bei Deckenstärken von 40 cm. In den vergangenen Jahren wurden die technischen Eigenschaften der zweiachsigen Hohlkörperdecke in Untersuchungen an anerkannten Forschungsinstituten bestimmt. Die Ergebnisse der Untersuchungen ergaben, dass die zweiachsige Hohlkörperdecke nach den bestehenden Betonbaunormen bemessen werden kann. Die Verringerung von Beton und Zementproduktion leisten einen wertvollen Beitrag zur Reduktion des CO₂-Ausstoßes. [28][41]

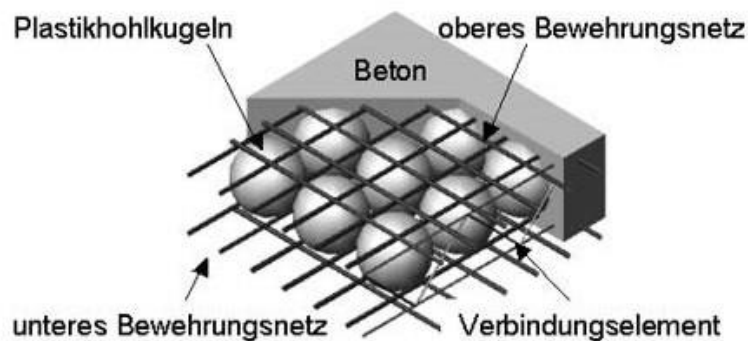


Abbildung 3-15: Zweiachsige Hohlkörperdecke [41]

3.2.5.1 Beispiel Millenium Tower Rotterdam

Der Millennium Tower ist ein 35 Stockwerk und 130 m hoher Turm in Rotterdam, entworfen von WZMH Architekten und AGS Architekten. Er wurde im Jahr 2000 fertiggestellt. Ursprünglich wurde der Turm für den Bau von Platten und Hohlkernen konzipiert, aber vor Baubeginn wurde das Design geändert um das BubbleDeck-System zu integrieren. Es war das erste Mal, dass diese Methode in den Niederlanden umgesetzt wurde und das weltweit erste Großprojekt mit dieser Technik. Durch die Verwendung der zweiachsigen Hohlkörperdecke, aufgrund der matten Struktur und der reduzierten Gesamtlast wurden zusätzlich noch zwei andere Stockwerke ergänzt. Dadurch wurde die Anzahl der notwendigen Betontransporte um ein Vielfaches vermindert. [41][42]



Abbildung 3-16: Deckenkonstruktion aus BubbleDeck, Millenium Tower Rotterdam [42][43]

3.3 Fazit

Da die Rippendecken für größere Spannweiten geeignet sind, sowie ein geringeres Eigengewicht und geringere Konstruktionshöhe haben, sind sie ideal für weitere experimentelle Untersuchungen, in dem Fall für unser Forschungsprojekt, gut geeignet. Durch ihre schnelle Montage kann man in kürzester Zeit ein mehrgeschossiges Hochhaus bauen. Die Rippendecken wirken sehr positiv auf andere Bauteile und ermöglichen es, einen freien Grundriss zu gestalten, was für Architekten und Bauherren vorteilhaft ist. Auf Grund ihres geringeren Gewichts brauchen die Rippendecken jedoch Brandschutzmaßnahmen. Dies bringt Holz als weiteres Material ins Spiel, da Holz auch statisch wirksam ist. Die Verbindung der unterschiedlichen Materialien führt dazu, dass alle architektonischen und technischen Anforderungen erfüllt sind.

4 Verbundbau

Verbundkonstruktionen können durch die Kombination verschiedener Baustoffe oder die Verbindung von Einzelquerschnitten gleichartiger Baustoffe erstellt werden. Dabei muss das statische Zusammenwirken als Verbund zweier Baustoffe sichergestellt werden. Es können verschiedene Verbundmethoden in der Baupraxis zum Einsatz kommen. Dabei unterscheidet man zwischen Methoden mit und Methoden ohne allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Es gibt unterschiedliche Kombinationen zweier Werkstoffe, die zu einer Verbundkonstruktion zusammengefügt werden. [44][45]:

- Stahl-Beton Verbundkonstruktion
- Holz-Beton Verbundkonstruktion
- Stahl-Holz Verbundkonstruktion

Das Ziel für die Verwendung von Verbundkonstruktionen ist das Erreichen einer höheren Tragfähigkeit oder größerer Spannweite. Dabei wird versucht, bessere Eigenschaften der Werkstoffe zu erzielen. Um eine optimale Ausnutzung der Baustoffeigenschaften zu erhalten, werden vom Werkstoff Beton die Druckspannungen und von den anderen Werkstoffen wie Stahl oder Holz die Zugspannungen aufgenommen. Die Zielsetzung für die Ausführung von Verbundkonstruktionen kann sein: [46]

- Erhöhung der Tragfähigkeit bestehender Konstruktionen (bei Altbauten wichtig)
- Sanierung geschädigter Konstruktionen (z.B. Dippelbaumdecke)
- Steuerung des Konstruktionseigengewichtes
- Erleichterung des Bauablaufes
- Verbesserung bauphysikalischer Eigenschaften (Brandschutz, Schallschutz)

Eine aussteifende Ebene sowie eine ausreichende Masse für die Schalldämmung können durch den Beton erreicht und realisiert werden. Außerdem bieten die Verbundträger eine geringere Masse sowie eine Verringerung der Konstruktionshöhe und des Kriechverhaltens, dazu gewährleisten sie leicht umzusetzende halbstarre Verbindungen.

Beispiel eines vorgefertigten hybriden Holz-Stahl-Beton-Rippendeckenelementes

Die in Abbildung 4-1 gezeigte Rippendecke besteht aus zwei beziehungsweise vier Elementen aus Stahl und Holz und einer darüberliegenden Betonplatte. [47]



Abbildung 4-1: Visualisierung eines vorgefertigten hybriden Holz-Stahl-Beton-Rippendeckenelementes [47]

Das Ziel dieser Rippendecken ist es vor- oder halbvorgefertigte π -Elemente herzustellen und/oder die oberste Schicht vor Ort (auf der Baustelle) zu betonieren.

Auf Grund unterschiedlicher Gebäudetypologien, Spannweiten, Lasten, Transport und Bedingungen durch die Gebäudegeometrie wurden von dem Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Technischen Universität Wien mehrere Möglichkeiten erarbeitet und untersucht.

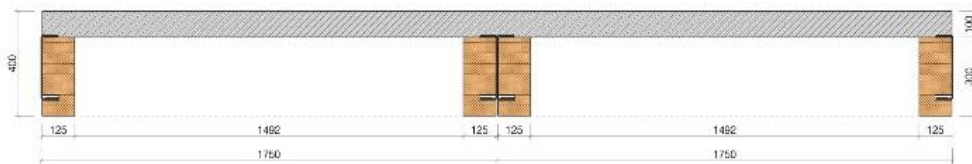


Abbildung 4-2: Querschnitt eines Doppel- π -Elementes [47]

Über die Wahl der Rippenabstände und die Verbesserung in Hinsicht auf die Statik entscheidet die erreichbare mitwirkende Breite. Zu dem entscheidendsten und kritischsten Punkt des Systems gehört auch die Schubverbindung zwischen den Materialien Stahl und Stahlbeton, sowie Holz und Stahlbeton. Außerdem sollte die Lösung eine ausreichende Steifigkeit, Festigkeit und Duktilität aufweisen um jedes Material bestmöglich ausnutzen zu können.

Um eine gute Lösungsstrategie wählen zu können und jede dieser Fragen zu untersuchen, ist eine Überprüfung des aktuellen Stands der Technik (State of the Art) erforderlich.

4.1 Effektive Breite dünner Flansche

Die grundlegende Biegetheorie nimmt an, dass die Biegespannungen proportional zum Hebelarm verteilt sind. Das heißt, dass die Spannung sich nicht über die Breite des Gurtes ändert. Jedoch ist das bei sehr breiten Gurten nicht der Fall, da die vom Steg entfernten Querschnittsteile wegen ihrer Schubdeformationen einen geringen Anteil zur Momententragfähigkeit leisten.

Um die klassischen Berechnungsverfahren schlussendlich anwenden zu dürfen, sollte eine reduzierte Breite für Träger mit breiten Gurten berücksichtigt werden. Es geht um die mitwirkende Breite b_{eff} . Der Fall eines Stahlträgers mit einer Betondecke ist in Abbildung 4-3 dargestellt. [47]

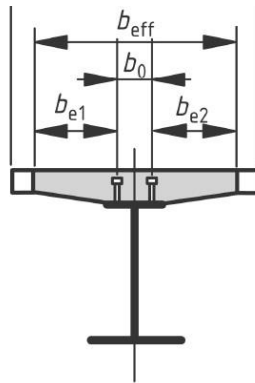


Abbildung 4-3: Mitwirkende Breite für Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen - b_{eff} [51]

Für die Berechnung der mitwirkenden Breite spielen die Werkstoffeigenschaften, vor allem das Verhältnis von Elastizitätsmodul zu Schubmodul der verwendeten Materialien eine große Rolle. Eine Reihe von Berechnungsregeln werden in der Praxis von den aktuellen Eurocodes [51][52][53][54] erfasst, welche von den verwendeten Materialien abhängig sind. Die Kombination von Brettschichtholzrippen mit CLT Platten haben Bogensprenger & Schickhofer [55] numerisch untersucht. In Tabelle 4-1 ist eine Zusammenfassung der vereinfachten Regeln für die häufigsten Fälle dargestellt.

Tabelle 4-1: Vereinfachte Regeln zur Ermittlung der mitwirkenden Breite nach Eurocodes [51], [52], [53], [54] und Bogensperger & Schickhofer [55]

| | | | | |
|----------------------------|---------------------|--------------------|----------------|-----------|
| EC2 | Beton | $b_{\text{eff}} =$ | $0,4 \cdot L$ | $= L/2,5$ |
| EC3 | Stahl | $b_{\text{eff}} =$ | $0,33 \cdot L$ | $= L/3$ |
| EC4 | Stahl-Beton-Verbund | $b_{\text{eff}} =$ | $0,25 \cdot L$ | $= L/4$ |
| EC5 | Holz | $b_{\text{eff}} =$ | $0,3 \cdot L$ | $= L/3,3$ |
| | | | $0,15 \cdot L$ | $= L/6,6$ |
| Bogensperger & Schickhofer | BSH+CLT | $b_{\text{eff}} =$ | $0,14 \cdot L$ | $= L/7$ |

4.2 Stahl-Beton Verbundbau

Der Verbundbau erlangt zwischen den klassischen Bauweisen des reinen Stahl- und Massivbaus eine steigende Bedeutung. Typische Tragelemente des Stahl-Beton-Verbunds sind der Verbundträger, die Verbunddecke und die Verbundstütze. Der Verbundbau wird im Brückenbau, im Geschoß- und Industriebau als auch für moderne Konstruktionen benötigt. Sie sind wetterbeständig und haben eine lange Nutzungsdauer. Zunehmende Bedeutung erlangt auch das wirtschaftliche Konzept eines Tragwerks, die während des gesamten Entwurfs (fertigungs-, nutzungs- und kostenrelevante Faktoren) von Interesse ist. Es müssen besondere Anforderungen erfüllt werden um die Bauweise für Bauherren, Bauplaner und Bauausführende geeignet zu machen: [48][49]

- Hohe Tragfähigkeit (kleine Querschnitte, weniger Konstruktionselemente)
- Passgenau und industriell vorgefertigte Bauteile
- Große Steifigkeit/Spannweite (größere stützenfreie Räume)
- Niedrigere Bauhöhe (kleinerer Brutto-Rauminhalt)
- Kurze Bauzeiten (schneller Bauablauf)
- Sofort belastbare Konstruktion nach der Montage
- Hohe Installationsgrade (einfache Montage der Installationen von Ausbau und Haustechnik)
- Hoher Brandschutz
- Wirtschaftlichkeit (durch gesamtheitlichen Entwurf optimale Kosten)

Die Verbindung der beiden Baustoffe Stahl und Stahlbeton wird optimal eingesetzt, um letztendlich ein leistungsfähiges, schlankes und ausreichend steifes Bauelement mit neuen Eigenschaften zu erzeugen. Ähnlich wie bei Holz-Betonverbundträgern wird bei Stahl-Betonverbundträgern der Betongurt zur Aufnahme der Druckkräfte herangezogen.

Verbunddecke in Stahl-Beton Verbundbauweise (Quer zu Balkenachse)

Verbunddecken in Stahlbetonverbundbau bestehen meist aus dünnen, kaltgewalzten, profilierten und verzinkten Stahlblechen, auf die der Frischbeton aufgegossen wird. Mit dem Stahlprofilblech steht der Beton in einer schubfesten Verbindung, sobald dieser erhärtet. Die schnelle Verlegung sowie die Möglichkeit die Trapezbleche als Arbeitsbühne und Schalung für den Ortbeton zu nutzen, ist bei einer Verbunddecke von größtem Vorteil. Gleichfalls ermöglichen sie eine leichte und einfache Installationsbefestigung an der Unterseite des Trapezblechs. Neben einer eventuellen Längsbewehrung kann das Trapezblech auch die Zugkräfte aufnehmen. Die Druckkräfte werden von dem Betongurt aufgenommen. [48][49]

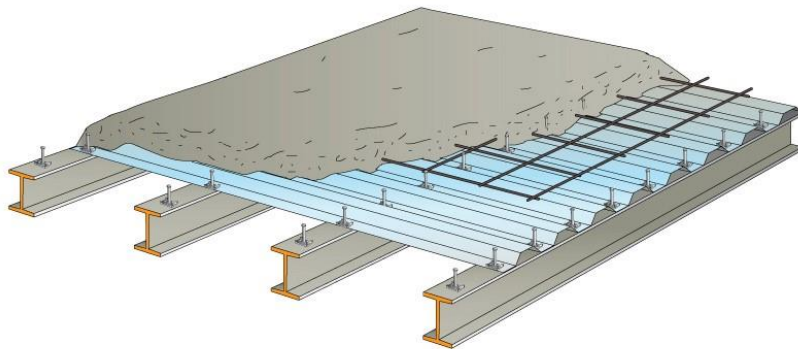


Abbildung 4-4: Stahl-Beton Verbunddecke [50]

Es ist notwendig die Längsschubkräfte zu übertragen um den Verbund zwischen den beiden Werkstoffen herzustellen. Es gibt drei Möglichkeiten des Verbunds:

- Mechanischer Verbund: durch Einprägung von Vertiefungen (Noppen, Rippen)
- Reibungsverbund: durch entsprechende Profilierung der Bleche
- Endverankerung: durch Kopfbolzendübel oder Blechformungsanker

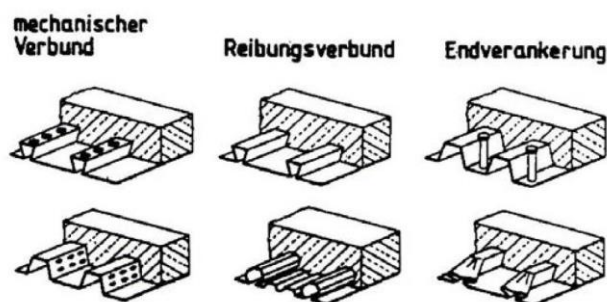


Abbildung 4-5: Möglichkeiten des Verbundes bei Stahl-Beton Verbunddecken [49]

In Bild 4-5 sind die Möglichkeiten der Verbindung dargestellt. Links ist die Darstellung des mechanischen Verbundes mit besonderen Maßnahmen durch Vertiefungen wie Noppen und Rippen zu sehen. In der Mitte ist die Darstellung des Reibungsverbundes zu sehen, der durch

Klemmwirkung eine entsprechende Profilierung der Bleche abbildet. Rechts die Übertragung der Längsschubkräfte durch Endverankerung ersichtlich. In der oberen Darstellung handelt es sich um einen Kopfbolzendübel und in der unteren um einen Blechverformungsanker. [1][48][49]

Eurocode 4 [51]

Der Eurocode 4 [51] bietet gemeinsam mit Eurocode 3 [53] und Eurocode 2 [52] einen regulatorischen Rahmen sämtlicher wissenschaftlicher Aspekte für Verbundstrukturen aus Stahl und Beton. Dabei sind die Stahlteile gebräuchliche warmgewalzte Profile, welche mit aufgeschweißten Bolzen mit den Betondecken verbunden werden.

Für dieses Forschungsprojekt sind einige Punkte aus Eurocode 4 [51] zu erwähnen:

Verfahren zur Ermittlung von Schnittgrößen (Längs zu Balkenachse)

Bei der Schnittgrößenermittlung dürfen Einflüsse aus dem Verformungsverhalten (Schlupf, Abheben) der Verbundfuge vernachlässigt werden, wenn die Verdübelung ausgeführt wird. Die Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Verbundfuge bei einer nichtlinearen Ermittlung der Schnittgrößen sind zu berücksichtigen. [47]

Momententragfähigkeit (Längs zu Balkenachse)

Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit darf nur dann vollplastisch ermittelt werden, wenn der wirksame Querschnitt die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllt und keine Spanngliedvorspannung vorhanden ist. [47]

Verdübelung (Längs zu Balkenachse)

Um eine bei der Bemessung angenommene plastische Umlagerung von Längsschubkräften zu ermöglichen, müssen Verbundmittel ein ausreichendes Verformungsvermögen ausweisen. Das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} muss mindestens 6 mm betragen, damit ein Verbundmittel als duktil einzustufen ist.

Das Testverfahren nach EC4 Anhang B [51] sollte angewandt werden. Es definiert die Ausführung von Abscherversuchen.

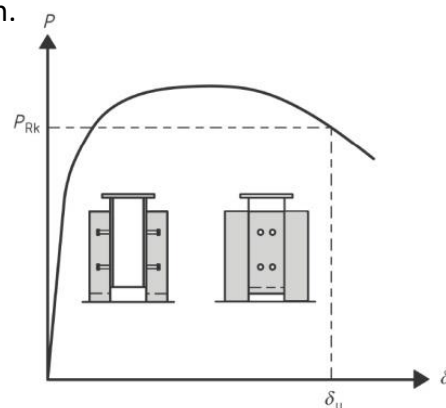


Abbildung 4-6: Diagramm für Abscherversuche und die Kraft-Schlupf-Kurve gemäß EC4 [47]

Viele Wissenschaftler haben unterschiedliche Versuche zur Verbindung von Stahl und Beton ausgeführt, einige dieser sind [47]:

Heinemeyer [56], die die Schubverbindung für Verbundstrukturen aus stahlfaserbewehrtem ultrahochfestem Beton (UHPC) und hochfestem Stahl untersucht hat. Wie in Abbildung 4-7 zu sehen, arbeitete sie nicht nur mit innovativen Verbundleisten, sondern es wurden auch schlanke Querschnitte ohne Obergurt getestet, bei welchem die Geometrie des Schubverbinders direkt in den Steg des Profils geschnitten wird. Laut den Ergebnissen kann die Verbundleiste sehr große Schubkräfte übertragen und gleichzeitig über eine hohe Duktilität verfügen. Das numerische plastische Moment nach EC4 konnte durch die Tests des filigranen Verbundträgers mit UHPC erreicht werden.

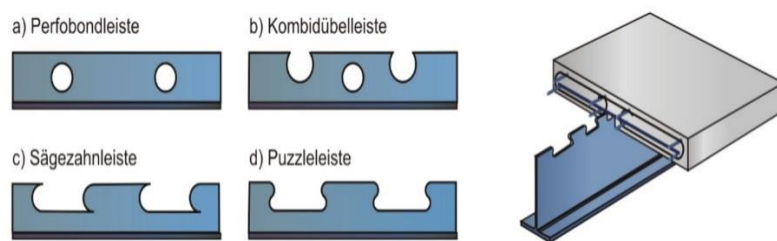


Abbildung 4-7: Puzzle-Verbundleisten und der filigrane Verbundträger [56]

Von **Hanaor [57]** wurden zwei Methoden zur Verbindung von kaltverformten Stahlquerschnitten und Beton untersucht.

Die erste Methode ist in Abbildung 4-8 gezeigt, bei der die Betonplatte vor Ort über den bereits im Gebäude positionierten Träger betoniert wird. Die Verbindungselemente sind in diesem Fall gleichfalls kaltverformte Stahlprofile, die mechanisch mit den Träger verbunden oder punktuell geschweißt werden.

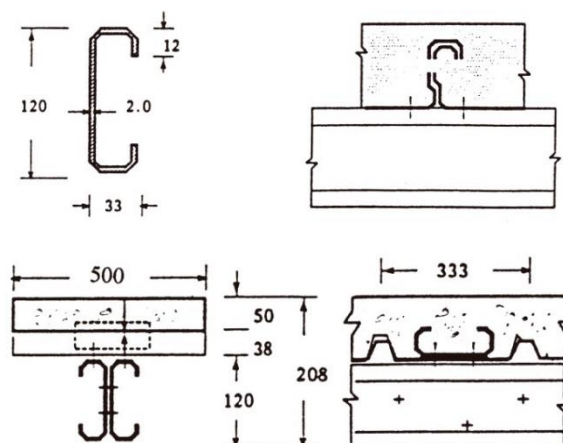
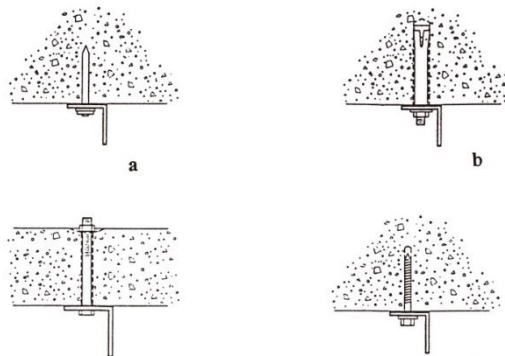


Abbildung 4-8: Schubverbinder mit Ortbetonschicht; oben: geschweißter Schienenverbinder, unten: geschraubter Schienenverbinder [57]

Die zweite Methode wird in zwei Varianten dargestellt, wobei die erste eine teilweise vorgefertigte Lösung und die zweite eine vollständig vorgefertigte Lösung darstellt. Die erste Variante sieht vor auf dem Boden eine dünne Betonschicht auf das kaltverformte Stahlprofil zu betonieren, dann das Verbundelement in seine Position zu heben und eine Aufbetonlage auf die vorgefertigten Elemente zu betonieren. [47]

In der zweiten Variante wird das kaltverformte Stahlprofil im Trockenbauverfahren mit der vorab hergestellten Betonplatte verbunden, um das vorgefertigte Element zu bilden. Die untersuchten mechanischen Verbinder sind in Abbildung 4-9 dargestellt. [47]



*Abbildung 4-9: Verbindungsmittel für den erhärtenden Beton:
(a) mit Nagelpistole gesetzte Nägel, (b) Spreizanker, (c) Mutterschrauben, (d) Betonschrauben [57]*

Zur Schubkraftübertragung haben Lakkavalli & Liu [58] vier Mechanismen getestet, die Oberflächenverklebung, vorgefertigte aufgebogene Laschen, vorgebohrte Löcher und selbstschneidende Schrauben. Drei Schubkraftübertragungsmechanismen sind in Abbildung 4-10 dargestellt. Eine Betonplatte wurde in allen Fällen so betoniert, dass sie den Obergurt des Stahlprofils einschließt. Um das Verhalten der Plattenfugen, die aus einem kaltverformten C-Profil und Beton bestehen, zu untersuchen, wurden Abscherversuche und großformatige Plattenprüfungen durchgeführt.



Abbildung 4-10: Schubverbindungsmechanismen; oben links: aufgebogene Laschen, oben rechts: vorgebohrte Löcher, unten: selbstschneidende Schrauben [58]

Die aufgebogenen Laschen zeigten das beste Verhalten in Bezug sowohl auf die Tragfähigkeits- als auch Gebrauchstauglichkeitsgrenzen. Im Vergleich zu den Probekörpern mit runden Löchern und selbstscheidenden Schrauben stellten sich die Abscherprobekörper mit aufgebogenen Laschen als die steifste Variante heraus. Die vorgebohrten Löcher weisen eine Einfachheit, Effektivität und Wirtschaftlichkeit auf, die letztendlich industriell am besten umzusetzen sind. [47]

Das Resultat der großformatigen Versuche beweist, dass alle Probekörper ein ähnliches Versagensverhalten zeigen. Bis der Versuch abgebrochen wurde, zeigten alle Versuche eine maßgebliche Duktilität und konnten die Traglast in der Regel unter zunehmender Durchbiegung halten. Der untere Bereich des C-Querschnittes wies kein lokales oder seitliches Beulverhalten auf, obwohl ein deutliches Fließen zufolge Spannung erkennbar war. Demzufolge wurde eine Plastifizierung des C-Querschnittes durch die Autoren beobachtet.

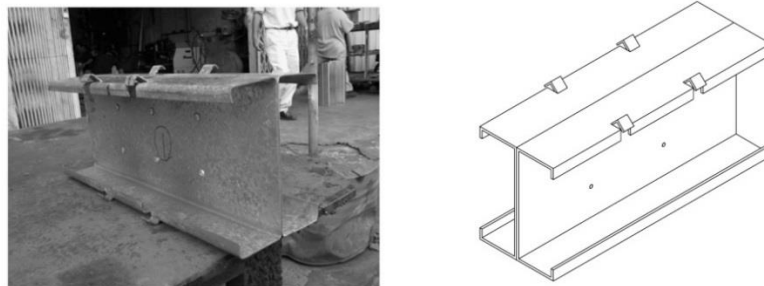


Abbildung 4-11: Lakkavalli & Liu, Schubübertragung über aufgebogene Laschen [58]

Um die Festigkeit und das Verhalten einer „Verbesserung der Schubkraftübertragung durch aufgebogene dreieckige Laschen“ (bent-up triangular tab shear transfer enhancement – BTTST) zu untersuchen, haben **Irwan et al.** [59][60] eine experimentelle Studie durchgeführt. Diese ist in Abbildung 4-12 dargestellt. An 48 Probekörpern wurden Abscherversuche dieser neu vorgeschlagenen Verbesserungsmethode für die Kraftübertragung durchgeführt. Diese wiesen zwei unterschiedliche Stahlprofilstärken auf: 1,9 mm und 2,4 mm. Durch die Verbesserung der Probekörper zeigten die Resultate eine Steigerung ihrer Scherkapazitäten.

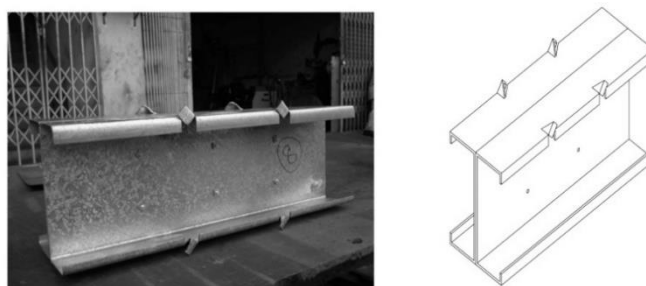


Abbildung 4-12: Kaltgeformte Stahlquerschnitte mit BTTST, Verbesserung der Schubkraftübertragung durch aufgebogene dreieckige Laschen [59][60]

4.3 Holz-Beton Verbundbau

Unter Holz-Beton-Verbundbauweise versteht man die Verbindung der zwei räumlich getrennten Querschnitte aus Holz und Beton zu einem Verbundquerschnitt mittels eines speziellen Verbindungsmittels. Die Einsatzmöglichkeit der Holz-Verbund-Decken ist sehr vielfältig. Um die Ertüchtigung von bestehenden Holzbalkendecken zu erreichen, wurde der Holz-Beton-Verbund entwickelt. Die Vorzüge dieser Technologie werden auch bei Neubauten entweder mit Rippen oder Massivholzplatten gerne genutzt. Da die HBV-Bauweise in den letzten Jahren Thema der Forschung war, wurden mehrere Forschungsvorhaben an unterschiedlichen Forschungseinrichtungen zu einzelnen Themen der HBV durchgeführt. Inzwischen konnten in der Baupraxis mehrere Objekte in HBV-Bauweise gebaut werden. Auf sehr effiziente Weise nutzt diese Verbindung sowohl die statischen als auch die bauphysikalischen Eigenschaften der beiden Baustoffe.

Um die entstehenden Zugkräfte (Querrichtung) aufzunehmen, wird der Baustoff Beton mit Bewehrungsstahl verstärkt. Im Gegensatz zu Beton, besitzt Holz eine hohe Zugfestigkeit, deshalb wird bei HBV-Anwendungen der zugbeanspruchte Bereich durch das Holzbauteil abgedeckt. Bei dieser Art der Konstruktion spielt die schubfeste Verbindung der beiden Baustoffe eine wesentliche Rolle. Das HBV-Element ist leistungsfähiger, wenn die Schubverbindung steifer ausgeführt wird. [61][62]

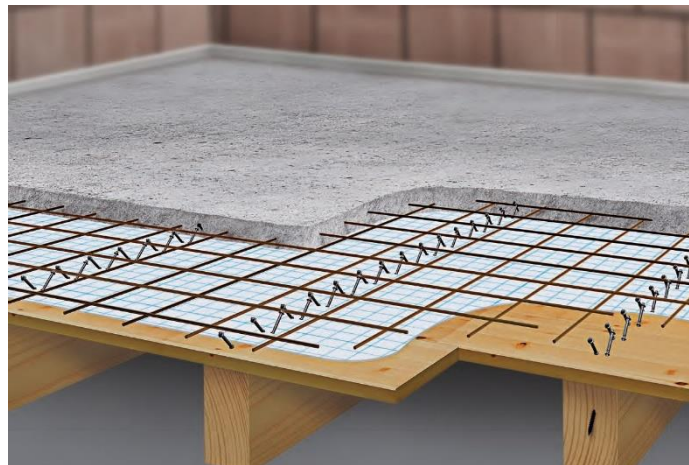


Abbildung 4-13: Holz-Beton Verbunddecke [63]

Wie bei den anderen Verbundsystemen besteht auch die Holz-Beton Verbundkonstruktion aus folgenden drei Werkstoffen, dies ist auch in Bild 4-13 zu sehen:

- Betonplatte
- Holzelement
- Verbindungsmittel

„Holz-Beton-Verbunddecken gehören nicht zu den kostengünstigsten Decken Varianten und die Gewerke übergreifende Herstellung – Holz und Massivbau – bedarf einer sorgfältigen Abstimmung. Sie vereinen jedoch eine Vielzahl von Vorteilen, die ihren Einsatz vor allem bei größeren Spannweiten und mehrgeschossigen bzw. öffentlichen Bauvorhaben mehr als rechtfertigen: eine geringe Deckenstärke, einfache Anschlussdetails sowie gute schalltechnische und brandtechnische Eigenschaften. Außerdem stellen sie eine einfache Lösung zur Vermeidung der Querpressung von Holz dar und können als Fertigteil vorgefertigt werden. Man unterscheidet je nach Anforderungen den Verbund zwischen Beton und stabförmigen Systemen und Beton und Massivholzsystemen.“ [15]

Die öfter genutzten Methoden zur Verbindung von Beton und Holz hat **Ceccotti [64]** erstmals klassifiziert (in Abbildung 4-14 dargestellt). Die Verbindungsmittel wurden von ihm bezüglich ihrer Steifigkeit bzw. ihrem Verschiebungsmodul unterteilt: Nägel, Schrauben und Dübel sind die flexibelsten (Gruppe a), die steifste Gruppe (Gruppe d) sind in das Holz gefräste Nuten und durchgehende ins Holz geklebte Verbinder.

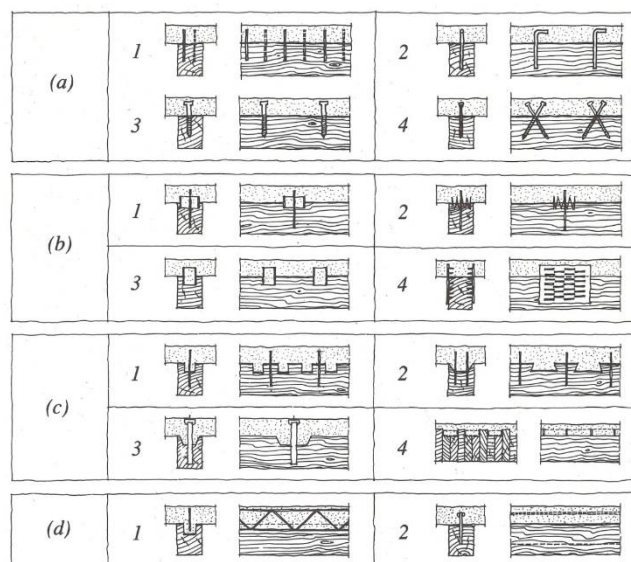


Abbildung 4-14: Beispiele für Holz-Beton Verbindungen: (a1) Nägel, (a2) geklebte Stahlstangen für Stahlbeton, (a3/4) Schrauben; (b1/2) Verbinder (Ringdübel und Einpressdübel), (b3) Stahlrohre, (b4) gestanzte Stahlbleche, (c1) runde Ausnehmung des Holzes, Verbindungsmittel verhindern Abheben, (c2) rechteckige Ausnehmungen, (c3) kalottenförmige Ausnehmung mit vorgespannten Stahlstangen, (c4) Brettstapelverbindung und Stahlbleche in unteren Brettern, (d1) ins Holz geklebte Stahlgitter, (d2) ins Holz geklebte Stahlbleche [64]

In seiner Dissertation hat **Dias [65]** einen Überblick über die aktuellsten genutzte HBV Modelle und Verbindungsmethoden von Holz und Beton erstellt. Um das mechanische Kurz- und Langzeitverhalten der Verbindungen zu überprüfen und die Eigenschaften der verwendeten Materialien zu bestimmen, führte er eine große Anzahl an experimentellen Versuchen durch. Für die zuvor genannten Forschungsarbeiten zeigt die Abbildung 4-15 einen Vergleich der Kraft-Schlupf-Beziehung zufolge Schub für unterschiedliche Kategorien von Verbindungssystemen.

| Joint | F_{max}^1 (N/mm) | K_s^2 (N/mm/mm) | δ_b^3 (mm) | Reference |
|--------------------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|--|
| Nails 6mm | 271 | 68 | 15 | Dias (1999) |
| Screws | 469 | 49 | 15 | Dias et al. (2004a) |
| Dowels 10mm | 226 | 152 | 15 | Dias et al. (2003) |
| Dowel epoxy 10mm | - | 250 | - | STEP 2-E13 (1995) |
| Nailplate | 180 | 183 | 10 | Van der Linden (1999) |
| SFS-45° | 305 | 405 | 5 | Van der Linden (1999) |
| Hilti 1 | 296 | 514 ⁴ | 15 | Mungwa et al. (1998) |
| Hilti 2 | 300 ^{4,6} | 600 ^{4,6} | >3 | Said et al. (2002) |
| Tecnaria | 333 | 128 | 13 | Sonda (2001) |
| Steel mesh | 372 | 1385 | >4 | Bathon and Clouston (2004) |
| Flat steel locks | 118 ⁶ | 243 ⁶ | >4 | Grosse et al. (2001) |
| Dowel with notch | 317 | 494 | 15 | Van der Linden (1999) |
| Notch with post-tensioned bolt | 52 ⁵ | 123 | - | Kuhlmann, U. and Michelfelder, B. (2004) |
| Notch - Hole in timber | 413 ⁶ | 663 ⁶ | <1 | Ballerini et al. (2002) |
| Glued joints | 647 | - | <1 | Negrão et al. (2004) |

¹ - Smear ultimate strength
² - Smear slip modulus
³ - Ultimate slip
⁴ - Values obtained from graph presented in the paper
⁵ - Characteristic value
⁶ - Minimum spacing considered as the spacing used in the shear tests

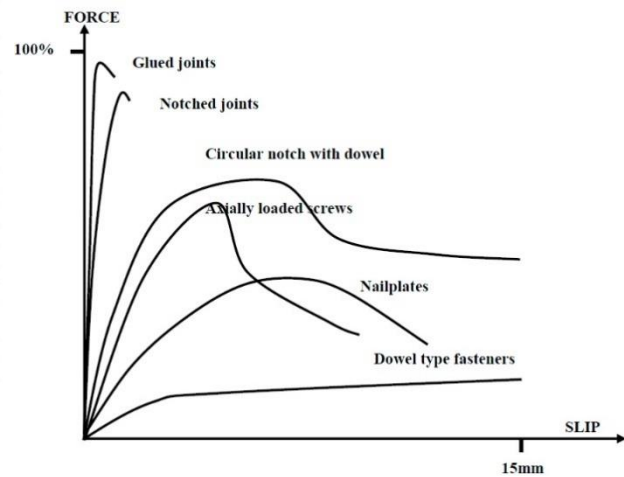


Abbildung 4-15: Vergleich verschiedener Kategorien von Verbindungssystemen [65]

Lukaszewska [66] hat sich in ihrer Experimentalstudie nicht nur auf die Schubverbinder konzentriert, sondern auch auf die Kosten und Vorfertigungsmöglichkeiten, die einen wichtigen Parameter für den Entwurf von HBV-Strukturen darstellen. Sie untersuchte neuartige Typen mechanischer Verbinder. Zwei Varianten aus ihrer Studie werden in Abbildung 4-16 gezeigt, die nicht nur wirtschaftlich und einfach zu produzieren sind, sondern auch relativ steif sind: der Stahlrohrschubverbinder SST+S und der Stahlblechschubverbinder SP+N.

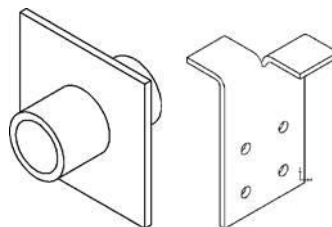


Abbildung 4-16: von Lukaszewska entwickelte Schubverbinder [66]

4.3.1 Eigenschaften von Holz-Beton-Verbund (HBV)

Holzstapeldecken aus Brettschichtholz (BSH) müssen auf die Durchbiegung dimensioniert werden, da sie eine hohe Tragfähigkeit haben. Die Deckenuntersicht kann optisch als ansprechende Holzdecke ausgeführt werden. Für die Wohnungstrenndecke ist der Schallschutz der leichten Decke nicht ausreichend, dies hat zu folge, dass die Decke zusätzlich mit Masse beschwert werden muss, damit eine unwirtschaftliche Deckenkonstruktion entsteht. In der Baupraxis wird die Stahlbetondecke mit einer gerissenen Zugzone gerechnet, auf diese Weise, dass die Bestimmung der Rissesicherung oftmals den Bewehrungsgehalt bestimmt. Üblicherweise handelt es sich bei der

Deckenuntersicht um eine nicht sichtbare Oberfläche. Aus diesem Grund muss diese noch verkleidet werden. Bei der wirtschaftlichen Untersuchung der Konstruktion müssen die Kosten der Deckenverkleidung mitberücksichtigt werden. Die Vor- und Nachteile der Einzelkomponenten können durch ein leistungsfähiges Verbundsystem kompensiert werden. [61]

4.3.2 Vorteile und Nachteile von Holz-Beton-Verbund

Da sehr viel Feuchtigkeit in das Bauobjekt eingetragen wird, ist für den Holzbauer der Einsatz von Ortbeton schwierig. Die Decke muss während des Aushärtens des Betons statisch unterstützt werden, damit die nachfolgenden Gewerke nicht im Ausbau behindert werden.

Die Nachteile von Holz [61]

- Gewerke übergreifend: Holzbau – Massivbau
- Bei Vorortbeton auf die Feuchtigkeit und Bauzeit achten

Die Vorteile von Holz in der Zugzone [61]

- Aus statischer Sicht
 - Ungerissene Zugzone hoher Festigkeit
 - Optimales Ausnutzen werkstoffspezifischer Eigenschaften
 - Reduzierung des Eigengewichts
 - Geringe Kriechverformung
- Aus bautechnischer Sicht
 - Großflächige Schalung mit fertiger Oberfläche
 - Hohe Genauigkeit durch Vorfertigung
 - Hohe Baugeschwindigkeit
- Aus bauphysikalischer Sicht
 - Klimaaktiv als Feuchtepuffer
 - Als Wärmespeicher mit großer Phasenverschiebung
- Aus ökologischer Sicht
 - Nachwachsender Rohstoff
 - Geringer Energieaufwand
 - CO₂-Speicher

Die Vorteile von Beton in der Druckzone [61]

- Aus statischer Sicht
 - Hohe Druckfähigkeit
 - Aussteifende Platte
 - Optimales Ausnutzen der spezifischen Beton-Druckkräfte
- Aus bautechnischer Sicht
 - Wirtschaftlicher Baustoff bei geringem Bewehrungsbedarf
 - Sicherheit im Bruchzustand durch duktile Schubverbinder
- Aus bauphysikalischer Sicht
 - Wärmespeicher
 - Masse für Schallschutz und Schwingverhalten

4.4 Verbundmethoden

Die Kervensysteme kommen mit Abstand als wirtschaftlichste Methode zum Einsatz, daher müssen diese Systeme individuell berechnet werden, da sie standardmäßig nicht zugelassen sind. Diese Methode ist durch den geringen Arbeitsaufwand und die minimierten Materialkosten sehr effizient.

Einige Schraubverbindungen sowie HBV-Schubverbinder sind als zugelassene Methoden verfügbar. Wenn man diese Verbundmethode verwendet, fallen weniger Kosten an, da der Planungsaufwand geringer ist. [44]

4.4.1 Kerven

Um den Schub zwischen Beton und Holz zu übernehmen, werden Kerven in die Holzdecke eingefräst. Zusätzliche Holzschrauben kommen zum Einsatz um die Umlenkkräfte abfangen zu können. Die Schrauben können eine günstigere Kraftverteilung im Querschnitt bewirken. Das ist eine der kostengünstigsten Varianten dieser Methode, da sie durch den geringen Verbindungsmittelverbrauch und den standardisierten Fräsvorgang entsteht. [44]

In den 1990er Jahren wurden an der ETH Lusanne Flachdeckensysteme entwickelt und Massivholzplatten in Form von Brettstapelplatten genutzt. Die Übertragung der Längsschubkräfte erfolgt mittels quer zur Spannrichtung eingefrästen „Kerven“ und speziellen Dübeln (HBV-Dübel, System-Hilti). Wie in Abbildung 4-17 zu sehen, sind Kerven (flache Nuten) mit einer Tiefe von 20 mm und einer Breite von 150 mm eingefräst. [1]

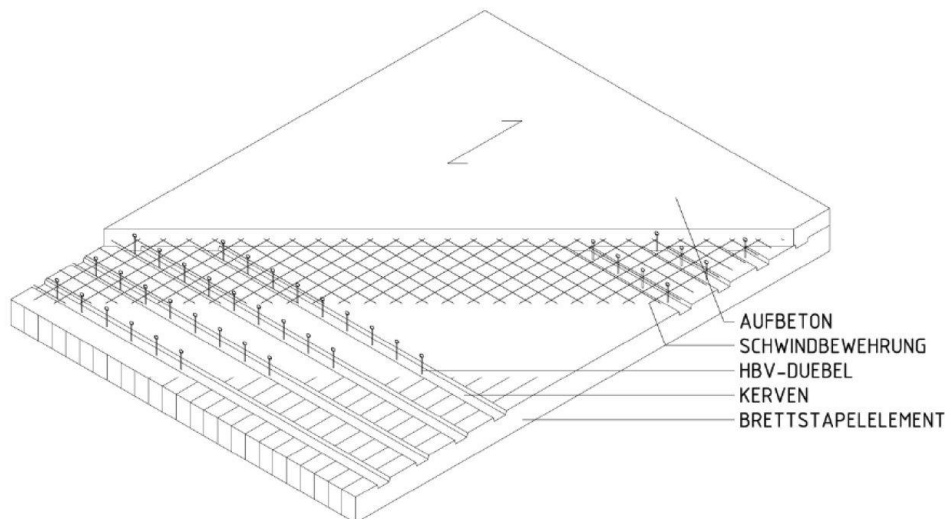


Abbildung 4-17: Systemaxonomie einer HBV-Brettstapeldecke der Firma Hilti [67]

Am Anfang wird das Gewinde der Dübel (M12) eingeleimt und steht 80 mm im Holz. Mit einem 18 mm Durchmesser werden die Löcher gebohrt und danach wird ein Kunstharzmörtel in das Loch injiziert und der Dübel per Hand eingedreht. Die Dübel der Firma Hilti werden erst nach dem Aufbringen und Aushärten des Betons vorgespannt. Dadurch wird der Beton in die Kerven eingedrückt, damit sich die Wirkung der Kerven erhöht. Hier wird auch eine Schwindbewehrung eingelegt.

4.4.2 HBV-Schubverbinder

In die Holzdecke werden Flachstahlstreifen oder Lochbleche geklebt oder eingetrieben. Bei diesem System muss keine zusätzliche Sicherung für das Abheben vorgesehen werden. Die Verbindungsstreifen werden zweckgemäß im Werk montiert.

Ausführungsvariante Bauer HBV-Decke [1]

In Abbildung 4-18 sieht man den Unterschied zur vorherigen Konstruktion. Hier wird ein anderes Verbindungsmittel verwendet: statt Dübeln werden hier sogenannte „Stahlschlösser“ integriert, Kerven werden hier nicht eingefräst. Die Stahlschlösser haben eine Breite von 40 mm und eine Dicke von 5 mm und werden vertikal in einem Winkel von 5° integriert. Die auf die Baustelle gebrachten Brettstapelelemente sind bereits mit eingeschliztem Stahlschloss und aufgebrachtter Folie versehen. Auf der Baustelle wird nur mehr die Schwindbewehrung aufgelegt und der Beton aufgebracht.

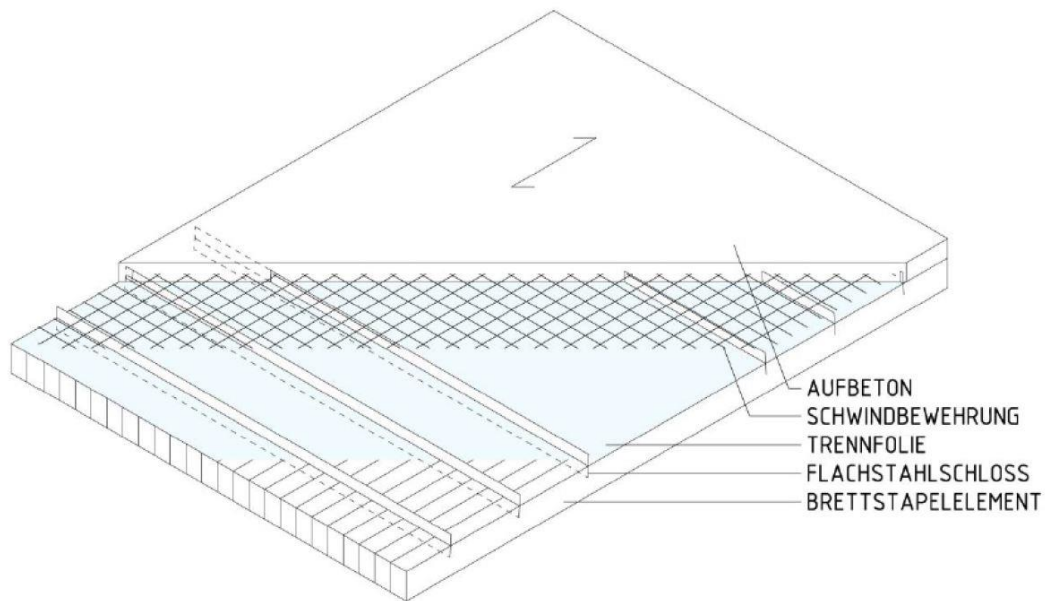


Abbildung 4-18: Systemaxonomie einer Bauer HBV-Brettstapeldecke [67]

Ausführungsvariante Bathon [1]

Professor Bathon entwickelte im Jahre 1992 eine weitere Verbundkonstruktion für den Holz-Beton Verbundbau, bei dem der sogenannte „HBV-Schubverbinder“ das Kernstück dieser Konstruktion ist. Dieser Schubverbinder besteht aus einem Streckmetall, das zur Hälfte in das Holz eingeklebt ist. Die andere Hälfte wird einbetoniert. Die Herstellung dieser Methode ist einfach und hat ein gutes Verbundverhalten, was ein Vorteil ist. Das von Bathons entwickelte System gibt es in verschiedenen Ausführungsvarianten, z.B. in folgender Abbildung 4-19. Hier sind zwei HBV-Konstruktionen dargestellt, die eine mit Brettstapel und die andere mit Holzbalken.

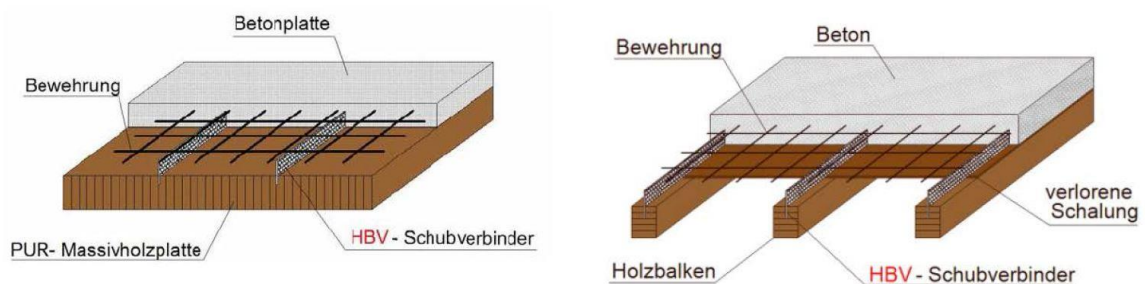


Abbildung 4-19: HBV-Decke mit HBV-Schubverbinder aus Brettstapel (links) und Holzbalken (rechts) mit Streckmetall-Schubverbinder [67]

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

4.4.3 Schraubverbindungen

Damit die Eindringtiefen eingehalten werden, werden die eingedrehten Schrauben in einem bestimmten Winkel mit einer Stoppvorrichtung angebracht. Dies hängt aber von dem System ab. Vorteilhaft ist, dass die Schrauben ohne Vorbohren eingeschraubt werden können. Bei diesen Systemen werden Schrauben von unterschiedlichsten Herstellern als schubübertragendes Medium verwendet. Bekannte Systeme/Schrauben sind beispielsweise: [1]

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

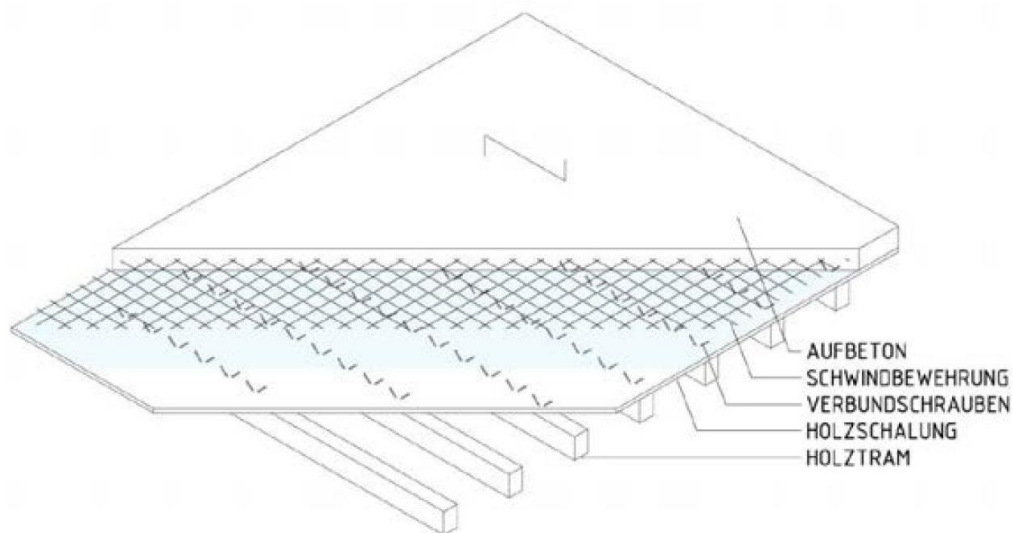


Abbildung 4-20: Axonometrie einer Holz-Betonverbundbalkendecke mit Verbundschrauben [67]

In Abbildung 4-20 ist die Axonometrie einer Holz-Beton Verbund-Balkendecke mit Verbundschrauben dargestellt. Zu sehen ist, dass zwischen dem Beton und den Holzbalken eine Holzschalung eingebaut ist. Um einen Feuchtigkeitstransport vom aufzubringenden Frischbeton zum Holz zu vermeiden, wird meistens eine Kunststoffolie (PE) auf die Holzschalung aufgelegt. In der unbewehrten Betonschicht wird eine eingebaute Schwindbewehrung untergebracht, um ungewollte Schwindrisse zu unterbinden.

Die Gewinde der Schrauben werden bei beiden Produkten (Firms SFS intec und Timco) mit einer Tiefe von 100 mm in die Holzbalken eingeschraubt. Die entstehenden Schubspannungen auf den Beton werden durch den Schaft mit einer Länge von 50 mm und vor allem von dem Schraubenkopf übertragen. Außerdem sind am Schaft der Schraube bei Timco II Rippen vorgesehen, die den lokalen Verbund am Schaft erhöhen sollen. [1]

Allerdings gibt es einen Unterschied zwischen den beiden Zulassungen, da das Verschraubungsmuster anders ist als bei den anderen. Wie in Abbildung 4-21 zu sehen ist, werden für das System der Firma SFS unterschiedliche Schraubwinkel (45° und 135°) über die ganze Trägerlänge genutzt und für das System der Firma Timco werden gleichmäßige Verschraubungswinkel (45°) an jeder Trägerhälfte genutzt.

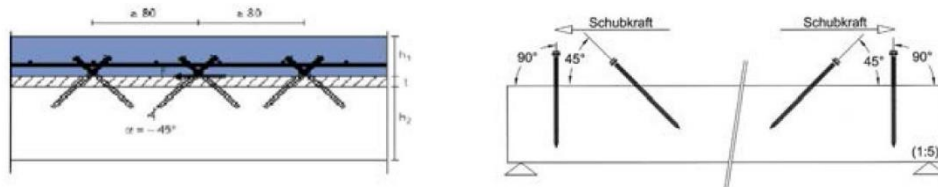


Abbildung 4-21: Verschraubungsmuster für die SFS Verbundschrauben und die Timco II Schraube [67][68]

5 Stand der Technik von mehrgeschossigen Hochhäusern

5.1 Moderne Holzbauten basierend auf Hochhäusern

In den letzten Jahren wurde eine große Anzahl an mehrgeschossigen Holzhäusern von mittlerer Größe bis hin zu Hochhäusern gebaut. Dies gab den Ingenieuren die Möglichkeit, zu untersuchen, wie man mit Holz noch höher bauen kann. Die Komplexität der Struktur eines hohen Gebäudes nimmt mit der Höhe der Struktur zu. Für die Gestaltung der tragenden Decke spielen die akustischen Anforderungen, Brandschutz und Tragfähigkeit von Holz-Stahlbeton-Verbunddecken eine große Rolle.

Es gibt weltweit innovative Bauwerke auf Holzbasis, die an Höhe gewinnen, so dass es schwer ist, den Überblick zu behalten, welches Projekt den Titel des höchsten Holzbauwerks der Welt trägt. Eine Sache, die diese heute so populär macht, ist, dass die globale Erwärmung einen beträchtlichen Aufschwung nimmt und dass Holzsysteme einen geringeren CO₂-Fußabdruck haben als Beton- und Stahlssysteme.

Nachstehend werden einige interessante Holzbasierte Bauwerke ohne detaillierter Beschreibung erwähnt, die für die nahe Zukunft geplant werden oder bereits realisiert sind.

5.1.1 Forschungsprojekt 8+, Wien 2008

Aktuell erreicht der konstruktive Hochbau insgesamt neun Geschosse, jedoch untersuchte das Projekt 8+ im Jahr 2008 die Machbarkeit des konstruktiven Holzhochbaus bis zwanzig Geschosse. Dadurch wird die Anwendung des modernen Holzhochbaus deutlich erweitert. Initiator des Projekts ist das Wiener Architekturbüro „schluder architektur ZT GmbH“ gemeinsam mit dem gebürtigen Vorarlberger Projektleiter DI Peter Krabbe. Ziel dieses Projektes war die Errichtung eines Gebäudes mit zwanzig Stockwerken (die ersten drei Sockelgeschosse in Stahlbeton und die 17 anderen Geschosse aus Holz), wobei die tragenden Elemente (Konstruktion) aus Holz und die Fassade aus Materialien wie Glas und Leichtbaustoffen besteht. Für den ausgehenden Grundrisstyp wurde eine rechteckige Form mit Fassadenkorsett (B=18 m x L=45 m x H=75 m) gewählt. Die Decken übernehmen zusammen mit dem Fassadenkorsett die Aussteifung, sodass Schächte, Stiegenhäuser und Aufzüge frei im Grundriss angeordnet werden können. Die Grundidee war nicht nur die statische Machbarkeit eines Holzhauses zu untersuchen, sondern auch die ökologischen Aspekte wie Nachhaltigkeit und Lebenszyklus zu betrachten. Das Projekt erfüllt alle sicherheitstechnischen Anforderungen die für einen Hochhaus-Typus erforderlich sind. [69][70][71]

DI Peter Krabbe, schluder architektur:

„Holz wird in Zukunft als Baustoff immer mehr berücksichtigt werden müssen, sowohl aus preislicher wie auch ökologischer Sicht. Die Urbanisierung des Holzes wird zum Muss werden.“

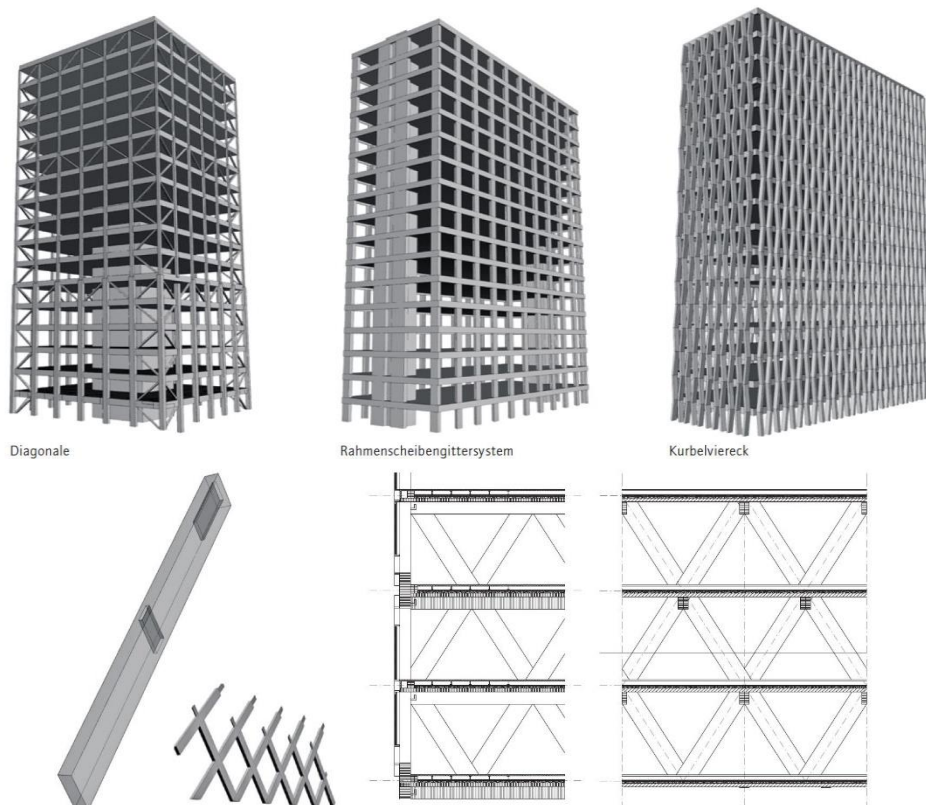


Abbildung 5-1: Verschiedene Tragsysteme, kleinste Konstruktionseinheit und das Deckensystem [46]

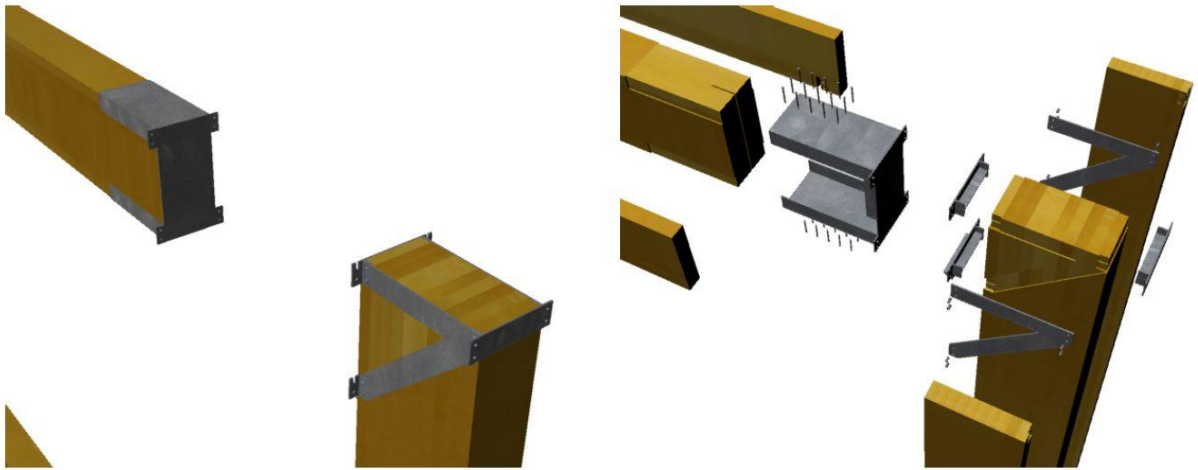


Abbildung 5-2: Anschluss Unterzug-Stütze 3D [69]

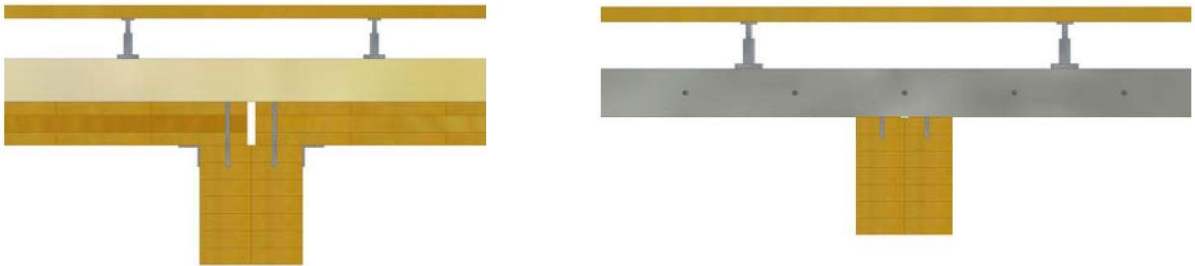


Abbildung 5-3: Decke Holz-Holz Verbund (links), Holz-Beton Verbund (rechts) [69]



Abbildung 5-4: Hybridträger 3D [69]

5.1.2 LifeCycle Tower One (LCT ONE), Vorarlberg 2010

Der achtgeschossige Tower ist das erste ungekapselte mehrgeschoßige Holzgebäude in Österreich. Das Projekt besteht aus einem so genannten Hybridbau (Verbundbauweise aus zwei Baustoffen), wobei Holz-Beton-Verbunddecken zusammen mit Stützen aus Brettschichtholz das Tragwerk bilden. In den Innenräumen ist die tragende Konstruktion sichtbar und verleiht Wärme und eine angenehme Atmosphäre. Alle Decken- und Wandelemente wurden vorproduziert, wodurch alle einzelnen Elemente nur noch ineinandergesteckt werden mussten. Am Anfang wurden die Außenwände aufgestellt, gefolgt vom Aufbau der Stützen bis zu den Deckenelementen. Diese wurden dann mit den passenden Haustechnikelementen ausgestattet. Es dauerte nur einen Tag, bis das erste Stockwerk entstand. Bis zur Fertigstellung des gesamten Gebäudes, hat es insgesamt nur acht Tage gedauert. Das Ziel des Projektes war ein baufreies, flexibles Holzfertigteilmkastensystem zur Errichtung energieeffizienter Bürohochhäuser und ist das Resultat einer jahrelangen Forschungs- und Entwicklungsarbeit. [11][72][73]

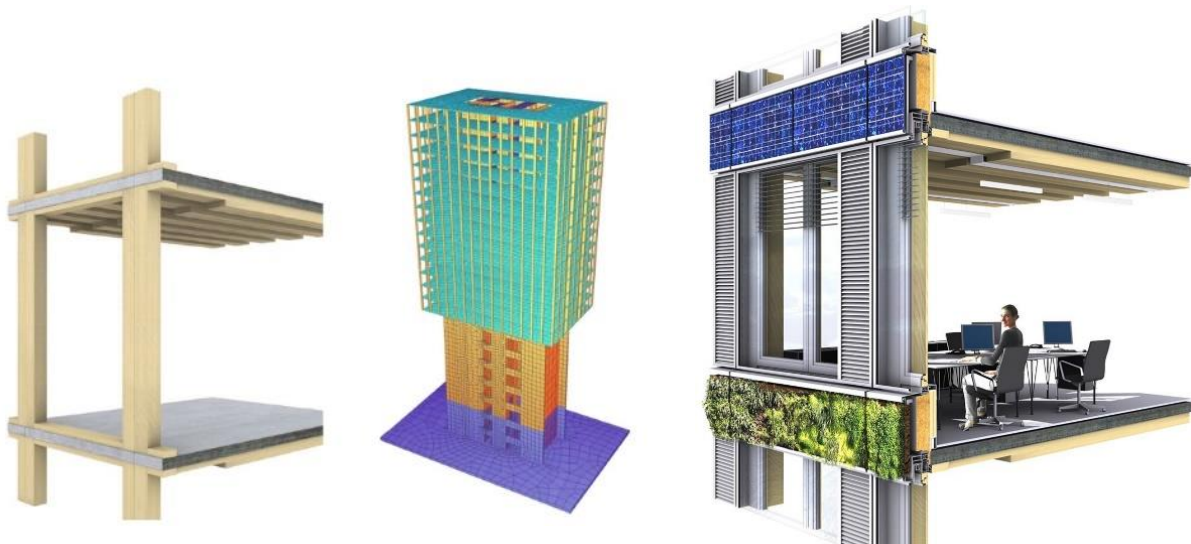


Abbildung 5-5: Konstruktion und Tragwerk im Holz-Beton Verbundbau sowie Fassadengestaltung von Wohnbau LCT ONE [74]

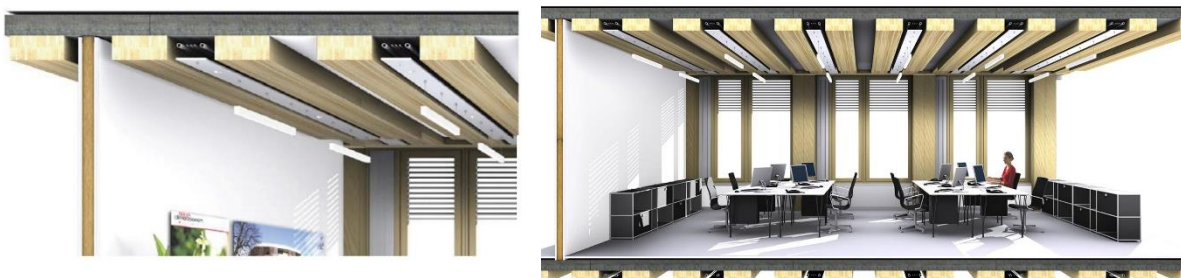


Abbildung 5-6: 3D Bilder von Innenraum [74]



Abbildung 5-7: Bauausführung, Fertigstellung von LCT ONE [73][74]

5.1.3 Wohnbau Wagramer Straße, Wien 2013

Einer der höchsten mehrgeschossigen Holzbauten in Wien ist der siebengeschossige, soziale Wohnbau in der Wagramer Straße. Ein Siegerprojekt aus dem Bauträgerwettbewerb „Holzbau in der Stadt“ von Schluder Architekten und dem Architekturbüro Hagmüller. Das Projekt überzeugte mit seinem Entwurf, technischer Detailplanung sowie mit der Baukostenermittlung. Mit diesem Projekt folgte Österreich dem internationalen Trend des nachhaltigen Bauens mit Holz. Die verwendeten 2.400 m³ Brettsperrholz ermöglichen eine Speicherung von in etwa 1.900 Tonnen CO₂, was einer Jahresemission von ca. 1630 Mittelklassewagen entspricht. Das Hauptobjekt wurde in Holzmischbauweise errichtet, die Decken haben eine Spannweite von 6.25 m aus Brettsperrholz-Beton-Verbundelementen. [11][75][76]



Abbildung 5-8: Bauausführung, Fertigstellung des Wohnbaus Wagramer Straße [76]

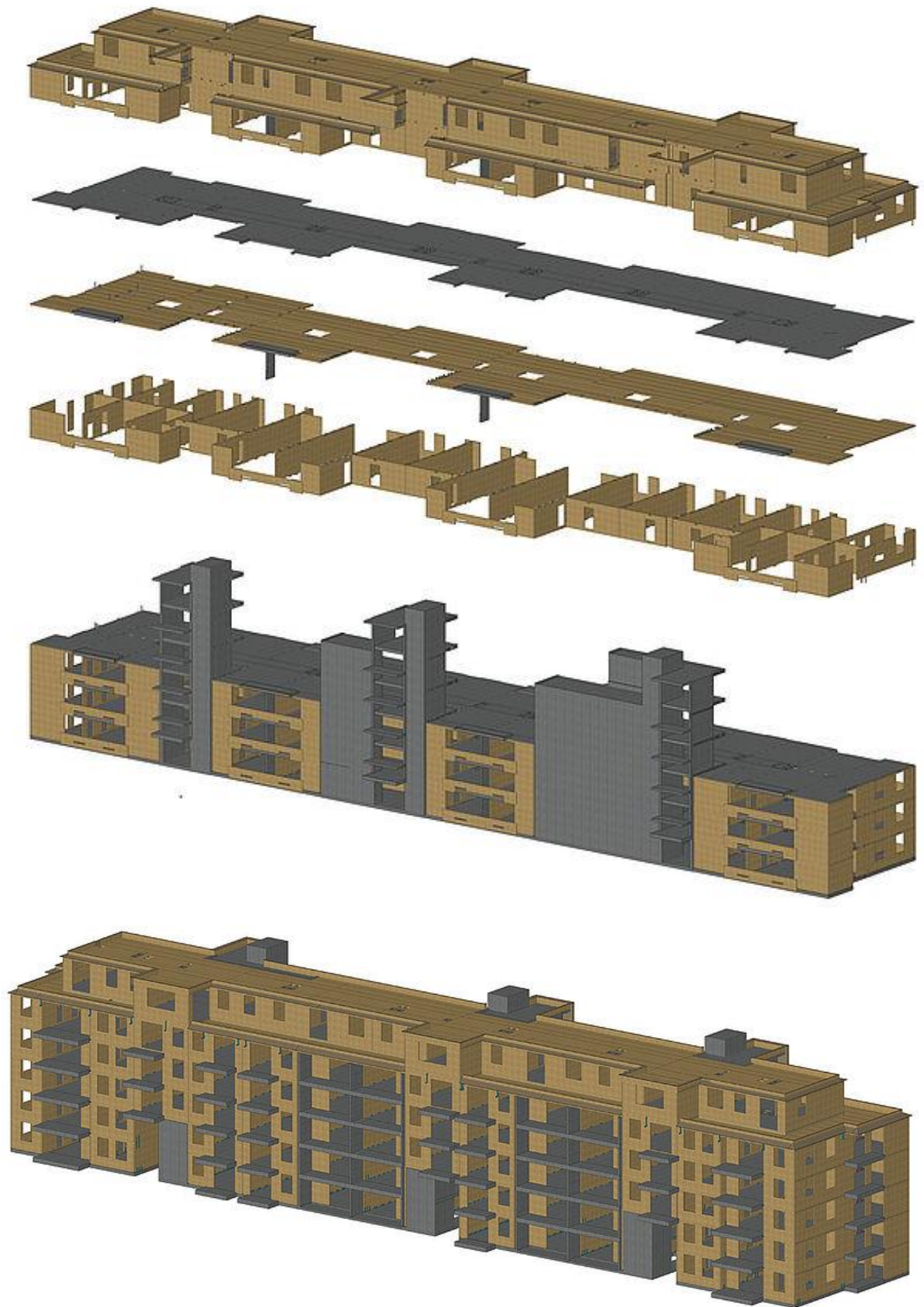


Abbildung 5-9: Konstruktion und Tragwerk im Holz-Beton Verbundbau vom Wohnbau Wagramer Straße [75]

5.1.4 Wohnbau Via Cenni, Mailand 2013

Das Wohnhaus Via Cenni in Mailand ist eines der ersten und größten Wohnbaukomplexe aus Brettsperrholz in Europa und besteht aus vier neugeschossigen Hochhäusern mit jeweils 13,5 x 19 m im Grundriss, 27 m Höhe und insgesamt 124 Wohnungen inklusive Gemeinschaftsräumen. Besonderheiten dieses Projekts sind die schlanken Türme sowie die Erdbebensicherheit der Trägerstruktur. Gebaut wurde in Holz-Massivbauweise mit großflächigen Brettsperrholzelementen (CLT-Elemente), die mit Fenster- und Türöffnungen zugeschnitten worden sind. Diese wurden auf die Baustelle geliefert und im Baukastensystem montiert. Das Projekt in der Via Cenni ist der beste Beweis dafür, dass ein mehrgeschossiger Holzbau mit bis zu neun Stockwerken durchaus Stand der Technik ist. [11][77][78]

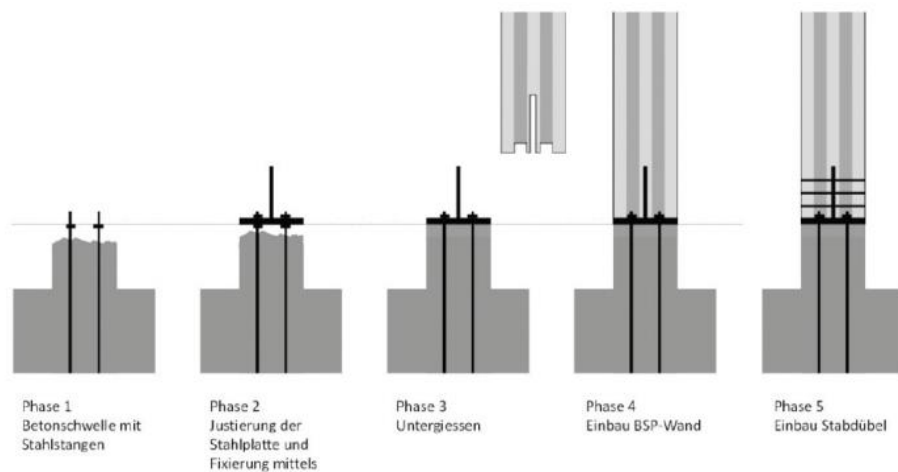


Abbildung 5-10: Montage der Verbindung der ersten BSP-Wand auf dem Betonfundament [78]

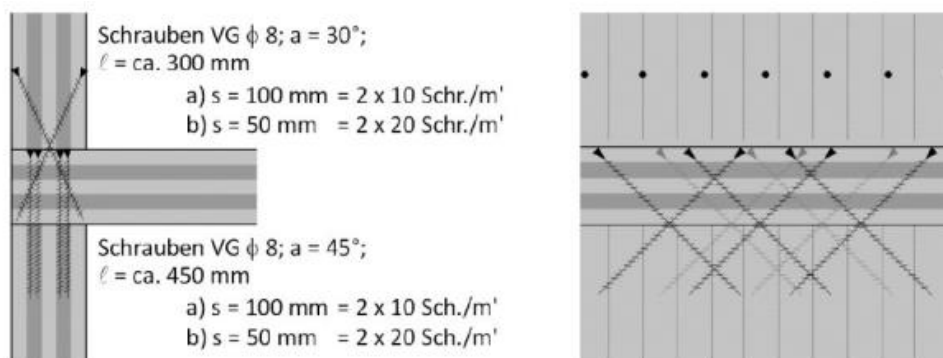


Abbildung 5-11: Verbindung mit geneigten, selbstbohrenden, kreuzweise angeordneten Vollgewindeschrauben [78]



Abbildung 5-12: Bauausführung, Konstruktionsdetail und Fertigstellung des Wohnbaus Via Cenni, Mailand [78]

5.1.5 Case Study Hamburg, 2013

Das Gebäude zeichnet sich durch einen hohen Anteil an Vollholz-Elementen aus. Die Tragstruktur des Hauses wird von Holz bestimmt. Die gewählte Konstruktion in Holz-Beton-Verbundbauweise der Geschosdecken unterstützt die Flexibilität des Gesamtkonzeptes und sorgt für einen guten Schallschutz im Gebäude. Die Wohnungswände sind aus Brettsperrholz in Vollholzbauweise und die Dachdecke ist als reine Brettsperrholzdecke konzipiert. In nur vier Wochen wurden die vier Geschosse komplett montiert, dabei spielten Flexibilität und Individualität eine große Rolle. Die tragenden Massivholzdecken und Massivholzwänden ermöglichen dass die Innenwände als nichttragende Elemente ausgeführt werden. Dadurch konnten flexible Grundrisslösungen gestaltet werden sowie auch die äußere Individualität widerspiegelt. [44][79]



Abbildung 5-13: Bauprozess der Case Study Hamburg: Tragstruktur aus Holz, Decken in Holz-Beton Verbund [80]

5.1.6 Timber Tower Research Project, SOM, USA 2013

Im Jahr 2013 untersuchte das amerikanische Ingenieurbüro SOM das Timber Tower Research Project, mit dem Ziel, ein Konstruktionssystem für hohe Gebäude zu entwickeln, das Holz als Hauptstrukturmaterial verwendet und den ökologischen Fußabdruck des Gebäudes minimiert. Die Recherche wurde auf der Grundlage eines bestehenden Gebäudes als Prototyp angewendet. Der 42-stöckiges Gebäude „Dewitt Chestnut Apartments“ in Chicago von SOM entworfen und 1965 gebaut.

Um das Problem des hohen Holzhauses zu lösen hat sich SOM für ein Holz-Beton-Verbundsystem entschieden. Die Hauptstruktur würde hauptsächlich aus Massivholz mit zusätzlichen Stahlbetonträger bestehen. Dieses System spielt die Stärken beider Materialien aus. Das Ergebnis ist eine effiziente Struktur, die mit Stahlbeton und Stahl konkurriert und gleichzeitig den CO2-Fußabdruck um 60 bis 75 % reduziert. [81]

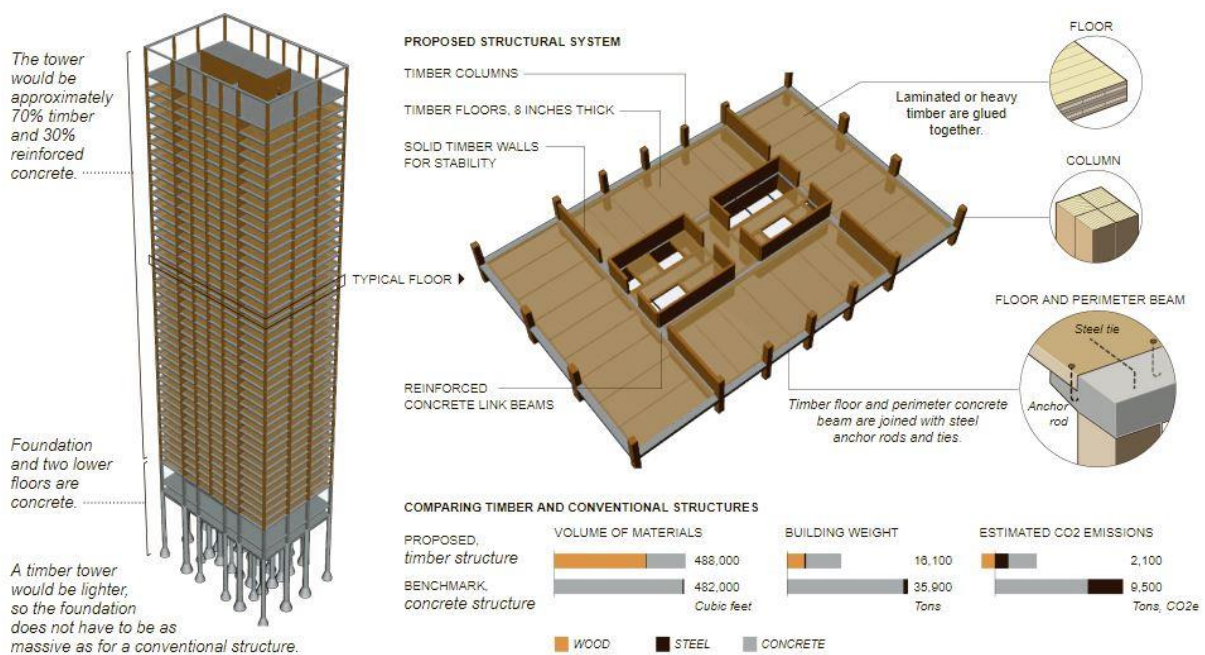


Abbildung 5-14: Konzept eines Holzturmes [82]

5.1.7 Büro- und Ausstellungsgebäude (KAMPA) K8, Aalen/Waldhausen 2015

Das KAMPA K8 ist ein achtstöckiges Gebäude im Holz-Skelettbau, deren tragende Konstruktion wie Wände und Decken aus BSP gebaut wurden. Die Bauweise dieses Projekts ist als Baukastenkonzept zu verstehen, wobei es mit standardisierten Bauelementen ausgeführt wird. Die sieben Stockwerke sind auf einem Stahlbeton-Untergeschoss gestapelt, das Tragwerk besteht aus Holz-Skelettbau mit dem Material Brettspertholz für Wände und Decken. Zusammen mit der TU München hat KAMPA mit dem Ziel für die Entwicklung des Plattformkonzepts gearbeitet, um den Entwurf- und Planungsprozess um bis zu 50% zu verkürzen sowie positive Effekte für die Wirtschaftlichkeit zu erzeugen. Die Decke ist multifunktional und alle Elektroinstallationen wie Heiz- und Kühlsystem oder Lüftungsrohre wurden integriert. Mit der Fertigstellung im Frühjahr 2015 ist es eines des höchsten und modernsten Holzgebäude Deutschlands und weist eine vorbildliche CO₂-Bilanz auf (nachhaltiges Bauen und aktiver Klimaschutz). [83]

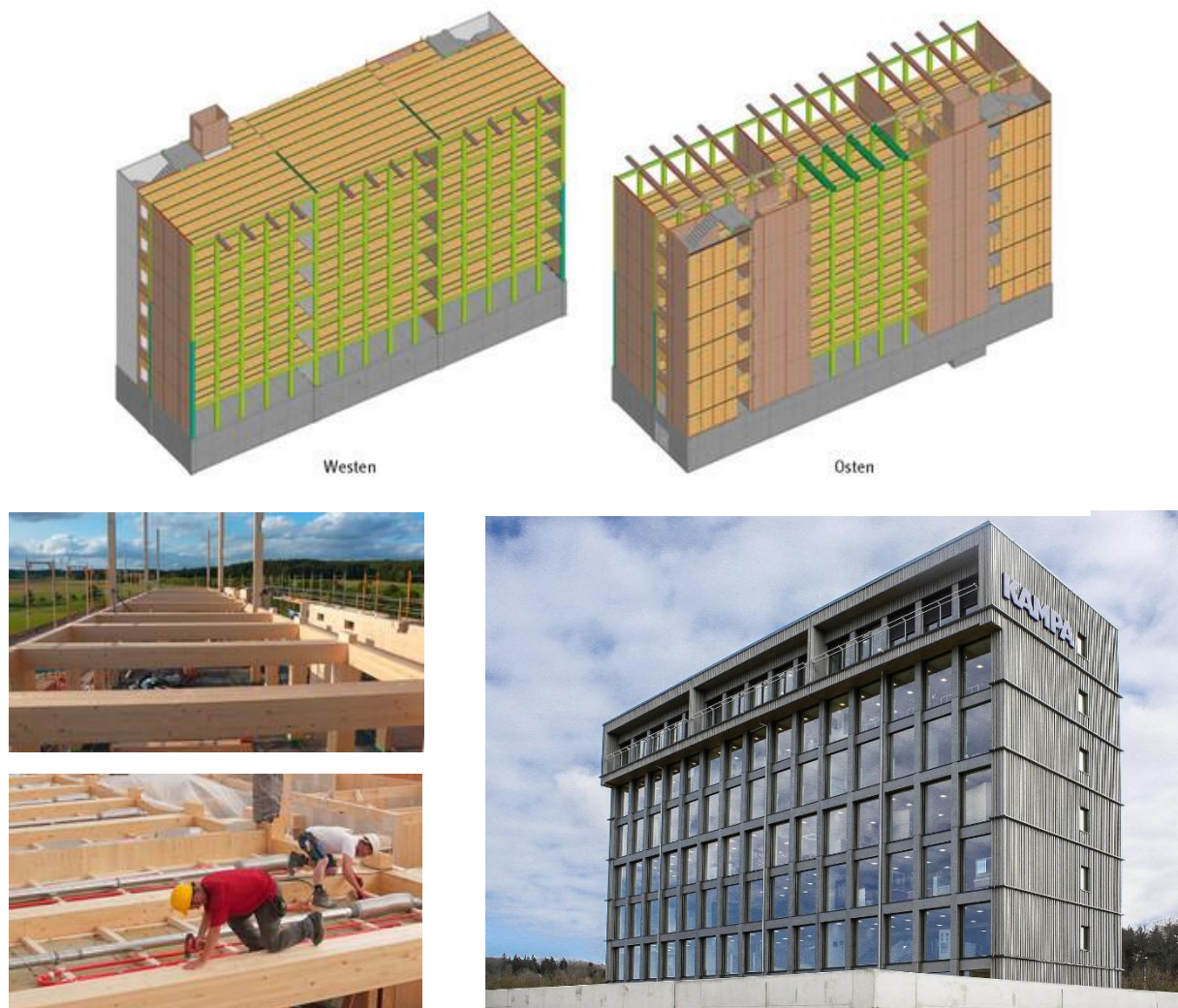


Abbildung 5-15: Tragwerkkonstruktion + Bauausführung von KAMPA 8 [83]

5.1.8 Das H7, Münster 2016

Das Bürogebäude liegt südseitig des Stadthafens in Nordrhein-Westfalen (NRW). Wie der Name schon sagt steht „H“ für Holz-Hybridbauweise und die Nummer 7 weist auf die Geschosszahl hin. Laut NRW-Landesbauordnung sind maximal drei Geschosse zugelassen, wenn der Baustoff Holz als tragendes Element verwendet wird. Jedoch schafft das neue Projekt H7 vier zusätzliche Stockwerke darauf zu setzen, mit 4.500 m² (H=25,5 m, L=50 m, B=22 m) Bürofläche. Das nach den Plänen des Architekten Andreas Heupels errichtete Projekt besteht aus Hybriddecken (Holz-Beton-Verbunddecken). Die Außenwände sind ebenfalls eine Kombination aus Holz und Beton, bei denen die Holzkonstruktionen komplett sichtbar ausgeführt wurden und die Betonflächen in Sichtbetonqualität sind. Als Material wurde Brettschichtholz mit vorgehängter hinterlüfteter Keramik- und Aluminiumfassade verwendet. [84][85]

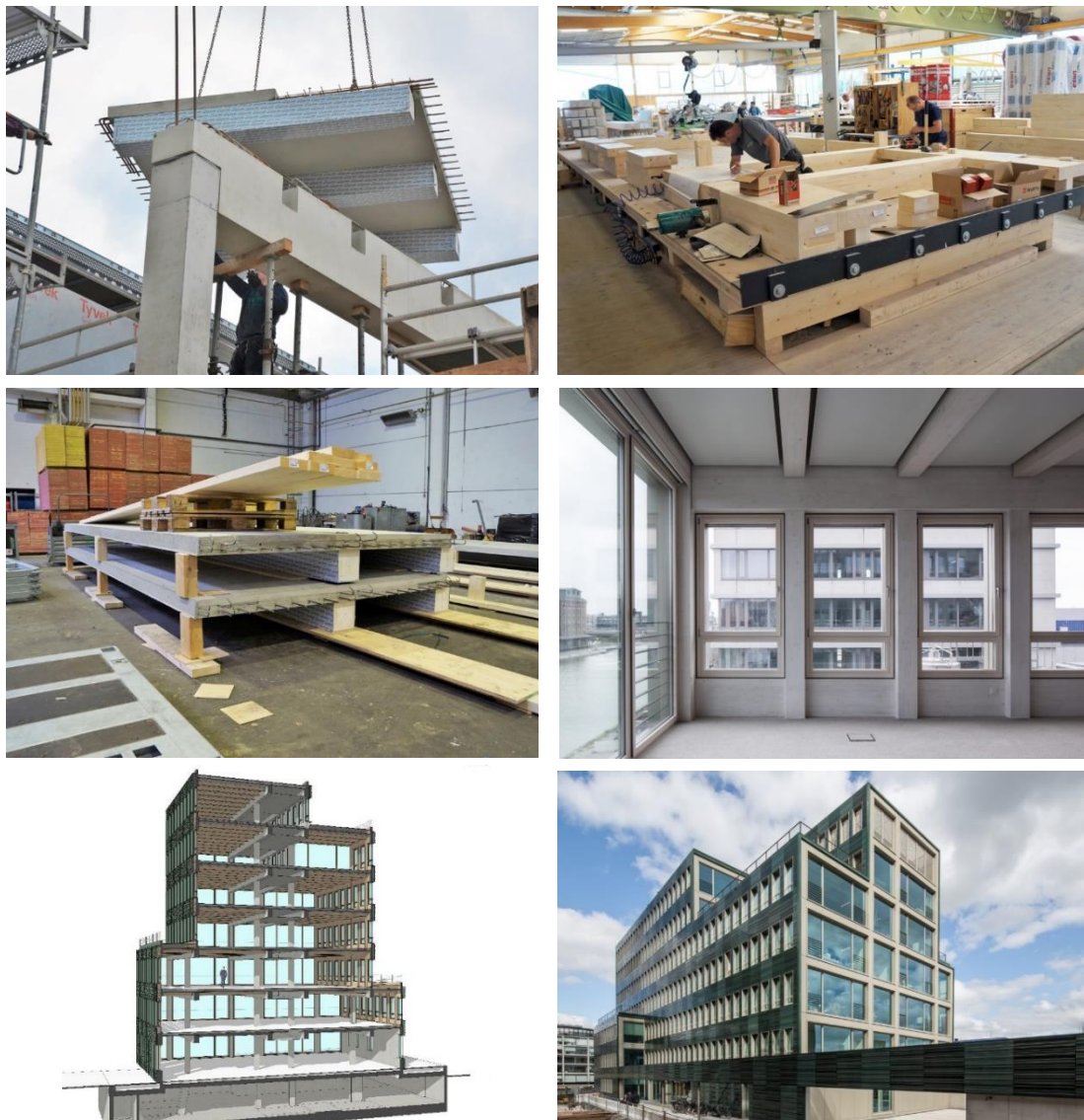


Abbildung 5-16: Fertigbauteile in Holz-Beton Hybridbau, Tragstruktur, Fertigstellung [84][85]

5.1.9 300 Meter-Holzturm für London 2016

Da dies immer noch eine Konzeptstudie ist, wird weiterhin geforscht, um neue Entwicklungen zu kreieren. Forscher der Universität Cambridge, PLP Architektur und die Bauingenieure Smith und Wallwork haben Pläne für den 300 m hohen Holzbau (80 Stockwerken) entwickelt und dem Oberbürgermeister vorgelegt. Laut den Entwicklern sollen 65.000 m³ Holz erforderlich sein, um das Projekt zu bauen. Dies könnte über 93.000 m² (1.000 Wohneinheiten) zur Verfügung stellen. Ziel dieser Studie ist es, dass derartige Gebäude aus Holz statisch realisierbar sind sowie ein schneller und kostengünstiger Bau im Gegensatz zu den Baustoffen Stahl und Beton möglich ist. Gleichfalls wollte man die hohe Brandsicherheit von Bauwerken aus Holz und deren geringes Gewicht genauer untersuchen. [86]

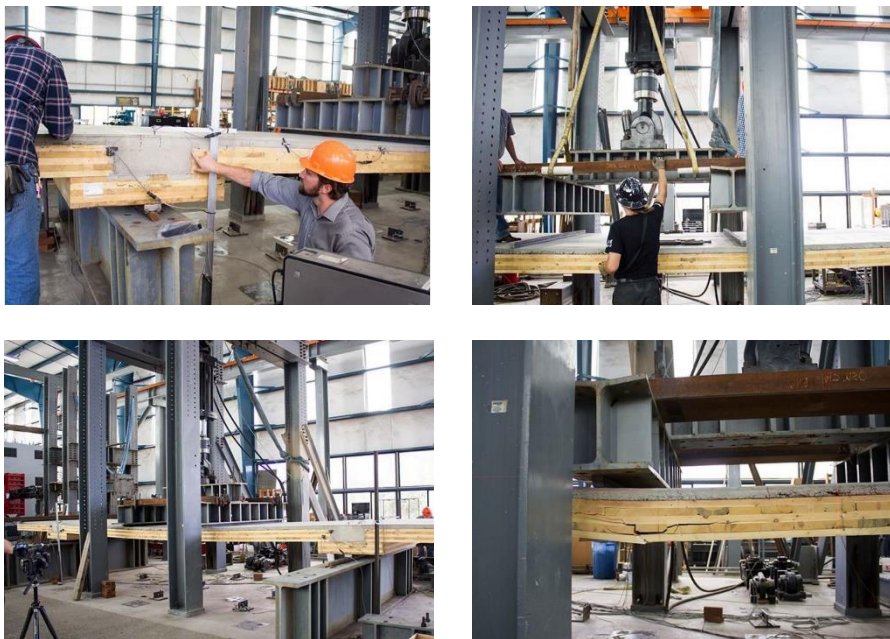


Abbildung 5-17: Die erfolgreichen experimentellen Untersuchungen [87]



Abbildung 5-18: 3D Visualisierung einer Konzeptstudie [87]

5.1.10 Brock Commons Tall Wood House TWBDI (The Tall Wood Building Demonstration Initiative), Studentenheim, Vancouver 2017

Das Studentenwohnheim in Vancouver ist eines der höchsten zeitgenössischen Holzgebäude (53 m hoch) der Welt. Der massive Holzrahmen wurde in etwa neun Wochen zusammengebaut. Bei herkömmlichen Materialien würde es drei bis vier Mal länger, also sechs bis acht Monate bis zur Fertigstellung dauern. Vom Projektbeginn bis zur Fertigstellung dauerte es insgesamt rund zwei Jahre. Das Gebäude wurde in Hybridbauweise (aus Holz und Beton) hergestellt. Die 17 Stockwerke aus Brettspertholz-Bodenplatten und Brettschichtholz-Säulen liegen über einem einstöckigen Betonpodest mit zwei Treppenhäusern und zwei Aufzugschächten aus Stahlbeton. Die Holzbauelemente bestehen aus diversen Schichten, die durch Klebstoff, Nägel oder Holzdübel verbunden sind. Die Struktur ist ziemlich stark, steif und stabil und bleibt trotzdem sehr leicht. [88]

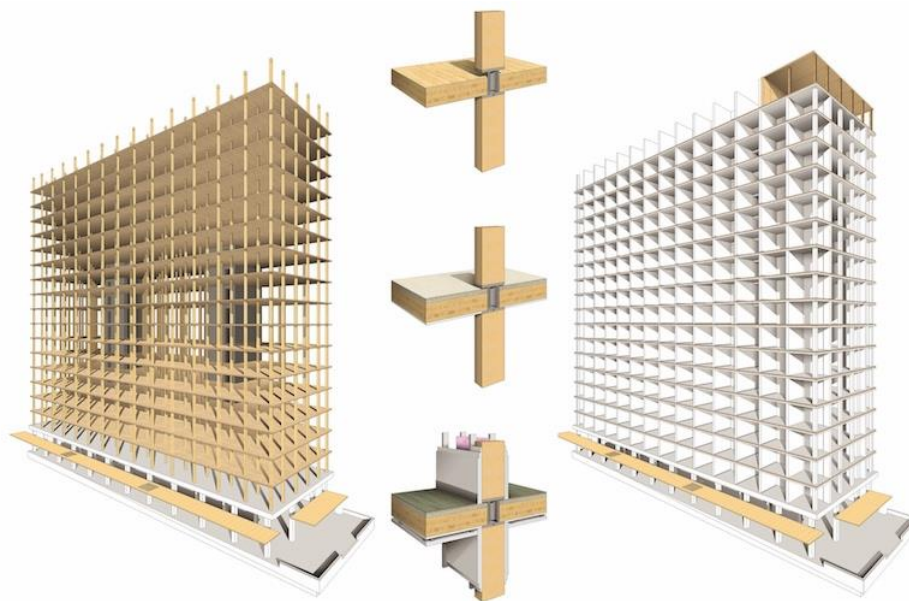


Abbildung 5-19: Das Systemdesign einer hybriden Struktur Holz-Beton Verbund [89]

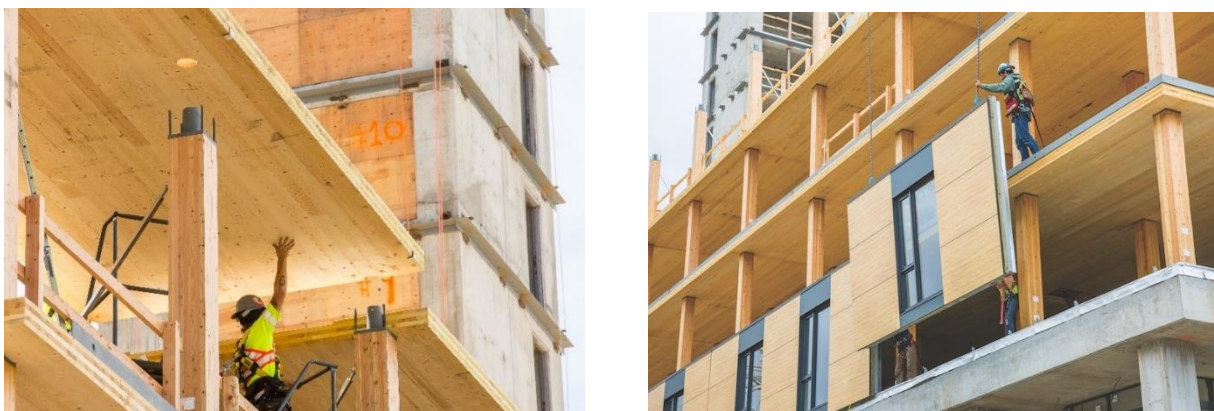


Abbildung 5-20: Hybridmasse Holz-Beton, BSP-Bodenplatten mit BSH-Säulen [89]

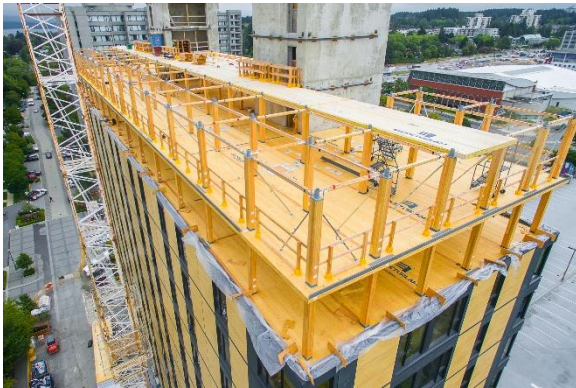


Abbildung 5-21: von Rohbau mit Holztragwerk, Montage der BSH-Deckenplatten, Aufstellen der BSH-Stützen bis zur Fertigstellung des Projektes [89]

5.1.11 HoHo Turm, Wien 2018

Mit 24 Stockwerken und 84 m Höhe ist das HoHo Wien weltweit das höchste Gebäude, das in Hybridbauweise fertiggestellt wird. Der Kern des Turmes wird aus Betongefertigt und 75 % des Hochhauses bestehen aus Holz. Die Decken werden aus Massivholz mit einer dünnen Betonschicht hergestellt (Fertigteilelemente), dadurch wird auch die Bauzeit reduziert und die Grundrisse flexibel gestaltbar. Der Ausgangswerkstoff der Stützen ist Buchen mit der Güteklasse GL70. „BauBuche GL70 ist der neue Hochleistungsträger aus regionalem Buchenholz. Dank seiner hohen Festigkeit ermöglicht BauBuche GL70 schlanke Konstruktionen für hohe Lasten und große Spannweiten.“ [90]. Das Montageprinzip setzt sich aus dem Aufstellen der Stützen, dem Versetzen der FT Unterzüge, dem Auflegen der HBV Decken und abschließend dem Vergießen der Fertigteile. Es werden vertikale Zugverankerungen von Stützen und Wänden sowie horizontale Zugverankerungen für jede Geschossdecke miteingeplant. [91][92]

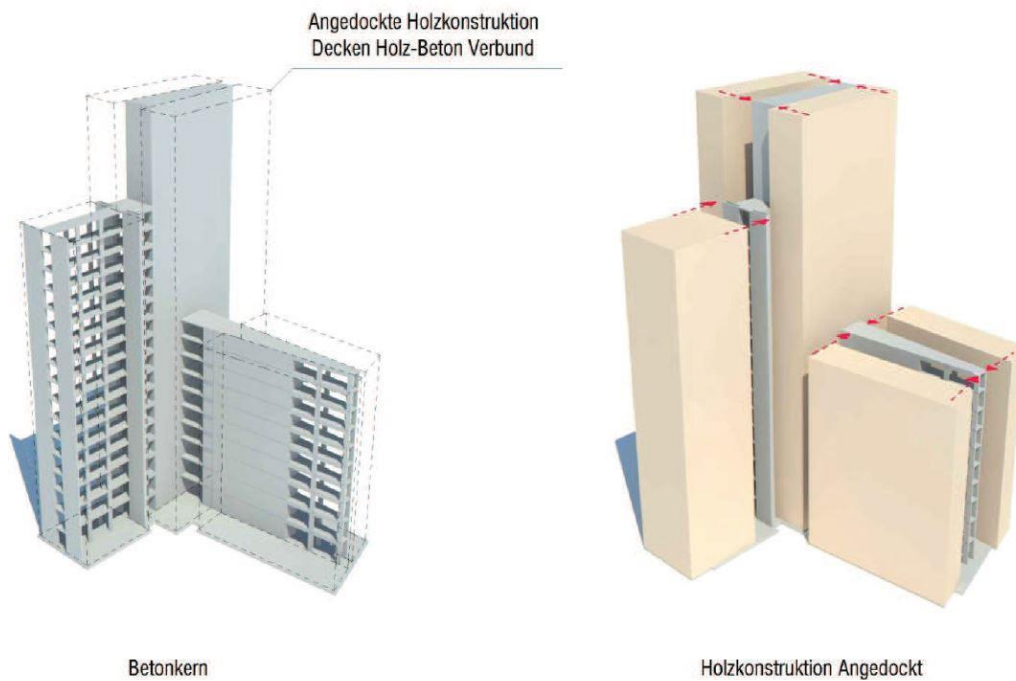


Abbildung 5-22: statisches Grundkonzept [92]

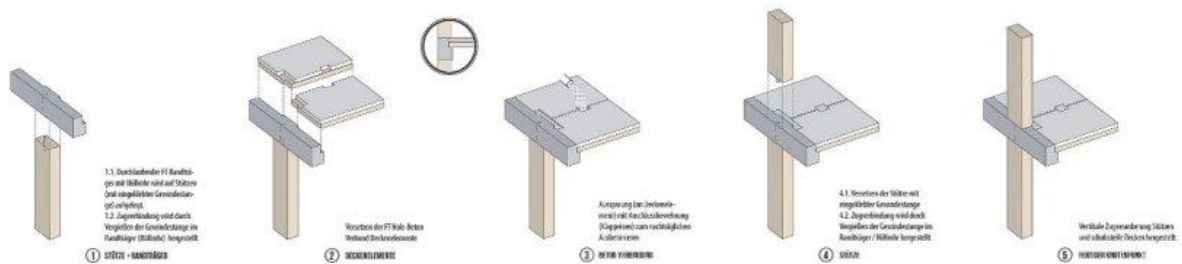


Abbildung 5-23: Darstellung der Regelknoten [92]

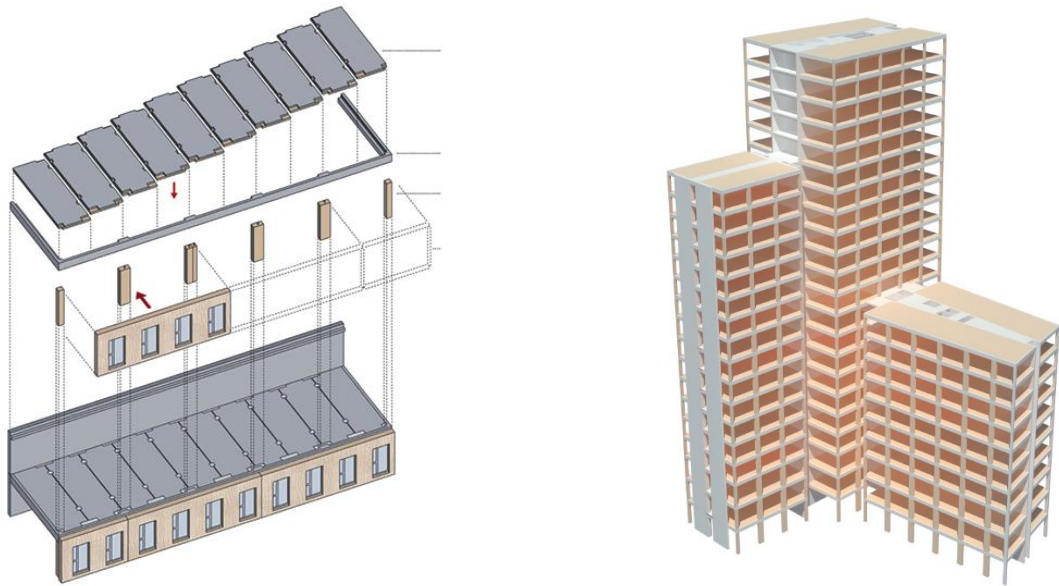


Abbildung 5-24: Visualisierung von Montageprinzip und Tragsystem [92]

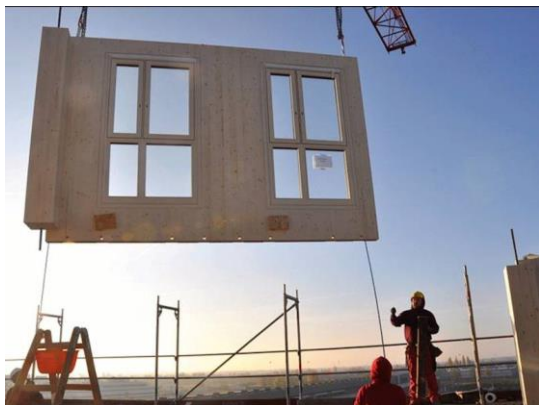


Abbildung 5-25: Dokumentation der Bauausführung, Betonkern mit Holzkonstruktion [93]

5.1.12 Schlussfolgerung - Stand der Technik

Es gibt weltweit noch viele weitere Beispiele, die zu dieser Liste hinzugefügt werden könnten, doch diese Auswahl von mittelgroßen Gebäuden, Hochhäusern und Entwürfen ist für die Entwicklungstendenzen der modernen holzbasierten Konstruktionen ausreichend repräsentativ.

Es zeigt sich, dass die Nutzung von Holz-Beton-Verbundlösungen sehr häufig gewählt wird. Diese konstruktive Vorgehensweise verwendet Stahlbeton-Platten in der Druckzone, Holz in der Zugzone und verschiedene Arten von Schubverbindungsstrategien zur Kopplung beider Materialien. Gerade diese Bauweisen stellen eine der Hauptherausforderungen der Holz-Beton-Verbund-systeme dar. Sowohl eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit als auch Duktilität des Systems müssen gewährleistet werden. Über die Jahre wurden verschiedenste Verbindungssysteme untersucht. [47]

Wie die hier vorgeschlagenen Konstruktionen sollte das Problem der mitwirkenden Breite für hybride Konstruktionen sorgfältig untersucht werden. Die vorhandenen Normen und Testergebnisse fokussieren sich auf die einfache Verbindung von Holz und Beton sowie Stahl und Beton. Als Referenz können die Berechnungsverfahren und empfohlenen Werte berücksichtigt werden. Jedoch könnte die Kombination der drei verwendeten Materialien auch zu einer anderen Art von Ergebnis führen. Zudem hätte die individuelle Leistungsfähigkeit der verschiedenen Verbinder einen Einfluss auf die Werte der mitwirkenden Breite und sollte entsprechend berücksichtigt werden.

Die bestehenden Verbindungsmethoden von Holz und Beton bieten gegenüber den Stahlverbindungen eine Variation an Verbindungssteifigkeitswerten. Es erscheint daher sinnvoll, sich unter den verschiedenen Optionen auf jene zu konzentrieren, welche steifere Verbindungen ermöglichen. Diese sind geklebte und gekervte Verbindungen. Vermutlich sind diese Arten der Verbinder nicht so steif wie die Stahl-Beton Verbindungen, aber einigen Autoren zufolge können sie durchaus hohe Werte erreichen. [47]

6 Experimentelle Untersuchungen

6.1 Einführung

Die experimentellen Untersuchungen wurden an der Camillo Site Lehranstalt durchgeführt. Um die Schubkraftübertragung und den Kontakt zwischen den Materialien herzustellen, streben die vorgeschlagenen Verbindungen nach möglichst einfachen und geometrischen Lösungen. Die meisten herkömmlichen Deckenlösungen aus Holz-Beton oder Stahl-Beton Verbund nutzen eine Reihe an Verbindungen wie Stahlbleche, Schrauben, Kerven und andere Methoden um die Verbundwirkung zwischen den verwendeten Materialien zu erreichen. Eine optimale Möglichkeit bieten die innen liegenden abgekanteten Stahlelemente eines Verbundträgers (Abbildung 6-1 (c)), um die Realisierung der Verbindungskomponenten ohne die Notwendigkeit zusätzlicher Schrauben oder weiterer Bleche für die Verbindung zwischen Stahl und Beton entstehen zu lassen. Um eine passende Verbindung zwischen Stahl und Beton erreichen zu können, werden minimale Änderungen in der Gestaltung des abgekanteten Stahlquerschnitts vorgenommen.

Für die experimentelle Untersuchung des Stahls werden folgende vier Varianten vorgeschlagen: Die ersten zwei Lösungen sind schlanke Profile mit eingeschnittenen Puzzleleisten im Steg. Diese Profile zeigten Heinemeyer [56] zufolge eine Übertragungskapazität für hohe Schubkräfte und erlauben eine ausreichende Verformung für eine Umlagerung der Schubspannungen in der Verbundfuge. Diese Ergebnisse wurden jedoch mit handelsüblichen individuellen Profilen erreicht, welche eine größere blechstärke als 3 oder 4 mm aufweisen (welche bisher für den Holz-Stahl Verbundträger verwendet wurden). Die anderen beiden Optionen gewährleisteten durch eingeschnittene Puzzleleisten im Obergurt oder perforierte Obergurte eine Schubkraftübertragung zwischen Stahl und Beton. [47]

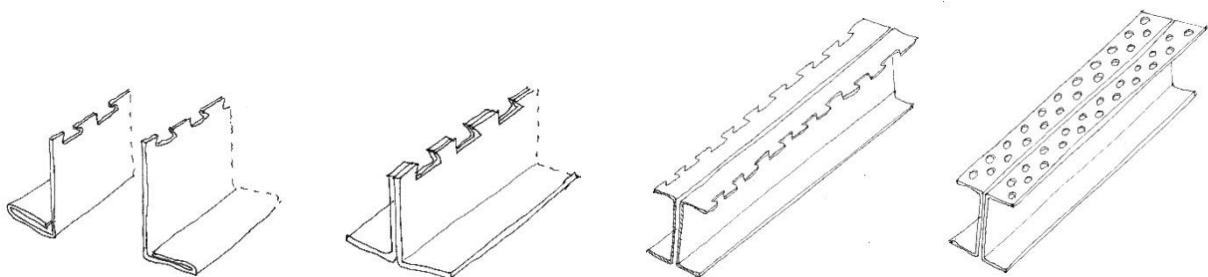


Abbildung 6-1: entwickelte Lösungen für die Stahlkomponente des Verbundsystems:
(a) Kaltverformte Profile (zweifaches Abkanten + Schneiden), (b/c) Standard kaltverformte Profile
(Abkanten + Schneiden), (d) Kaltverformte Profile (Abkanten + Perforieren) [47]

In Abbildung 6-2 ist die Verbindung zwischen den Holzelementen und der Betonplatte dargestellt. Kerven werden im oberen Bereich des Holzträgers seitlich gesägt. Im Bereich

darunter werden Nuten auf die gleiche Seite gesägt, welche die Stahlflansche aufnehmen. An die Stelle, an der die Schubkräfte am höchsten sind, werden die Kerfen graduell über die Spannweite verteilt und gleichzeitig verdichten sie sich im Bereich der Auflager. Das Abheben der Betonplatte von den Holzkernen sollte die bestehende Verbindung zwischen Stahl und Beton verhindern.

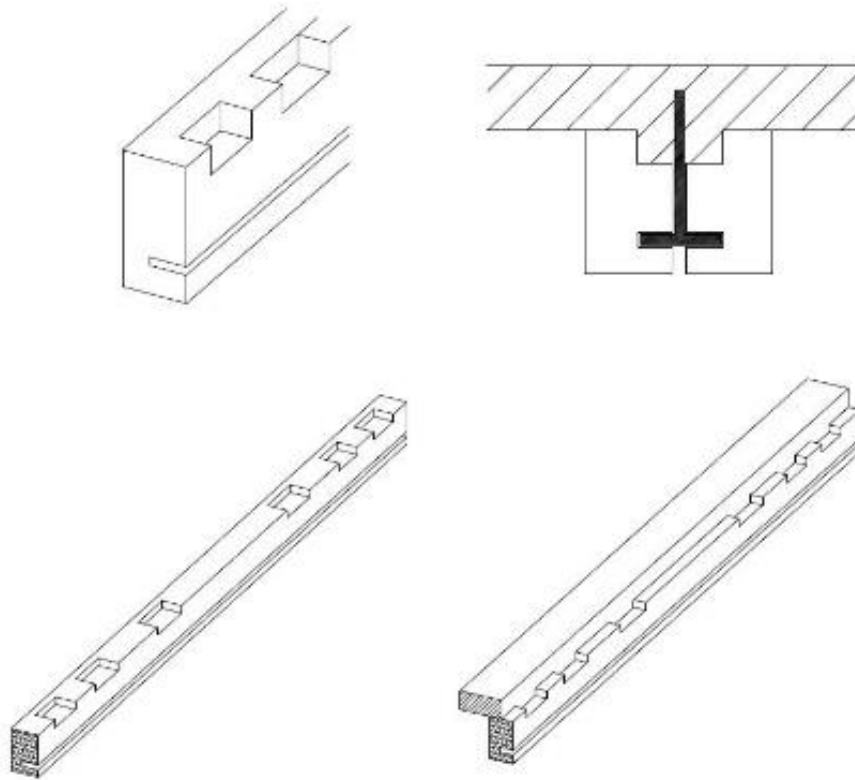


Abbildung 6-2: vorgeschlagene Lösungen für die Holz-Beton-Verbindung des Systems

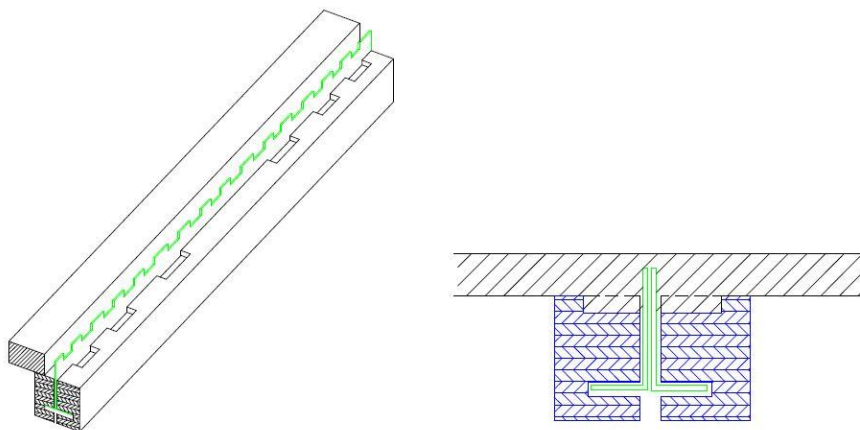


Abbildung 6-3: vorgeschlagene Lösungen für die Stahl-Holz-Beton-Verbundstruktur mit eingeschnittenen Puzzleleisten im Steg

6.2 Berechnungen

Eine Reihe von Berechnungen für die Konzeption des Querschnittes und der Evaluierung des statischen Verhaltens wurden durchgeführt. In einem ersten Ansatz wurden mehrere Querschnittskonzepte unter Annahme eines vollkommenen Verbundes aller drei Materialien untersucht. Das entspricht einem 100 %igen Verbundverhaltens.

Dies entspricht einer äußerst optimistischen Berechnungsgrundlage, liefert gleichwohl Daten darüber, welches Verhältnis der Materialien für den perfekten Fall vonnöten wäre.

Für die anschließenden und präziseren Berechnungsmodelle werden die Schubanalogie und das Gammaverfahren verwendet. Das bedeutet, dass die Steifigkeit der Verbindung zwischen den Elementen nicht mehr als vollkommen angenommen wird. Die Werte der Flexibilität wurden geschätzt, zusätzlich wird eine Parameterstudie durchgeführt um durch den Vergleich mit den ermittelten Testergebnissen jenes angenommene Verhalten zu bestimmen, welches mit dem realen am besten übereinstimmt. [47]

6.3 Geplante Tests

6.3.1 Abscherversuche

Die Durchführung einer Serie von Tests war geplant. Im ersten Schritt wurden kleine Probekörper vorgesehen, welche für eine Studie der andersartigen Verbindungsmöglichkeiten zwischen Stahl und Beton sowie Holz und Beton unter Schubbelastung ausgelegt sind. An dieser Reihe werden Abscherversuche durchgeführt, der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6-4 dargestellt.

Abbildung 6-5 zeigt das Verbindungsproblem, das analysiert werden soll: Zum einen die Schubverbindung zwischen Holz und Beton, zum anderen jene zwischen Stahl und Beton. Diese beiden Typen der Verbindungen werden einstweilen alleinig überprüft, um unter den vorgeschlagenen Möglichkeiten die optimiertesten Verbindungslösungen zu finden und später sämtliche drei Materialien zu kombinieren. [47]

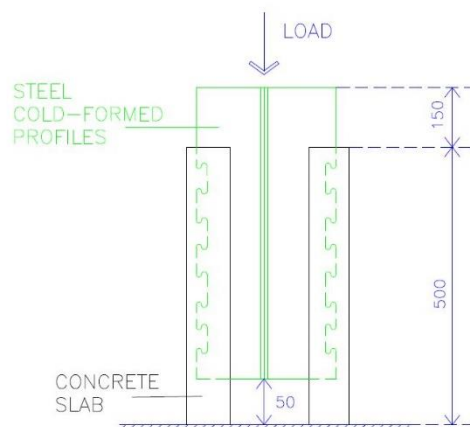


Abbildung 6-4: vereinfachte Skizze des Versuchsaufbaus eines Abscherversuches

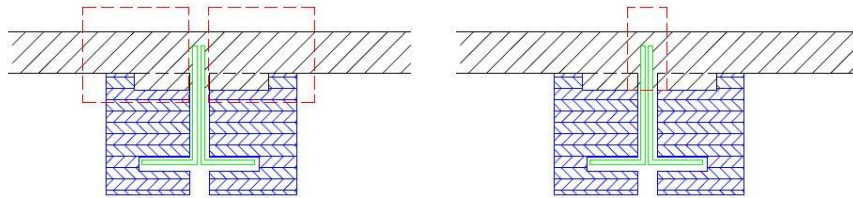


Abbildung 6-5: zunächst in Einzelabscherversuchen zu untersuchende Verbindungen, die dann zu einer allgemeinen Lösung zusammengefasst werden; (a) Holz-Beton-Schubverbindung, (b) Stahl-Beton Schubverbindung

6.3.2 Versuche in Originalgröße

Der zweite Schritt besteht aus kurzzeitigen Vierpunktbiegeversuchen von Rippeneckenelementen, um das grenzüberschreitende statische Verhalten mit Fokus auf Faktoren wie der mitwirkenden Breite und Versagenssmodi, zu analysieren. Abbildung 6-6 zeigt einen exemplarischen Versuchsaufbau für vollmaßstäbliche Biegeversuche.

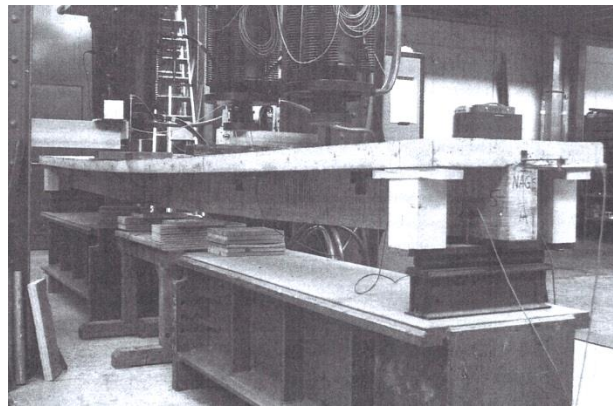


Abbildung 6-6: Versuchsaufbau für Biegeversuche in Originalgröße [94]

Der Vergleich der Lösungen aus den Abscherversuchen und den vollmaßstäblichen Biegeversuchen wird genutzt um die Berechnungsmodelle zu verifizieren und zu kalibrieren.

6.3.3 Zusätzliche Versuche

Die Untersuchung der Verbindung zwischen den verschiedenen, vorgefertigten oder halbvorgefertigten Elementen sollte gleichfalls getestet werden. Das monolithische Verhalten und die erforderliche Steifigkeit gegenüber Beulen und Brand der Scheibenverhalten der Decke muss für die Gesamtaussteifung des Gebäudes garantiert sein. Weiterhin sind Brandschutzversuche der Rippeneckenelemente vorgesehen. Die Schutzfunktion, welche die Holzkomponenten gegenüber den Stahlteilen und Verbindungsmitteln im Inneren des Querschnitts bieten können, sollte verifiziert werden.

6.4 Die Versuchsreihen

Im November 2016 wurden die ersten Prüfkörper für die kleinformatischen Abscherversuche zufolge Eurocode 4 Anhang B (siehe Abbildung 6-4) hergestellt. Die anderen Versuchsreihen wurden in den nächsten Monaten durchgeführt. Das Hauptaugenmerk liegt auf der Untersuchung ausgewählter Schubverbindungsverfahren zwischen Stahl und Beton, ebenso Holz und Beton unter Berücksichtigung folgender Forschungsziele: [47]

- Schubtragfähigkeit und Versagensmodi der Verbindungsmethoden
- Deformationsvermögen der Verbindungsmethoden zur Ermittlung der Duktilität
- Verifizierung der Rechenmodelle sowie deren Kalibrierung
- Vergleich der mechanischen Eigenschaften verschiedener Verbindungsmethoden zur Festlegung des endgültigen Querschnittes für die Biegeversuche in Originalgröße

6.4.1 Prüfkörper

Es wurden insgesamt 16 Prüfkörper produziert und getestet, welche wiederum in vier Serien unterteilt werden.

Die kaltverformten Stahlprofile werden aus S235 JR-Blechen mit 3 oder 4 mm Ausmaß hergestellt, welche vom Unternehmen Göcke GmbH & Co. KG im Nachhinein abgekantet und anhand einer Laserschneideanlage in die ausgewählte Beschaffenheit gebracht werden. Drei ausgewählte Geometrien für den Verbundteil des Bleches wurden analysiert und mit einer Kontrollserie verglichen, welche der Ermittlung des reibungsbedingten Schubwiderstands dient.

Für die Holz-Beton-Verbindung wurde die Möglichkeit der Holzkerven gewählt, die mittels fünf Probekörpern getestet wird. Es wurde Brettschichtholz GL24c der MayrMelnhof Holz Holding AG verwendet und in der Laboreinrichtung der HTL Leberstraße zurecht gesägt.

Die Stahl- und Holzelemente werden beim Betonieren der Betonelemente beidseitig in jene eingespannt. Die Länge der Betonelemente beträgt 650 mm, die der Stahl- und Holzelemente 600 mm. Der genaue Aufbau der Probekörper ist in 6.4.4 beschrieben.

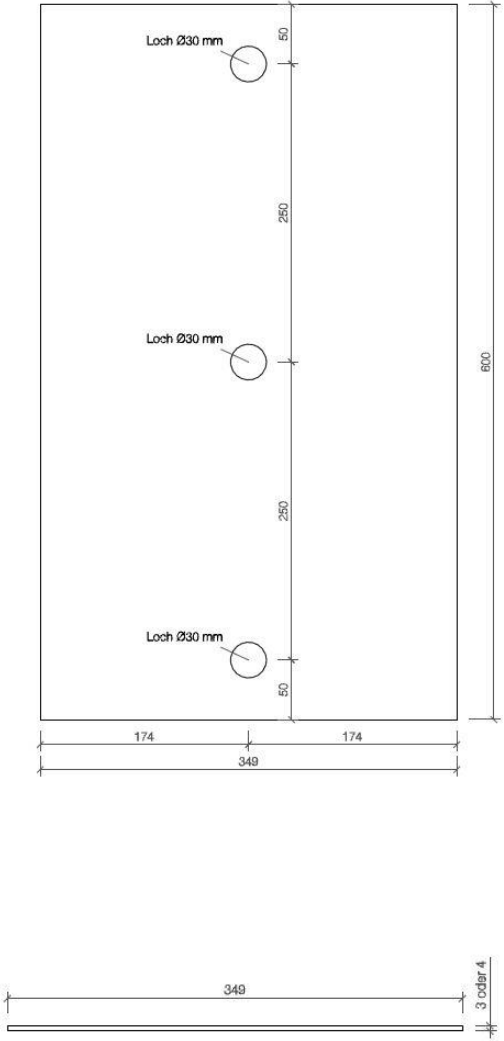
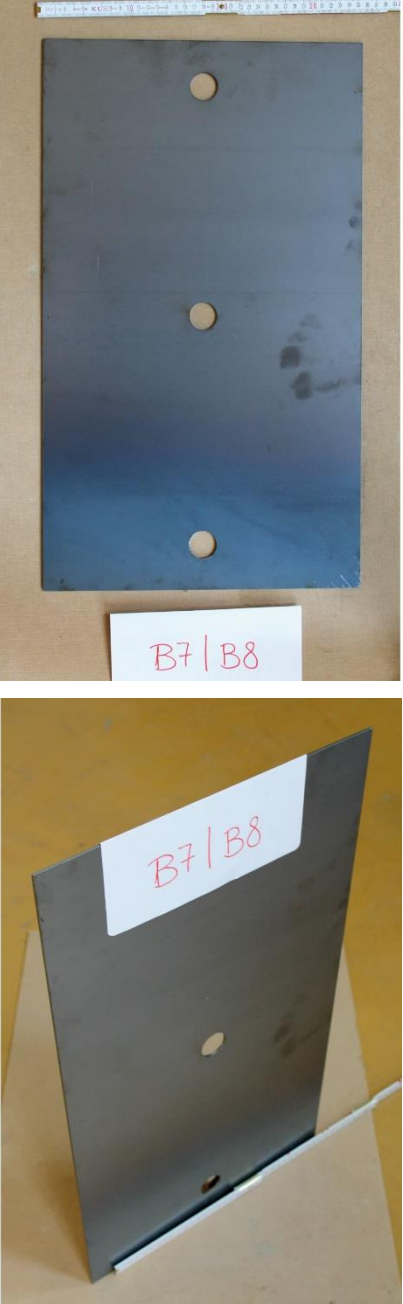
Die folgenden Tabellen zeigen eine Übersicht der zu testenden Holz- und Stahlelemente:

6.4.2 Stahl-Beton Verbindungen

6.4.2.1 Stahlblech – gerade

Die Probestplatte der Kontrollserie ist gerade und wird mit B7 für 3 mm bzw. B8 für 4 mm Stahlblechdicke bezeichnet. Ein Überblick über die Stahlgeometrie ist in Tabelle 6-1 zu sehen.

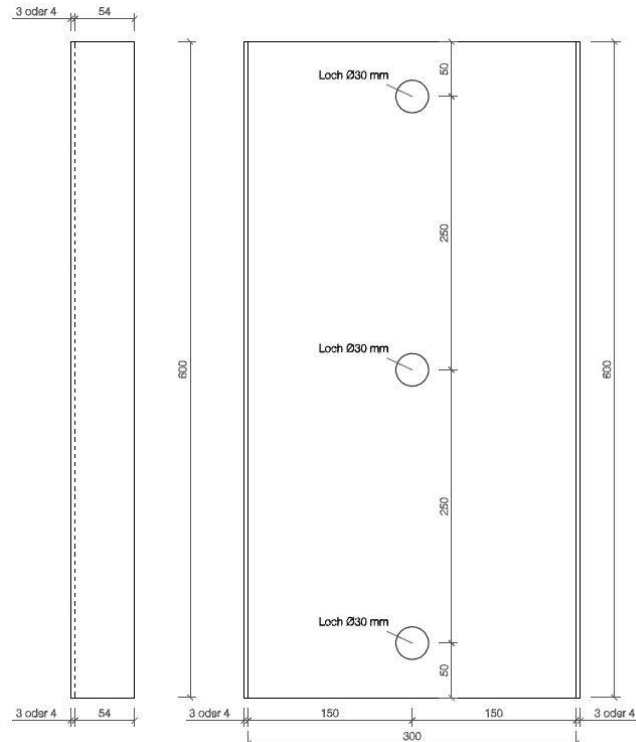

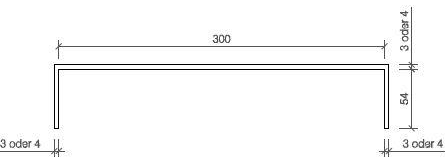

Tabelle 6-1: Überblick Probekörper Kontrollleiste gerade

| Kontrollserie gerade | B7, B8 | 3mm und 4mm Stahlblech 235 |
|--|--------|---|
|  <p>Technical drawing of a rectangular steel plate. The total height is 600 mm, divided into three 250 mm segments. The top and bottom segments have 50 mm margins. The total width is 349 mm, with 174 mm margins on each side. Each hole is labeled "Loch Ø30 mm". A detail shows a thickness of 3 mm or 4 mm.</p> | |  <p>Two photographs of the steel plate. The top photo shows the plate lying flat with three holes and a label "B7 B8". The bottom photo shows the plate standing upright on a support with the same label.</p> |

6.4.2.2 Stahlblech – abgekantet

Die Probeplatte der Kontrollserie ist abgekantet und wird mit B7 für 3 mm bzw. B8 für 4 mm Stahlblechdicke bezeichnet. Ein Überblick über die Stahlgeometrie ist in Tabelle 6-2 zu sehen.

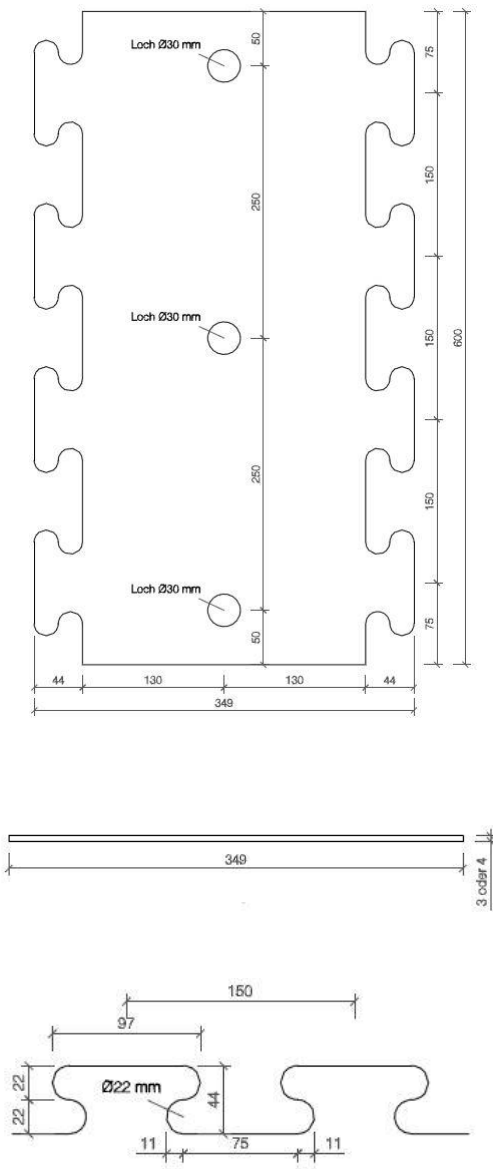


Tabelle 6-2: Überblick Probekörper Kontrollleiste abgekantet

| Kontrollserie abgekantet | B9, B10 | 3mm und 4mm Stahlblech 235 |
|---|---|----------------------------|
|  <p>Technical drawing of the control plate. It shows a side view with a height of 600 mm and a width of 54 mm. The top and bottom edges are labeled '3 oder 4'. The front view shows a total width of 300 mm, with a central hole diameter of 30 mm. The distance between the center of the hole and the nearest edge is 50 mm. The distance between the centers of the two holes is 250 mm. The distance between the center of the hole and the opposite edge is 50 mm. The bottom edge is labeled '3 oder 4'.</p> |  <p>Photograph of the control plate. A ruler is visible at the top. The plate is dark grey with three circular holes. A white label with red text 'B9 B10' is attached to the bottom. Handwritten text 'P. 7' is visible on the plate.</p> | |
|  <p>Technical drawing of the control plate showing the bent edge. The total width is 300 mm. The height of the bent edge is 54 mm. The top and bottom edges are labeled '3 oder 4'.</p> |  <p>Photograph of the control plate showing the bent edge. A white label with red text 'B9 B10' is attached to the top. Handwritten text 'P. 7' is visible on the plate.</p> | |

6.4.2.3 Puzzleleiste – gerade

Die modellierten Platten sind gerade Puzzleleisten, die mit B1a oder B1b für 3 mm und B2a oder B2b für 4 mm Stahlblechdicke gekennzeichnet sind. Ein Überblick über die Stahlgeometrie ist in Tabelle 6-3 zu sehen.

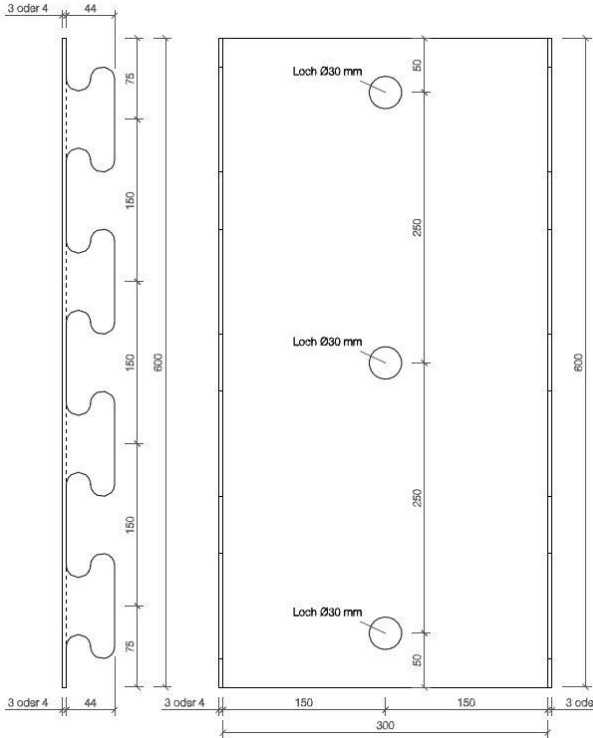


Tabelle 6-3: Überblick Probekörper Puzzleleiste gerade

| Puzzleleiste gerade | B1a, B1b, B2a, B2b | 3mm und 4mm Stahlblech 235 |
|--|---|--|
|  |  |  |

6.4.2.4 Puzzleleiste – abgekantet

Die modellierten Platten sind abgekantete Puzzleleisten, die mit B3a oder B3b für 3 mm und B4a oder B4b für 4 mm Stahlblechdicke gekennzeichnet sind. Ein Überblick über die Stahlgeometrie ist in Tabelle 6-4 zu sehen.

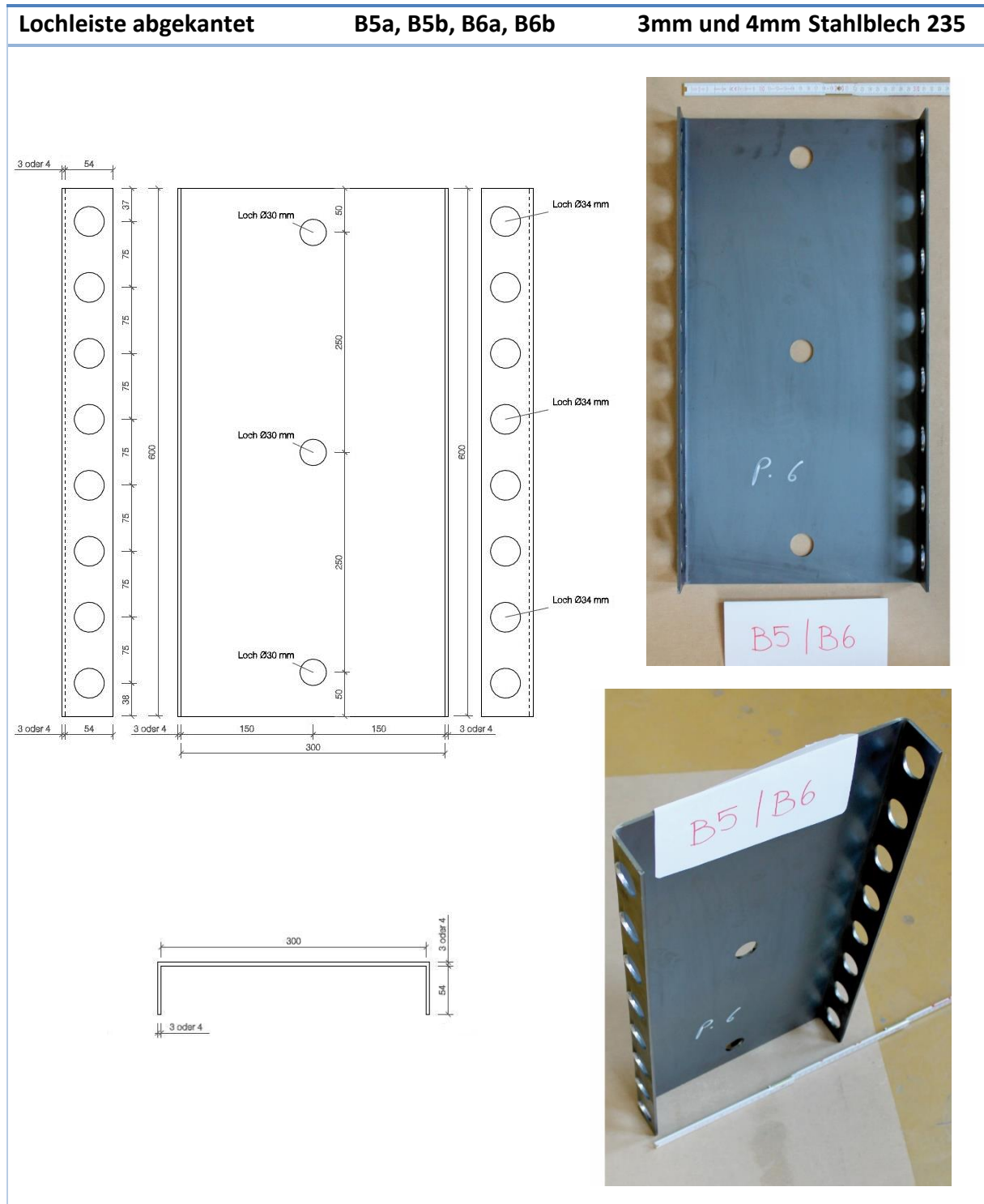
Tabelle 6-4: Überblick Probekörper Puzzleleiste abgekantet

| Puzzleleiste abgekantet | B3a, B3b, B4a, B4b | 3mm und 4mm Stahlblech 235 |
|--|---|---|
|  <p>The technical drawing shows the geometry of the puzzle strip. The side view (top left) shows a vertical strip with a total height of 600 mm and a width of 44 mm. It features three interlocking notches, each 75 mm high and 150 mm wide. The front view (top right) shows a 300 mm wide strip with three circular holes, each labeled 'Loch Ø30 mm'. The holes are spaced 280 mm apart, with 50 mm from the top and bottom edges. The bottom view (bottom left) shows the strip's profile with a 300 mm length and 44 mm height.</p> |  <p>A photograph of a dark grey puzzle strip with three circular holes. A white label with 'B3 B4' is attached to the bottom. The strip is marked with 'P. 3' in the center.</p> |  <p>A photograph of a dark grey puzzle strip with three circular holes, similar to the one above. A white label with 'B3 B4' is attached to the top. The strip is marked with 'P. 3' in the center.</p> |

6.4.2.5 Lochleiste – abgekantet

Die modellierten Platten sind abgekantete Lochleisten, die mit B5a oder B5b für 3 mm und B6a oder B6b für 4 mm Stahlblechdicke gekennzeichnet sind. Ein Überblick über die Stahlgeometrie ist in Abbildung 6-5 zu sehen.

Tabelle 6-5: Überblick Probekörper Lochleiste abgekantet



6.4.3 Holz-Beton Verbindung

6.4.3.1 Holz

Für die Schubverbindung zwischen Holz und Beton werden Holzkerven mit 30x30 mm und 200 mm Länge in das Holz eingeschnitten. Die Holzbetonproben sind mit A1a, A1b, A1c und A1d gekennzeichnet. Die Geometrie des Holzelements ist in Tabelle 6-6 zu sehen.

Tabelle 6-6: Überblick Probekörper Verbindungsmethode Holz

| Verbindungsmethode | A1a, A1b, A1c, A1d | Holz GL24c |
|--|--|---|
|  |  |  |

6.4.4 Die Herstellung von Beton

In der Camillo Sitte Versuchsanstalt wurden vier Schalungen hergestellt. Sie sollen für alle vier Versuchsgruppen wiederverwendet werden. Die Betonelemente wurden mit Q 188 A Betonstahlmatten (\varnothing 6mm, $a = 150$ mm) bewehrt. Vor dem Betoniervorgang wurden die Bleche und Holzelemente in der Schalung positioniert, wobei bei den Stahl-Beton-Probekörpern die vorher erwähnten Styrodurblöcke verwendet wurden. Ein exemplarischer Aufbau der Schalungen der Holz- und Stahlprobekörper ist in der untenstehenden Abbildung dargestellt.



Abbildung 6-7: Schalungsaufbau A1a (Holzkerven)



Abbildung 6-8: Schalungsaufbau B3a (Puzzleleiste abgekantet)

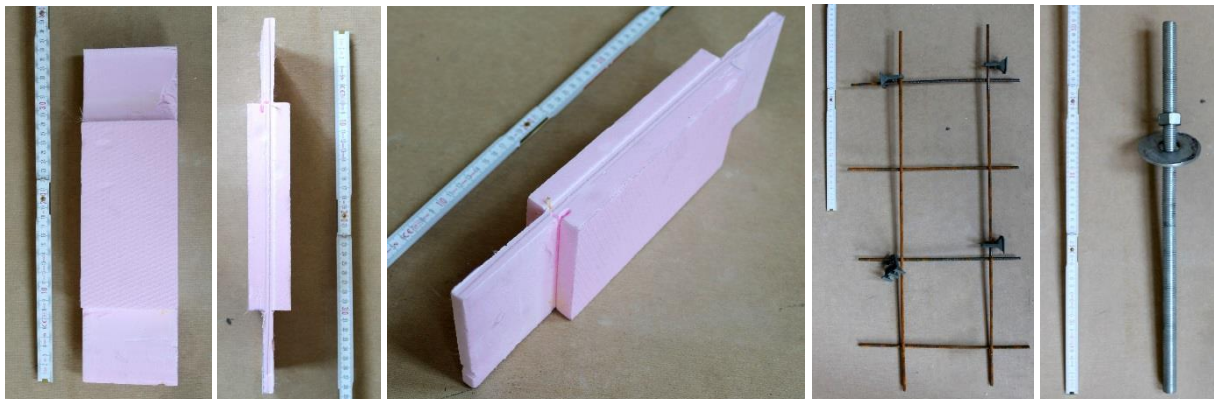


Abbildung 6-9: v.l.n.r.: Styrodurkörper, Betonstahlmatte, Gewindestange

Mithilfe der Schulklassen der Camillo Sitte Lehranstalt wurden die Probekörper betoniert. Die Schülerinnen und Schüler stellten pro Schulklasse zwei Partien eines SCC-Betons, eines selbstverdichtenden Betons, nachfolgender Rezeptur her, der für je einen Probekörper und zusätzliche Betonprüfwürfel ausreichen:

Tabelle 6-7: das Mischungsverhältnis für SCC-Beton, der in experimentellen Versuchen verwendet wurde

| Komponenten | Gewicht in kg |
|---|---------------|
| Portlandkompositzement Lafarge Zementwerke GmbH – der Schwarze | 15,60 |
| Wasser | 7,70 |
| Fließmittel TAL Betonchemie Handel GmbH | 0,27 |
| Gesteinkörnung 0/4 | 41,00 |
| Gesteinkörnung 4/8 | 11,30 |
| Gesteinkörnung 8/16 | 11,34 |
| Flugasche Lafarge Zementwerke GmbH - FluamixC | 6,80 |



Abbildung 6-10: Vorbereitung der Betonmischung und Bewehrung



Abbildung 6-11: Betonieren der Probekörper und der Probewürfel

Darüber hinaus hatten die Schülerinnen und Schüler die Gelegenheit, die Konsistenz der ersten Partie des selbstverdichtenden Betons via eines Ausbreitversuches zu überprüfen.



Abbildung 6-12: Ausbreitversuch erste Partie selbstverdichtender

Alle Probekörper wurden am vierten Tag nach dem Betonieren ausgeschalt. Um für den Fall des Versagens der Messgeräte die Verformungen gleichermaßen optisch nachzuvollziehen, wurde auf sämtliche Probekörper der Versuchsgruppen im mittleren Bereich sowie auf die Beton- wie auch die Stahl-/Holzelemente ein horizontales Raster mit 5 mm Abstand gezeichnet.

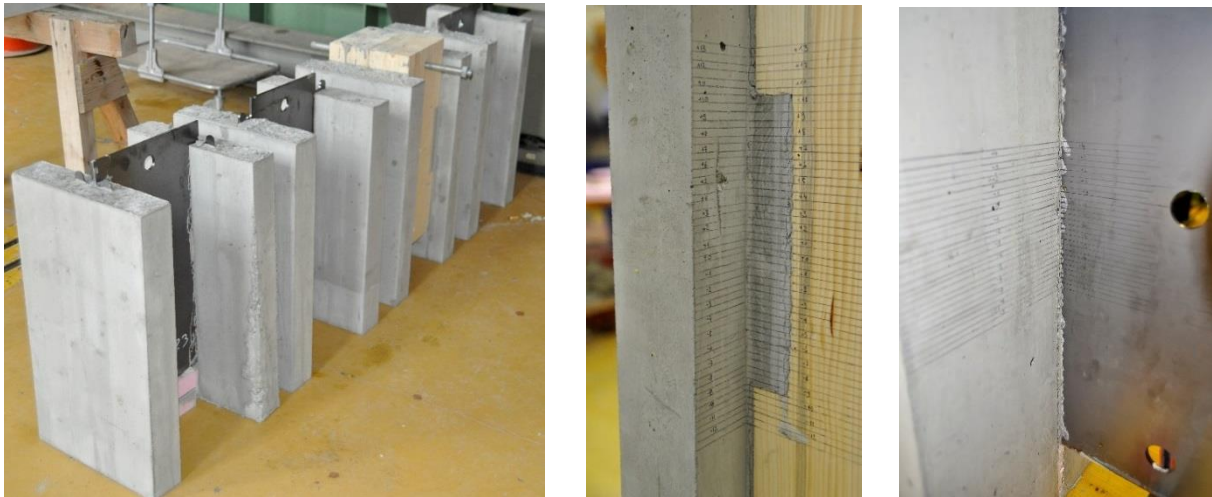


Abbildung 6-13: horizontaler Raster

Die Prüfwürfel wurden am 7. Tag, am 14. Tag und am Tag der ersten Abscherversuche, (32. Tag) nach dem Betonieren auf ihre Druckfestigkeit getestet. Die Eigenschaften des Betons wurden anhand seiner Dichte und seiner Druckfestigkeit bewertet. Diese Parameter wurden basierend auf dem Gewicht und der Druckfestigkeit von 150 mm-Würfeln geschätzt.



Abbildung 6-14: Betonwürfelprüfung

6.4.5 Versuchsprotokoll

6.4.5.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Abscherversuche der experimentellen Untersuchungen wurden in vier Versuchsreihen unterteilt. Die Testversuche sind in Tabelle 6-7 dargestellt.

Tabelle 6-8: Überblick der Testversuche (Abscherversuche)

| Serie | Kennzeichen | Betonieren | Abscherversuche |
|-------|------------------------|------------|--|
| 1 | A1a, B1a, B3a, B7 | 17.10.2016 | 18.11.2016 |
| 2 | A1b, B5a B2a, B8 | 07.11.2016 | 02.12.2016 12.12.2016 |
| 3 | B1b B4b B2b, B3b | 20.12.2016 | 26.01.2017 27.01.2017 30.01.2017 |
| 4 | B6a, B5b, A1c, A1d | 24.01.2017 | 22.02.2017 |

Tabelle 6-8 zeigt zwei Hauptgruppen, die auf der Basis des bestehenden Verbundmaterials und ihrer unterschiedlichen Parameter klassifiziert wurden.

Tabelle 6-9: Überblick der Probekörper mit verschiedenen Parameter

| Gruppe | Probekörper | Modell | Profil- stärke, Kerven- tiefe [mm] | Kante |
|-------------|--------------------|-----------------------------|---|--------------|
| Holz-Beton | A1a, A1b, A1c, A1d | Kerven | 30 | |
| Stahl-Beton | B1a, B1b | Puzzleleiste gerade | 3 | Asymmetrisch |
| | B2a, B2b | | 4 | |
| | B3a, B3b | Puzzleleiste abgekantet | 3 | Symmetrisch |
| | B4a, B4b | | 4 | |
| | B5a, B5b | Lochleiste abgekantet | 3 | Symmetrisch |
| | B6a, B6b | | 4 | |
| | B7 | Kontrollserie gerade | 3 | Asymmetrisch |
| | B8 | | 4 | |
| | B9 | Kontrollserie abgekantet | 3 | Symmetrisch |
| | B10 | | 4 | |

Die ersten acht Probekörper sind mit dem in Abbildung 6-7 und Abbildung 6-8 abgebildeten symmetrischen Aufbau produziert worden. Die Gesamtmaße des Prüfkörpers betragen $h/ b/ l = 70\text{cm}/ 40\text{cm}/ 35\text{cm}$. Für die Holz-Beton Abscherversuche werden zwei Holzelemente mit den Maßen $12\text{cm} \times 24\text{cm}$ und jeweils zwei lateralen auf halber Höhe eingeschnittenen Kerfen überprüft. Die beiden Holzelemente sind durch drei Gewindestangen im Abstand von 20 cm gekoppelt.

Gleichfalls bestehen die Stahl-Beton-Versuche aus zwei Stahlblechen, welche aneinander liegend, beidseitig bis zur Mitte des Betonelementes, d.h. mit ca. 33 mm Betondeckung, einbetoniert werden. Die Bleche sind gegenseitig nicht weiter gekoppelt. Um das Beulen der Bleche zu vermeiden, werden beidseitig mittels drei Gewindestangen Holzelemente an dem Blech befestigt, die ungeachtet dessen von alleine keinen Kontakt zum Betonkörper haben und somit keinen Beitrag zum Schubwiderstand leisten.

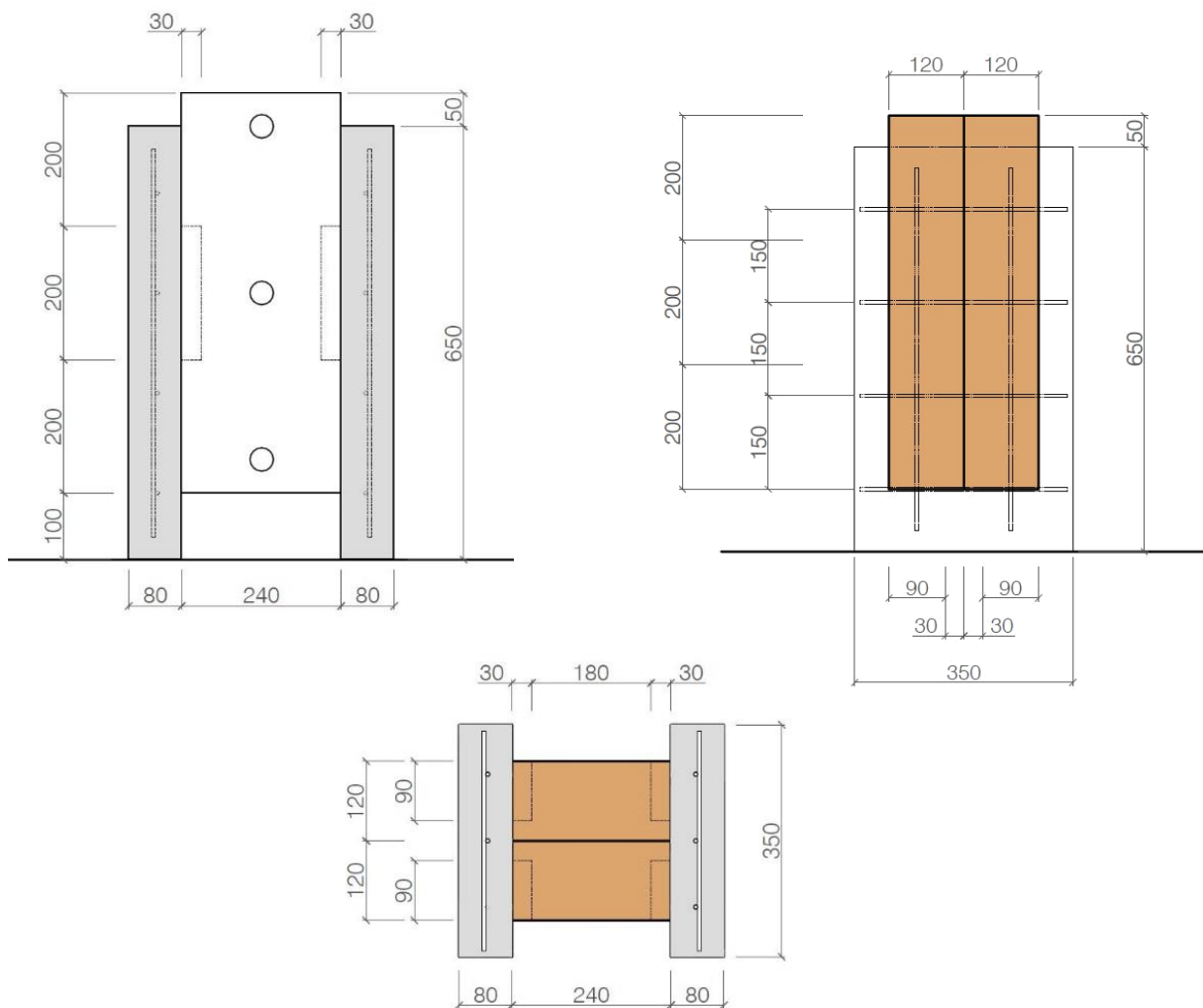


Abbildung 6-15: Probekörper Holz-Beton (A1),
links: Ansicht, mittig: Längsschnitt, rechts: Querschnitt, Maße in [mm] [47]

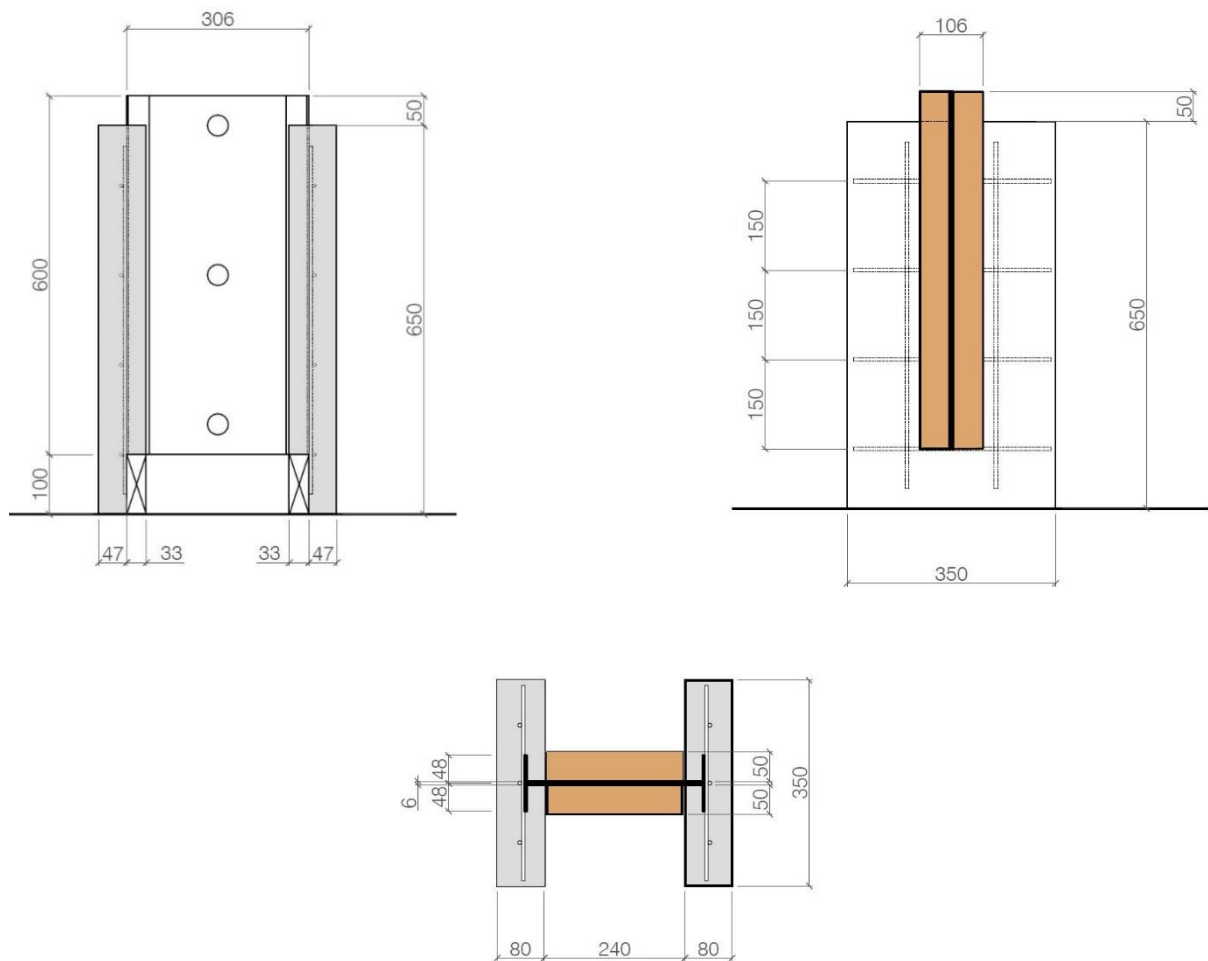


Abbildung 6-16: Probekörper Stahl-Beton (A3a - Puzzleleiste abgekantet), links: Ansicht, mittig: Längsschnitt, rechts: Querschnitt, Maße in [mm] [47]

Um eine Beeinträchtigung der Verformungs- und Festigkeitsergebnisse mit Hilfe des mittels Stahlblechstirnseiten übertragbaren Spitzendrucks zu vermeiden, werden bei dem Schalungsvorgang Styrodur-Elemente unterhalb der Bleche platziert, die vor Beginn des Versuches erneut entfernt werden (siehe Abbildung 6-9, Ansicht).

Die Probekörper werden entsprechend EC4, Anhang B zentrisch bis zur Bruchlast beansprucht. Die Last kann von einer hydraulischen Presse der Firma Walter+Bai AG mit einer Maximallast von 500 kN aufgebracht werden. Die Verformungen werden durch jeweils sechs Messgeräte gemessen und mit dem ALMEMO® 5690-2-Gerät erfasst und verarbeitet. Zusätzlich wird die Verschiebung via Presse sogar mit einer Genauigkeit von 0,01 mm einmal pro Sekunde gemessen.

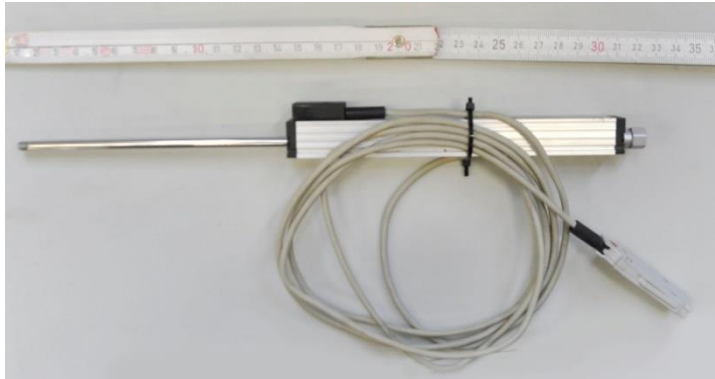


Abbildung 6-17: Messgeräte v.l.n.r. AMEMO® 5690-2; LVDT, Mitutoyo LVDT, Volcraft VC820, Kreulinienlaser

6.4.5.2 Versuchsgruppe 1 – Ergebnisse

Für die Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton wurden die ersten Testreihen durchgeführt, welche bis zum Bruch der Betonwürfel (150 x 150 x 150 mm) führten. In der folgenden Tabelle 6-10 ist die Kraft, die auf dem Betonwürfel ausgeübt wurde, dargestellt.

Tabelle 6-10: Mechanische Parameter der Betonproben für die erste Versuchsgruppe

| Testdatum und Probekörper | | Gewicht [g] | Dichte [kg/m ³] | P _{max} [kN] | Druckfestigkeit f _{ck} [N/mm ²] |
|--------------------------------------|----------|----------------|--------------------------------|--------------------------|---|
| 24.10.2016 (7 Tag) | B1a | 7800 | 2310 | 1304,3 | 58,0 |
| | B3a | 7700 | 2280 | 1229,5 | 54,5 |
| | A1a + B7 | 7800 | 2310 | 1251,7 | 55,5 |
| 04.11.2016 (18 Tag) | B1a | 7420 | 2200 | 1389,1 | 61,5 |
| | B3a | 7760 | 2300 | 1388,4 | 61,5 |
| | A1a + B7 | 7780 | 2310 | 1240,8 | 55,0 |
| 18.11.2016 (32 Tag) | B1a | 7720 | 2290 | 1293,8 | 57,5 |
| | B3a | 7680 | 2280 | 1308,6 | 58,0 |
| | A1a + B7 | 7800 | 2310 | 1298,8 | 57,5 |
| | A1a + B7 | 7780 | 2310 | 1237,2 | 55,0 |

6.4.5.3 Versuchsgruppe 2 – Ergebnisse

In Tabelle 6-11 sind die Ergebnisse der getesteten Betonwürfel für die Versuchsgruppe 2 dargestellt. Die Geometrie der Würfel ist gleich wie beim ersten Versuch (150 x 150 x 105 mm).

Tabelle 6-11: Mechanische Parameter der Betonproben für die zweite Versuchsgruppe

| Testdatum und Probekörper | | Gewicht [g] | Dichte [kg/m ³] | P _{max} [kN] | Druckfestigkeit f _{ck} [N/mm ²] |
|--------------------------------------|----------|----------------|--------------------------------|--------------------------|---|
| 14.11.2016 (7 Tag) | B2a | 7660 | 2270 | 573,1 | 25,5 |
| | B5a + B8 | 6840 | 2030 | 579,7 | 26,0 |
| 21.11.2016 (14 Tag) | A1a | 7660 | 2270 | 823,1 | 36,5 |
| | B2a | 7600 | 2250 | 724,0 | 32,0 |
| | B5a + B8 | 7100 | 2100 | 764,0 | 34,0 |
| 02.12.2016 (25 Tag) | | 7280 | 2160 | 877,5 | 39,0 |

6.4.5.4 Versuchsgruppe 3 – Ergebnisse

Die Tabelle 6-12 zeigt die Testergebnisse der Versuchsgruppe 3 mit der gleichen Geometrie der Betonwürfel (150x150x150 mm) wie bei dem vorherigen Versuchen.

Tabelle 6-12: Mechanische Parameter der Betonproben für die dritte Versuchsgruppe

| Testdatum und Probekörper | | Gewicht [g] | Dichte [kg/m ³] | P _{max} [kN] | Druckfestigkeit f _{ck} [N/mm ²] |
|--------------------------------------|----|-------------|-----------------------------|-----------------------|--|
| 20.12.2016 (21 Tag) | P1 | 7300 | 2160 | 1036,7 | 46,0 |
| | P2 | 7620 | 2260 | 1054,0 | 47,0 |
| | P3 | 7460 | 2210 | 1089,6 | 48,5 |
| 17.01.2017 (28 Tag) | P1 | 7540 | 2230 | 904,9 | 40,0 |
| | P2 | 7400 | 2190 | 925,8 | 41,0 |
| | P3 | 7540 | 2230 | 1031,0 | 46,0 |
| 26.01.2017 (37 Tag) | P3 | 7380 | 2190 | 1029,3 | 45,5 |
| | | 7080 | 2100 | 1107,0 | 49,0 |
| | | 7380 | 2190 | 1285,1 | 57,0 |
| | | 7340 | 2170 | 1152,1 | 51,0 |
| 27.01.2017 (38 Tag) | P2 | 7360 | 2180 | 966,4 | 43,0 |
| 30.01.2017 (41 Tag) | P2 | 7440 | 2200 | 1243,8 | 55,5 |

6.4.5.5 Versuchsgruppe 4 – Ergebnisse

Für die vierte Versuchsgruppe wurden die Betonwürfel nicht nur wie bei den vorherigen drei Versuchsreihen an der Luft erhärtet, sondern es wurden auch Betonwürfel unter Wasser erhärtet. Tabelle 6-13 ist zu entnehmen, dass das Wasserhärtungsverfahren keinen Einfluss auf die Verringerung der Betondruckfestigkeit hatte. Die Geometrie der Testproben war wie zuvor 150 x 150 x 150 mm.

Tabelle 6-13: mechanische Parameter der Betonproben für die vierte Versuchsgruppe

| Testdatum und Probekörper | | Gewicht [g] | Dichte [kg/m ³] | P _{max} [kN] | Druckfestigkeit f _{ck} [N/mm ²] |
|--------------------------------------|-----------|-------------|-----------------------------|-----------------------|--|
| 24.01.2017 (16 Tag) | P2 Wasser | 7720 | 2290 | 1027,5 | 45,5 |
| | P2 Wasser | 7740 | 2290 | 1050,6 | 46,5 |
| | P2 Luft | 7620 | 2260 | 1104,1 | 49,0 |
| 15.02.2017 (22 Tag) | P2 Wasser | 7700 | 2280 | 1394,4 | 62,0 |
| | P2 Wasser | 7900 | 2340 | 1356,2 | 60,5 |
| | P2 Luft | 7340 | 2170 | 1153,8 | 51,5 |
| 23.02.2017 (30 Tag) | P1 | 7540 | 2230 | 1458,4 | 65,0 |
| | P2 Wasser | 7700 | 2280 | 1341,7 | 59,5 |
| | P2 Wasser | 7660 | 2270 | 1305,8 | 58,0 |
| | P2 Luft | 7380 | 2190 | 1323,6 | 59,0 |
| | P2 Luft | 7460 | 2210 | 1347,3 | 60,0 |

6.4.6 Testkonfigurationen und Testergebnisse

Für alle vier Abscherversuche, die in Tabelle 6-14 dargestellt sind, wurden verschiedene Testkonfigurationen verwendet, die in Abbildung 6-18, Abbildung 6-19, Abbildung 6-20 und Abbildung 6-21 zu sehen sind.

Tabelle 6-14: Überblick der Probekörper für die Abscherversuche

| Serie | Probekörper |
|--------------|------------------------|
| 1 | A1a, B1a, B3a, B7 |
| 2 | A1b, B5a B2a, B8 |
| 3 | B1b B4b B2b, B3b |
| 4 | B6a, B5b, A1c, A1d |

Um die einwirkenden Kräfte (Belastung) der Presse auf den Probekörper zu verteilen, werden mehrere Stahlplatten (quadratisch) übereinandergestapelt und auf das Stahlprofil bzw. Holz gelegt. Zusätzlich werden zwischen Holzelementen und Stahlprofilen L-förmige Stahlelemente platziert. Von der Außenfläche der Holzelemente werden Vierkantplatten aus Stahl mit der Gewindestange zusammengehalten, um ein lokales Knicken der Stahlprofile zu verhindern. Für den dritten Probekörper (B1b) wurde die Belastung mittels zwei Zylindern und einem Stahlträger, wie in Abbildung 6-20 zu sehen, aufgebracht. Für den vierten Probekörper wurde das gleiche Verfahren wie bei den ersten beiden Versuchen verwendet.

Um die horizontale Verschiebung zu vermeiden und den Probekörper stabil zu halten, wurden die Füße der Betonelemente in allen Versuchsgruppen zusammengeklemmt. Dies kann ein Nachteil sein, der zu einer Überschätzung der Grenzlast und des Gleitmoduls führen kann.

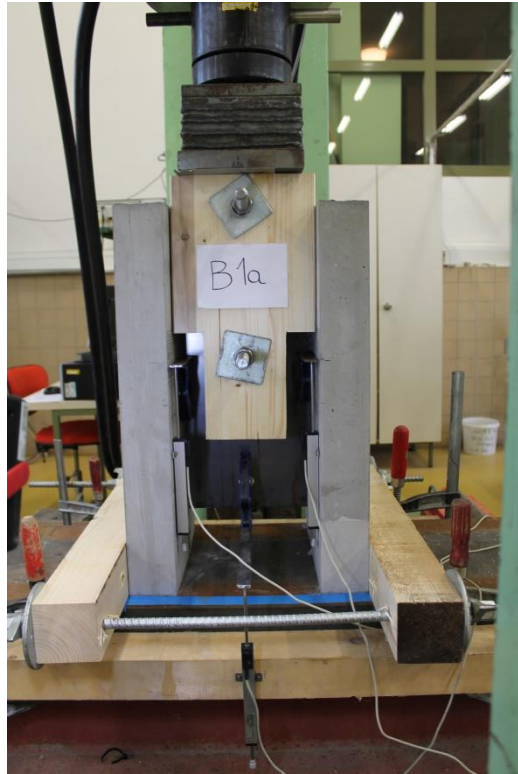


Abbildung 6-18: Überblick über die ersten Abscherversuche der Probekörper A1a, B1a, B7 und B3a

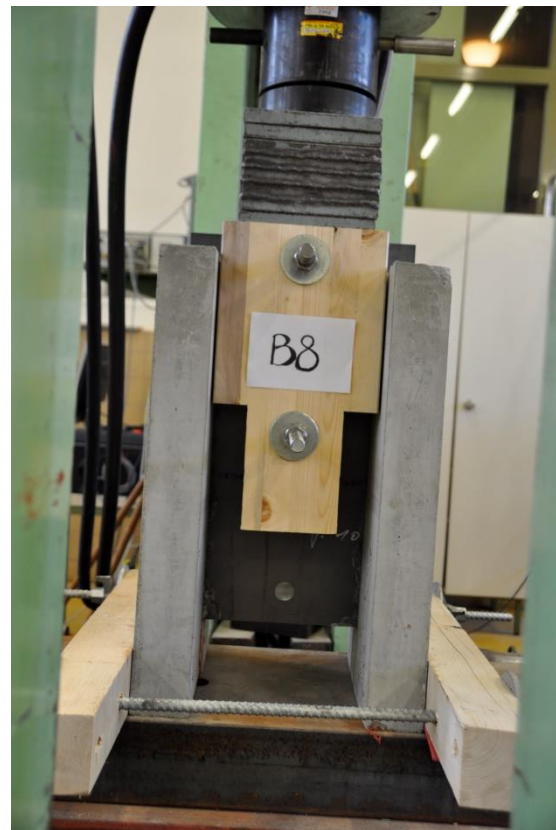
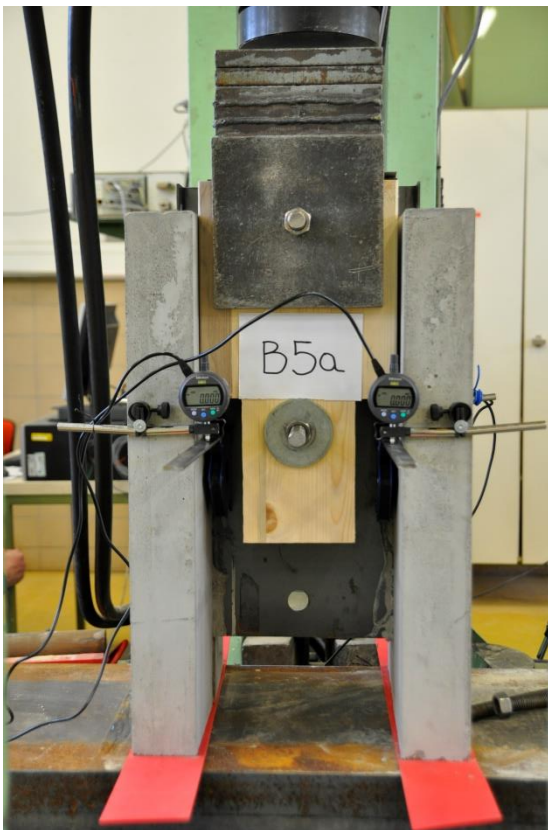
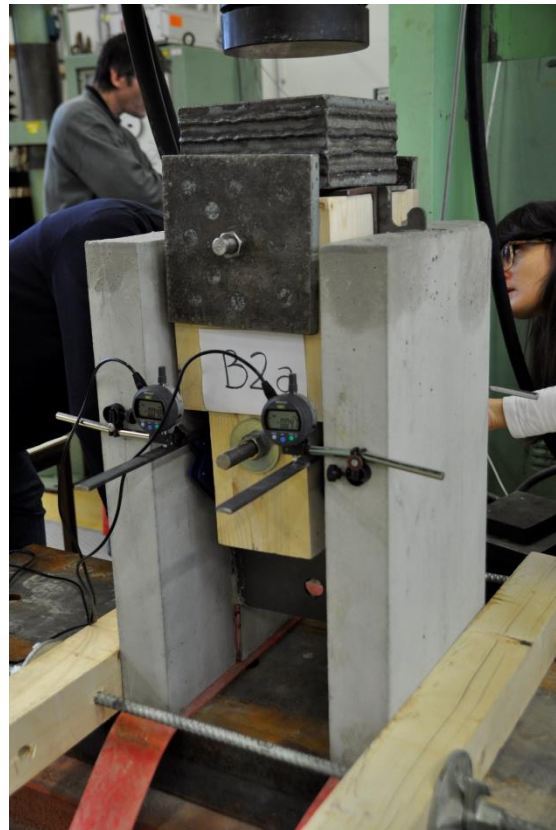
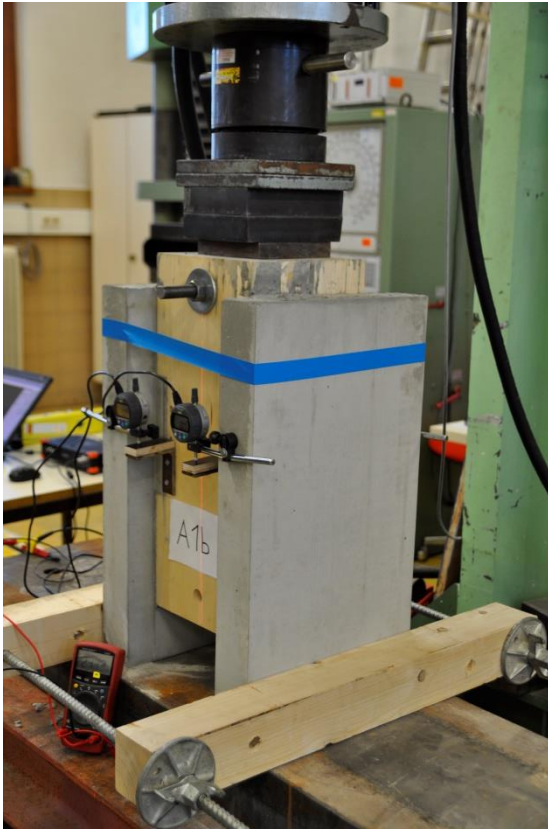


Abbildung 6-19: Überblick über die zweiten Abscherversuche der Probekörper A1b, B2a, B5a und B8

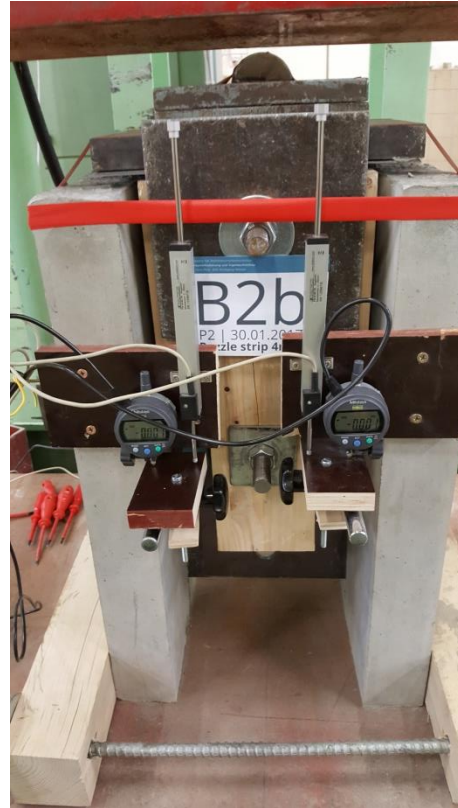


Abbildung 6-20: Überblick über die dritten Abscherversuche der Probekörper B1b, B2b, B3b und B4b

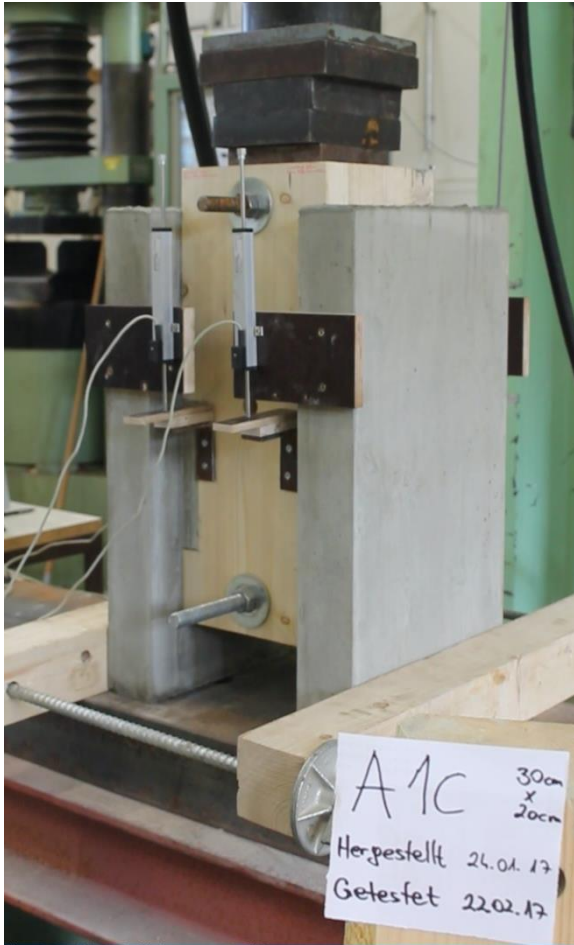


Abbildung 6-21: Überblick über die vierten Abscherversuche der Probekörper A1c, A1d, B5b und B6b

6.4.6.1 Holz-Beton Verbund – Testergebnis

In allen drei HBV-Probekörpern A1b, A1c und A1d war der Versagensmechanismus ein reiner Scherversagen, entlang der Tiefe des Holzes trat ein Riss auf. Im Bereich zwischen den Kerfen, d.h. am Rand der Lasteinleitungszone, wurde das Holz beidseitig und keilförmig gespalten, was in Abbildung 6-22 zu sehen ist. Während des gesamten Abscherversuches traten keine Risse in den Betonelementen auf. Die Geometrie der beiden Probekörper A1b und A1d war identisch, während die Geometrie von A1c anders war, nämlich dort wo die Kerfen nach unten versetzt waren. Gemäß der Belastungsverschiebung, welche keinen wesentlichen Unterschied zeigte, erreichte der Probekörper A1d die höchste Bruchlast, gefolgt von A1c. Die niedrigste Bruchlast erreichte der Probekörper A1b.



Abbildung 6-22: Holz-Beton-Verbundproben, Versagen; A1b (200/200/200 mm), A1d (300/200/100) und A1c (200/200/200 mm)

6.4.6.2 Puzzleleiste - gerade - Testergebnis

Die Puzzleleisten-Serie mit geradem Stahlblech weist mit einer Verschiebung des Probekörpers B2b von 1,549 mm die beste Scherverbindungsduktilität auf. Nach der Demontage des Probekörpers B2b (Abbildung 6-23) ist ein Detail des Scherverbinders und sein Verhalten in den beanspruchten Bereichen zwischen Stahl und Beton zu sehen.



Abbildung 6-23: Probekörper B2b Puzzleleiste gerade, Versagen des Betons

Bei den beiden Probekörpern B2a und B2b (beide 4 mm Blechstärke) versagte das Betonelement aufgrund der gebildeten Risse, gefolgt von der vertikalen Zerkleinerung des Betons entlang der Außenlinie, an der Stelle, an der das Stahlprofil in den Beton eingebettet war.

In Abbildung 6-24 ist der Stahlprobekörper mit Puzzleleiste gerade B2a dargestellt und die vertikalen Risse im Beton, welche von innen nach außen ausbrechen. Es gab keine Anzeichen dafür, dass die Scherverbinder ihre Tragfähigkeit erreichen würden.



Abbildung 6-24: Probekörper B2a Puzzleleiste gerade, Versagen des Betons

Bei dem Stahlprobekörper mit Puzzleleiste gerade B1b (3 mm Blechstärke) versagten bei einer sehr ähnlichen maximalen Druckkraft zufolge Beulen im oberen Bereich, d.h. noch im Lasteinleitungsbereich der ersten 5 cm. Auf dem Betonelement schienen auch einige Risse auf. In Abbildung 6-25 ist der Probekörper zu sehen.



Abbildung 6-25: Probekörper B1b Puzzleleiste gerade, Versagen des Stahls (Beulen)

6.4.6.3 Puzzleleiste – abgekantet – Testergebnis

Die Stahlprobekörper, welche mit einer abgekanteten Puzzleleiste versehen waren, zeigten eine höhere Steifigkeit als die Stahlprobekörper mit einer geraden Puzzleleiste sowie eine etwas höhere maximale Bruchlast. In dem Fall versagte der Beton, aufgrund innerer und äußerer Rissbildungen. In Abbildung 6-26 sind die Risse zu sehen.



Abbildung 6-26: Probekörper B3b und B4b Puzzleleiste abgekantet, Versagen des Betons

6.4.6.4 Lochleiste – abgekantet – Testergebnis

Die höchste Steifigkeit zeigte der Stahlprobekörper, welcher mit einer Lochleiste abgekantet war. Bei dem Probekörper B5a versagten die Betonelemente aufgrund der inneren Risse, die auftraten, (Abbildung 6-27). Auf Grund der niedrigeren Betonfestigkeit des Probekörpers B5a (39 N/mm^2) ergab sich eine niedrigere maximale Bruchlast als bei dem anderen Probekörpern (B5b und B6b) dieser Gruppe.



Abbildung 6-27: Probekörper B5a Lochleiste abgekantet, Versagen des Betons (Risse)

Der Probekörper B5b versagte zufolge Beulen im oberen Bereich. Die Beulen sind in Abbildung 6-28 dargestellt. In dieser Abbildung ist ebenfalls zu sehen, dass das Stahlprofil tiefer in den Beton eingebettet ist als bei dem Probekörper B5a. Dieses wurde tiefer gesetzt um die Beule zu vermeiden, jedoch versagte das Stahlprofil (3 mm Blechstärke) erneut durch Beulen. In den Betonelementen traten keine Risse auf.



Abbildung 6-28: Probekörper B5b Lochleiste abgekantet, Versagen des Stahls (Beulen)

Bei Probekörper B6b mit einer Blechstärke von 4 mm mit einer Betondruckfestigkeit von 65 N/mm² versagten die Betonelemente nicht. In diesem Fall konnte die maximale Tragfähigkeit nicht gemessen werden, da die Belastung der hydraulischen Pressmaschine 524,40 kN betrug (Presskraft der Presse wurde erreicht). Sowohl auf den Unterseiten der Betonelemente, der Kontaktebene zwischen Beton und dem tragenden Stahlständer als auch, auf dem die Probe positioniert ist, kam es zu Rissen, wie in Abbildung 6-29 zu sehen ist.

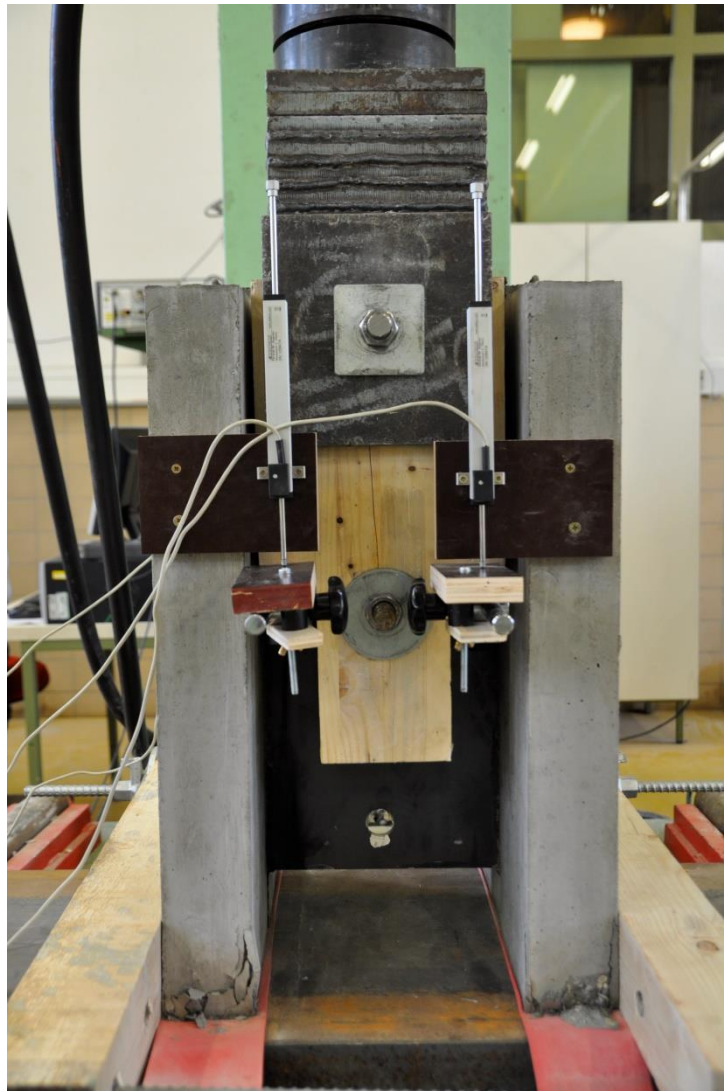


Abbildung 6-29: Probekörper B6b Lochleiste abgekantet, keine Versagensergebnisse

6.4.6.5 Testergebnisse – Tabelle

Die Ergebnisse der mit der Presse gemessenen Verschiebungen und der entsprechend aufbrachten Druckkraft für alle Probekörper sind in der Abbildung 6-30 dargestellt.

Folgende Versagen wurden beobachtet:

- Holz – Scherversagen
- Beton – Risse, Spaltung
- Stahl – Beulen, Knicken

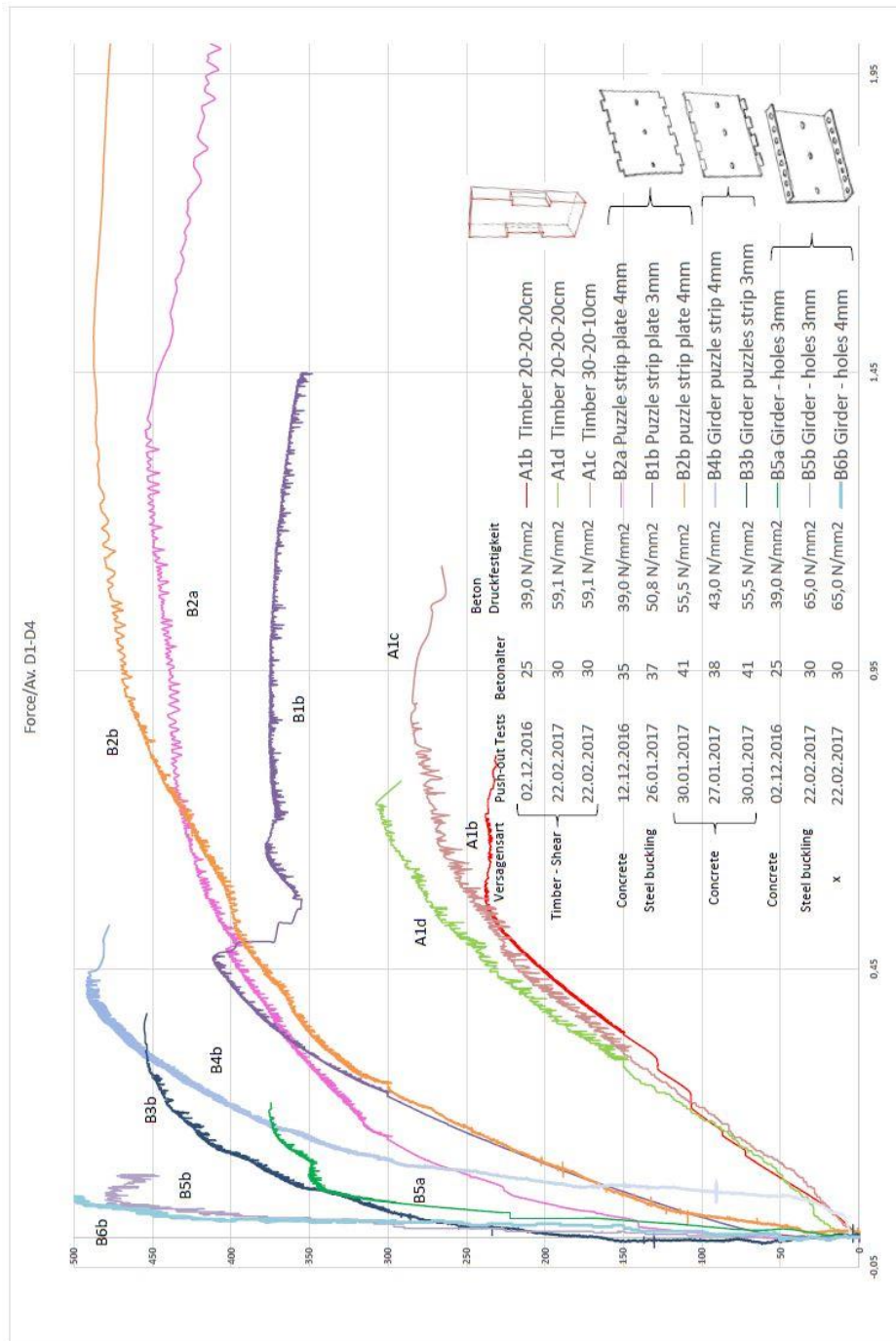


Abbildung 6-30: Endergebnis der Abscherversuche [95]

6.4.7 Preisermittlungen

Der Herstellungsprozess von Stahl ist sehr energieaufwändig, was den Endpreis von Stahlprodukten stark beeinflusst. Holz dagegen benötigt weniger Energie für seine Produktion und ist daher weniger abhängig von den Energiemärkten.

Das Institut für Tragwerksplanung der Technischen Universität Wien hat in den Jahren 2013 und 2014 Stahlpreise erhalten (von unterschiedlichen Firmen). In Bezug auf den Materialpreis der Hybridbalkenkomponenten waren die erhaltenen Stahlpreise während des Bestellzeitraums der Materialien recht variabel.

Die Preise beinhalten das Falten bzw. Schweißen, abhängig von der Art des Hybridbalkens. Die geschweißten Profile waren doppelt so teuer wie die kaltgeformten Profile. Diese Tatsache, zusätzlich zu den thermischen Verformungen aufgrund des Schweißens, macht kaltverformte Profile geeigneter als die geschweißten Hybridbalken. Die Preise für die kaltverformten Stahlprofile variierten von mindestens 1,76€/kg im November 2013 bis zu maximal 3,02€/kg im April 2014, wobei die gleiche Menge und Art der Balken bestellt wurde. Somit ist eine Variation des Durchschnittspreises von kaltverformten Stahlprofilen festzustellen.

Im Vergleich dazu blieb der Holzpreis konstant und lag während des gesamten Zeitraums für Brettschichtholz GL24c bei 450 €/m³. [2]

Um eine einfache Produktion zu ermöglichen, wird als allgemeines Kriterium empfohlen, die Faltkonstruktion von Stahlflanschen so einfach wie möglich zu halten. Die Verwendung dünner Platten wird ebenfalls nahegelegt, da sie ein leichteres Falten und eine bessere geometrische Genauigkeit im Vergleich zu stärkeren ermöglicht. Auf der anderen Seite sollte auch die Holzbearbeitung so einfach wie möglich gehalten werden, da jeder Produktionsschritt das Endprodukt teurer macht.

Der relativ hohe Preis für bestellte Stahlprofile lag zum Teil an ihrer geringen Stückzahl und der Tatsache, dass sie als Prototypen hergestellt werden sollten. Es wird erwartet, dass der Preis für größere Mengen niedriger oder zumindest gleich den niedrigeren Preisen sein wird, die mit dem Stahlpreis für Standardstahlprofile vergleichbar sind.

Letztendlich wurden die Firma Göcke GmbH & Co.KG für die kaltverformten dünnen Stahlprofile (3 mm und 4 mm) und die Firma Mayr-Melnhof Holz Holding AG für das Holz unseres Forschungsprojekts beauftragt.

Ich persönlich habe auch Firmen, welche in- und außerhalb Europas Stahl herstellen, Anfragen für Puzzleleiste gerade und abgekantet gesendet und recherchiert, jedoch erfolglos.

Die erhaltenen Antworten von einigen Firmen (Namen der Firmen wurden meinem Betreuer bekannt gegeben) werden nachstehend aufgelistet:

- Firma 1 – *„Leider können wir Ihnen hierfür kein Angebot machen da wir bei uns keine Anfertigungen durchführen können!“*
- Firma 2 – *„Es tut uns leid, aber wir können Ihnen kein Angebot machen da diese Anfrage nicht in unser Kompetenzspectrum passt.“*
- Firma 3 – *„Leider kann ich Ihnen kein Angebot unterbreiten, da wir nur gewalzte Flachprodukte fertigen. Anarbeitsoperationen, wie z.B. Stanzen, Biegen und Ziehen werden von unseren Kunden durchgeführt.“*
- Firma 4 – *„So etwas stellen wir nicht her. Das geht immer über einen Fachbetrieb, der sich mit der Produktion dieser Teile auseinandersetzt. Ich gehe davon aus, dass die Teile mit einem Laser so entsprechend an der Kante bearbeitet werden. Leider können wir da nicht anbieten.“*

Es gab nur eine einzige Firma namens Chedid Ayoub & Co. s.a.r.l. die die Stahlprofile herstellen könnte und zwar aus dem Libanon (Jisr El Bacha). Die Preise für:

- Puzzleleiste gerade 3 mm Blechstärke pro Platte 78,03 Dollar.
- Puzzleleiste gerade 4 mm Blechstärke pro Platte 101,45 Dollar.
- Puzzleleiste abgekantet 3 mm Blechstärke pro Platte 81,03 Dollar.
- Puzzleleiste abgekantet 4 mm Blechstärke pro Platte 105,45 Dollar.

Da für unseren Beton der Zement CEM II/A-M (S-L) 42,5 N WT 38 (Lafarge Zementwerke GmbH- der Schwarze) verwendet wurde, wurden Informationen über den Preisunterschied zwischen dem Normalbeton und dem Selbstverdichtenden Beton bei der Firma Lafarge eingeholt. Laut Angaben der Firma Lafarge belaufen sich die Kosten bei Normalbeton auf 93 €/m³ und bei Selbstverdichtendem Beton auf 128 €/m³: der Unterschied liegt daher bei 35 €, was einem Prozentansatz von ca. 37% entspricht.

6.4.8 Schlussfolgerung

Ziel ist der Bau von mehrstöckigen Gebäuden im urbanen Raum. Wie viele Forschungsprojekte und bereits gebaute Beispiele zeigen, sind städtebauliche und holzbasierte Bauvorschläge ebenfalls möglich.

Jede Bauweise hat Ihre Vorteile und darüber hinaus existieren verschiedenartigste Ansprüche und Erfordernisse an die separaten Bauteile. Die Hybridbauweise als Kombination dreier Bauelemente ist oftmals eine beliebte Variante, um kosteneffizient zu bauen, bei den hohen statischen Erfordernissen und ein besonderer Schallschutz eine erhebliche Rolle spielen. Hier ist die Kombination mit dem Baustoff Beton eine gute Wahl.

In Kombination mit den unterschiedlichen Bauweisen und Materialien können sämtliche architektonischen und technischen Voraussetzungen vereint werden.

Bei der Behandlung des Problems der Verbindungen zwischen Stahl und Beton deuten die bestehenden Forschungsergebnisse darauf hin, dass ein hoher Steifigkeitswert der Verbindung trotz Verwendung dünner kaltverformter Stahlprofile möglich ist. Ihre Leistungsfähigkeit könnte, vielen Autoren zufolge, einem perfekten Verbundverhalten sehr nahekommen. Abhängig davon, welche Lösung letztendlich angewandt wird, stellt sich die zusätzliche Frage, inwiefern die Möglichkeit besteht einen gewissen Grad der Plastifizierung für die Stahlprofile zu erlauben. Auch wenn die meisten dünnen kaltverformten Stahlprofile einzeln als Querschnitte der Klasse 4 gemäß EC3 klassifiziert werden, kann ihre Verbindung mit Beton und seitlichen Holzelementen, welche das lokale und globale Beulen verhindern, die Möglichkeit einer erhöhten Leistungsfähigkeit mit teilweiser oder vollständiger Plastifizierung eröffnen.

Allgemeine Holz-Stahl-Elemente und besonders die Träger werden als Alternative für die Entwicklung eines ganzheitlichen Baukonzepts angeführt: Ausgehend von der Strukturelementebene werden die Eigenschaften beider Materialien optimal genutzt. Ihre Anwendung und Optimierung für die Verwendung in mehrgeschossigen Gebäuden ist das endgültige Ziel und Hauptanwendungsgebiet. Daher sind die Bedingungen für die Anwendung von Holz-Stahl-Konstruktionslösungen aus architektonischer Sicht einer der Hauptforschungsbereiche, die in Zukunft intensiv untersucht werden.

Da es sich um ein laufendes Forschungsprojekt handelt, werden weiterhin experimentelle Untersuchungen im Bereich der Biegeversuche und Brandversuche am Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Literaturverzeichnis

| | |
|------|--|
| [1] | Ernst Edelhart Kirchmayer, „ <i>Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken</i> “, Wien, 2012 |
| [2] | Felipe Riola Parada, „ <i>Timber-steel hybrid beams for multi-storey buildings</i> “, Wien, 2016 |
| [3] | K. -Ch. Thienel, „ <i>Sonderbetone Selbstverdichtender Beton</i> “, TU München, 2015 |
| [4] | Lafarge Zementwerke GmbH, „ <i>Spezialbeton: Selbstverdichtender Beton</i> “ www.lafarge.at/zement/service/ratgeber/anwendungen/spezialbeton-selbstverdichtender-beton/ |
| [5] | Grübl P., „ <i>Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften</i> “, Kupfer H., 2001 |
| [6] | Strobl T., „ <i>SCC-SVB selbstverdichtender Beton pannenfrei</i> “, BASF Construction Chemical Austria GmbH, 2010 |
| [7] | Bild: Technischer Handel Beckel. Blockiering Vario www.baustoffprueftechnik.de , 2009 |
| [8] | Harald Egger, „ <i>Tragwerkselemente</i> “, Stuttgart, 1996 |
| [9] | VÖZFI, „ <i>Selbstverdichtender Beton – SCC</i> “, Expertenforum Beton, 2007 |
| [10] | Bölcskey Elemer, Bruckner Heinrich, Deix Karl, „ <i>Materialkunde</i> “ Skriptum, TU Wien |
| [11] | pro:Holz, „ <i>Arbeitsgemeinschaft der österreichischen Holzwirtschaft</i> “ |
| [12] | Holzbau handbuch, „ <i>Herstellung und Eigenschaften von geklebten Vollholzprodukten</i> “, Wuppertal, 2016 |
| [13] | Binderholz GmbH, „ <i>Brettschichtholzwerk</i> “, Jenbach, 2017 |
| [14] | Bild: Balken aus Brettschichtholz, Februar 2018 http://www.ortner-holz.at/produkte-holz/kvh-konstruktionsvollholz-bsh-brettschichtholz.html |
| [15] | Jürgen Haller, „ <i>Zuschnitt 54: Wälder Versicherung / Holzdecken</i> “, Wien, 2014 |
| [16] | Georg Barkhausen, „ <i>Handbuch der Architektur Teil 3</i> “, Stuttgart, 1901 |
| [17] | Decken – Baulexikon www.baulexikon.beuth.de |
| [18] | Christof Riccabona, „ <i>Baukonstruktionslehre 1 – Rohbauarbeiten</i> “, Wien, 1998,2010 |
| [19] | Heinrich Schmitt, „ <i>Hochbaukonstruktion</i> “, Braunschweig, 2007 |
| [20] | „ <i>Deckenplatten und -systeme</i> “, Quelle: Fachvereinigung Betonfertigteilebau, Bonn www.baunetzwissen.de/beton/fachwissen/skelettbau/deck%20enplatten-und-systeme-151100 |
| [21] | Hans Lang Gesellschaft GmbH, „ <i>Lang – Großflächendecken</i> “, Tirol www.langbau.at/sites/default/files/Deckensysteme.pdf |
| [22] | „ <i>Deckensysteme / Spanntec Rippenplattendecke</i> “, Eferding www.leitl.at/produkte/deckensysteme/spanntec#produktvorteile-spanntec1 |
| [23] | Bild: Trabezblech, März 2018 https://www.baulinks.de/webplugin/2014/0412.php4 |
| [24] | Bild: Verbundträger kombiniert mit Verbundblech und Ortbeton, März 2018 |

| | |
|------|--|
| | https://www.bauwion.de/wissen/rohbau/geschossdecke/113-decken-stahlverbundbauweise |
| [25] | Franz Oberndorfer GmbH & Co KG, Gunskirchen www.oberndorfer.at/ |
| [26] | Bild: Vollmontageplattendecke, Jänner 2018 http://www.vs-west.at/at/Bilder/VSD-Aussparung-zusammen.gif |
| [27] | Vivien Dori, „Plattenbalkendecke, Rippendecke, Kassettendecke“, Budapest, 2012 www.prezi.com/vtvhxpj7jjqt/plattenbalkendecke-rippendecke-kassettendecke/ |
| [28] | Anton Pech, „Decken“, Wien, 2006 |
| [29] | Bild: Balkendecke, März 2018 https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Balkendecke.jpg |
| [30] | Bild: Holzbalkendecken-System, Jänner 2018 https://www.knauf.de/profi/sortiment/systeme/knauf-holzbalkendecken-systeme.html |
| [31] | Josef Högerle Betonwerk GmbH, „Rippendecke“, Dietenheim www.hoegerle-bau.de/rippendecken.html |
| [32] | Gottfried C. O. Lohmeyer, „Stahlbeton-Rippendecke“, Wiesbaden, 2017 https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-663-11483-3_8 |
| [33] | Bild: Rippendecke, Jänner 2018 http://docplayer.org/2762246-Brandschutztechnische-bewertung-tragender-bauteile-im-bestand.html |
| [34] | Universität Stuttgart – Lehre & Lernen online, „Stahlbetonrippendecke“ https://ilias3.uni-stuttgart.de/goto.php?target=pg_76192 |
| [35] | Bild: Querschnitt eines Stahlbetonrippendeckes, Jänner 2018 http://www.obud.pl/art,11751,strop-swedeck,d_sciany |
| [36] | Bild: Trägerteile, März 2018 https://de.wikibooks.org/wiki/Plattenbeulen/_Begriffe_und_Zahlen |
| [37] | Josef Kolb, „Holzbau mit System“, Basel, 2012 |
| [38] | Leier Baustoffe GmbH & Co KG, „Rippendecke“, Horitschon www.leier.at/?Produkte__Deckensysteme__Rippendecke |
| [39] | LIGNO, „Brettsperrholz-Kasten und Rippenelemente für Holzbau-Konstruktion, Innenausbau und Fassade, für Neubau und Sanierung: Alle Bauteilelösungen im Überblick“, Wauwill, 2016 |
| [40] | KLH Massivholz GmbH, „Rippenelemente“, Teufenbach-Katsch, 2014 |
| [41] | Volker Haag, „BubbleDeck – Die zweiachsige Hohlkörperdecke“, Darmstadt, 2002 www.bauingenieur24.de/fachbeitraege/massivbau/bubbledeck-die-zweiachsige-hohlkoerperdecke/982.htm |
| [42] | Millenium Tower – Rotterdam, 2013 www.nieuws.top010.nl/millenniumtoren-rotterdam.htm |
| [43] | Bild: Deckenkonstruktion aus BubbleDeck, Millenium Tower Rotterdam, Februar 2018 https://en.wikipedia.org/wiki/Millennium_Tower_(Rotterdam) |
| [44] | KLH Massivholz GmbH, „Holz-Beton-Verbund“, Teufenbach-Katsch, 2018 |
| [45] | Gert König, Klaus Holschemacher, Frank Dehn, „Holz-Beton-Verbund“, Leipzig, 2004 |

| | |
|------|--|
| [46] | Pegah Farshidnia, „ <i>Holz-Beton-Verbunddecken und Untersuchung der Eigenschaften von Holzleichtbeton</i> “ Wien, 2004 |
| [47] | Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, „ <i>Zwischenbericht von vorgefertigten Rippendeckensystemen im Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum</i> “, Wien, 2017 |
| [48] | Universität Innsbruck, „ <i>Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen</i> “ https://exparch-www.uibk.ac.at/expwiki/index.php/Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen |
| [49] | Josef Fink, „ <i>Stahlbau 2</i> “ Skriptum, Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien 2008 |
| [50] | Bild: Stahl-Beton Verbunddecke, Februar 2018 https://www.tecnaria.com/en/steel-floors/steel-floor-types/ |
| [51] | CEN Comité Européen de Normalisation, Eurocode 4: „ <i>Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau</i> “. Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009. |
| [52] | CEN Comité Européen de Normalisation, Eurocode 2: „ <i>Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau</i> “; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. |
| [53] | CEN Comité Européen de Normalisation, Eurocode 3: „ <i>Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau</i> “; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. |
| [54] | CEN Comité Européen de Normalisation, Eurocode 5: „ <i>Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau</i> “; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008. |
| [55] | T. Bogensperger und G. Schickhofer, „ <i>Brettsperrholz. Forschung & Entwicklung, Nachweisverfahren, Einsatzmöglichkeiten und Transfer. Präsentation</i> “, Volyne, 2010. |
| [56] | S. Heinemeyer, „ <i>Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten</i> “, Dissertation, Aachen, 2011. |
| [57] | A. Hanaor, „ <i>Test of composite beams with coldformed sections.</i> “ Journal of Constructional Steel Research 54, pp. 245-264, 2000. |
| [58] | B. S. L. a. Y. Liu, „ <i>Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists.</i> “ Journal of Constructional Steel Research 62, pp. 955-1006, 2006. |
| [59] | J. M. Irwan et al., „ <i>Large-scale test of symmetric coldformed steel (CFS)-concrete composite beams with BTTST enhancement.</i> “ Journal of Constructional Steel Research 67, pp. 720-726, 2011. |
| [60] | J. M. Irwan et al., „ <i>Test of shear transfer enhancement in symmetric cold-formed steel-concrete composite beams.</i> “ Journal of Constructional Steel Research 65, pp. 2087-2098, 2009. |
| [61] | Peter Gröber, „ <i>Vorgefertigter Holzverbund in der Praxis</i> “, Europäischer Kongress EBH, 2013 |
| [62] | Leander Bathon, „ <i>Holz-Beton-Verbunddecken im Neubau – Aktueller Stand der Technik</i> “, Wiesbaden, 2009 |
| [63] | Bild: Holz-Beton Verbunddecke, März 2018 http://www.spillner-ssb.de/sfs-system-vb/holz-beton-verbund.html |

| | |
|------|---|
| [64] | A. Ceccotti, „ <i>Timber-concrete composite structures.</i> “, in Step 2, Düsseldorf, Fachverlag Holz, 1995. |
| [65] | A. M. P. G. Dias, „ <i>Mechanical behaviour of timberconcrete joints.</i> “ Doktorats Thesis, Coimbra, 2005. |
| [66] | E. Lukaszewska, „ <i>Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors</i> “ Doktorats Thesis, Lulea, 2009. |
| [67] | Schernberger K., „ <i>Holzspanbeton-Verbunddecken</i> “, TU Wien, 2011 |
| [68] | Deutsches Institut für Bautechnik. Zulassung Timco II Schraube, 2012 |
| [69] | Wolfgang Winter, „ <i>20 Geschosse in Holz – die Machbarkeit</i> “, Wien, 2008 |
| [70] | Rhomberg, „ <i>20 Geschosse in Holzbauweise – Vision oder Realität?</i> “, Bregenz, 2008 |
| [71] | att.zuschnitt, „ <i>Vielgeschossiger Holzbau im urbanen Raum – Dokumentation Fortschungsprojekt 8+</i> “, Dornbirn, 2008 |
| [72] | Susanne Jacob-Freitag, „ <i>Konstruktionssysteme für den Holzhausbau</i> “, Internationales Branchenforum für Frauen des Holzbaus und Innenausbau, 2012 |
| [73] | Baunetz_Wissen, „ <i>Life Cycle Tower One</i> “, Dornbin, 2012 www.baunetzwissen.de/nachhaltig-bauen/objekte/buero/life-cycle-tower-one-in-dornbirn-3144609 |
| [74] | Bild: LCT ONE, Februar 2018 https://inhabitat.com/lifecycle-tower-in-austria-will-be-worlds-tallest-wooden-building/new-21-15/ http://www.proholz.at/holzbauten/detail/lct-one/ |
| [75] | Binderholz GmbH, „ <i>Wohnbau Wagramer Straße, Wien Österreich</i> “, Zillertal www.binderholz.com/bauloesungen/wohnbau/wohnbau-wagramer-strasse-wien-oesterreich/ |
| [76] | Architekturbüro DI Michael Schluder, „ <i>Wohnbau Wagramer Straße</i> “, Wien, 2013 www.architecture.at/index.php?article_id=39&clang=0 |
| [77] | Andrea Bernasconi, „ <i>Überbauung Via Cenni Mailand – 4 Holzhäuser mit je 9 Geschossen</i> “, Internationales Holzbau-Forum, 2012 |
| [78] | Rüdiger Sinn, „ <i>Via Cenni in Mailand</i> “, Bauhandwerk, 2014 www.bauhandwerk.de/artikel/bhw_Mit_Holz_in_die_neunte_Geschossebene__2237797.html |
| [79] | IBA Hamburg GmbH, „ <i>Smart Price House – Case Study Hamburg</i> “, Hamburg, 2013 |
| [80] | Bild: Case Study Hamburg, Februar 2018 https://www.iba-hamburg.de/projekte/bauausstellung-in-der-bauausstellung/smart-price-houses/csh-case-study-hamburg/projekt/csh-case-study-hamburg.html |
| [81] | SOM, „ <i>Timber Tower Research Project</i> “ www.som.com/ideas/research/timber_tower_research_project |
| [82] | Bild: Konzept eines Holzturmes, Februar 2018 http://www.nytimes.com/interactive/2013/09/24/science/0924-sci-timber.html |
| [83] | KAMPA Objekt- und Gewerbebau GmbH, „ <i>Die Konstruktion des Kampa K8 in Holzbauweise</i> “, 2015 www.kampa-objektbau.de/referenzen/holz-hochhaus-kampa-k8/holzbauweisekonstruktionk8/ |

| | |
|------|---|
| [84] | bpz – Die Praxis der Bauunternehmer, „Das H7, Holz trägt Beton“, Guntersblum www.bpz-online.de/index.php/Baustelle-und-Baubuero/Baustelle-des-Monats/Das-H7-Muenster |
| [85] | DESRAD Immobilien GmbH & Co. KG, „Das H7“, Münster www.xn--h7-mnster-t9a.de/ |
| [86] | holzbauaustria, „London hat 300m hohen Holztower in Planung“, 2016 www.holzbauaustria.at/index.php?id=111&tx_ttnews%5Btt_news%5D=6449&cHash=aca9c4e49e9291945e9abcac7374ddd3 |
| [87] | Bild: 300m Holzturm für London, Februar 2018 https://www.som.com/news/new_timber_tower_research_validated_by_successful_test https://urbannext.net/oakwood-timber-tower/ |
| [88] | Natural Resources Canada, „World’s tallest hybrid wood building: Vancouver’s 18-storey student residence“, 2018 www.nrcan.gc.ca/simply-science/20305 www.nrcan.gc.ca/forests/federal-programs/20176 |
| [89] | Bild: Tall Wood House, Februar 2018 https://www.bdcnetwork.com/mass-timber-what-heck-wow https://www.detail.de/artikel/18-geschosse-in-holz-studentenwohnen-in-vancouver-30117/ |
| [90] | Pollmeier Massivholz GmbH & Co.KG, „BauBuche GL70“, Kreuzburg, 2015 |
| [91] | Entwicklung Baufeld Delta GmbH, „HoHo – Wien“, Wien, 2018 www.hoho-wien.at/Company/Impressum |
| [92] | pro:Holz, „Holz im Verbund“, Wien, 2015 |
| [93] | Bild: HoHo Wien, Februar 2018 http://www.woschitzgroup.com/en/projects/hoho-vienna-wooden-tower/ |
| [94] | H. J. Blass et al, „Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen,“ in STEP 3, Düsseldorf, Fachverlag Holz, 1995. |
| [95] | Ivana Prašnjak, „Development and study of prefabricated Timber-Steel-Concrete Composite ribbed decks“, Masterarbeit, Wien 2018 |

Abbildungsverzeichnis

| | |
|---|----|
| Abbildung 2-1: Setzrichter mit Ausbreittisch zur Bestimmung des Setzfließmaßes [5] | 8 |
| Abbildung 2-2: Auslaufrichter zur Bestimmung der Auslaufzeit [6] | 8 |
| Abbildung 2-3: Blockierung (J-Ring) [7] | 9 |
| Abbildung 2-4: Idealisierte Spannungs-Stauchungslinien häufig verwendeter Betongüten (Alte Bezeichnung) [8] | 9 |
| Abbildung 2-5: Verfahren zur Stahlgewinnung [10] | 12 |
| Abbildung 2-6: Spannung-Dehnung Diagramm [10] | 13 |
| Abbildung 2-7: Idealisierte Spannungs-Stauchungslinie von fehlerfreiem Normholz [8] | 16 |
| Abbildung 2-8: Balken aus Brettschichtholz [14] | 18 |
| Abbildung 3-1: Beispiel eines mehrgeschossigen Bauwerks [18] | 20 |
| Abbildung 3-2: Plattendecke [18] | 21 |
| Abbildung 3-3: Hohlplattendecke [18] | 22 |
| Abbildung 3-4: Großflächendecken [21] | 23 |
| Abbildung 3-5: Rippenplattendecke (Spanntec) [22] | 23 |
| Abbildung 3-6: Trapezblechdecke [23] | 24 |
| Abbildung 3-7: Verbundträger kombiniert mit Verbundblech und Ortbeton [24] | 24 |
| Abbildung 3-8: Vollmontageplattendecke [26] | 25 |
| Abbildung 3-9: Plattenbalkendecke | 26 |
| Abbildung 3-10: Balkendecke [29] | 27 |
| Abbildung 3-11: Holzbalkendecken-System [30] | 28 |
| Abbildung 3-12: Rippendecke [33] | 28 |
| Abbildung 3-13: Querschnitt eines Stahlbetonrippendeckes (li.) und die Trägerteile (re.) [35][36] | 29 |
| Abbildung 3-14: Rippenzwischenraum mit Akustikelement, flächenbündige und zurückgesetzte Variante [40] | 32 |
| Abbildung 3-15: Zweiachsige Hohlkörperdecke [41] | 33 |
| Abbildung 3-16: Deckenkonstruktion aus BubbleDeck, Millenium Tower Rotterdam [42][43] | 34 |
| Abbildung 4-1: Visualisierung eines vorgefertigten hybriden Holz-Stahl-Beton-Rippendeckenelementes [47] | 36 |
| Abbildung 4-2: Querschnitt eines Doppel- π -Elementes [47] | 36 |
| Abbildung 4-3: Mitwirkende Breite für Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen - b_{eff} [51] | 37 |
| Abbildung 4-4: Stahl-Beton Verbunddecke [50] | 39 |
| Abbildung 4-5: Möglichkeiten des Verbundes bei Stahl-Beton Verbunddecken [49] | 39 |
| Abbildung 4-6: Diagramm für Abscherversuche und die Kraft-Schlupf-Kurve gemäß EC4 [47] | 40 |
| Abbildung 4-7: Puzzle-Verbundleisten und der filigrane Verbundträger [56] | 41 |
| Abbildung 4-8: Schubverbinder mit Ortbetonschicht; oben: geschweißter Schienenverbinder, unten: geschraubter Schienenverbinder [57] | 41 |

| | |
|--|----|
| Abbildung 4-9: Verbindungsmittel für den erhärtenden Beton: (a) mit Nagelpistole gesetzte Nägel, (b) Spreizanker, (c) Mutterschrauben, (d) Betonschrauben [57] | 42 |
| Abbildung 4-10: Schubverbindungsmechanismen; oben links: aufgebogene Laschen, oben rechts: vorgebohrte Löcher, unten: selbstschneidende Schrauben [58] | 42 |
| Abbildung 4-11: Lakkavalli & Liu, Schubübertragung über aufgebogene Laschen [58] | 43 |
| Abbildung 4-12: Kaltgeformte Stahlquerschnitte mit BTTST, Verbesserung der Schubkraftübertragung durch aufgebogene dreieckige Laschen [59][60] | 43 |
| Abbildung 4-13: Holz-Beton Verbunddecke [63] | 44 |
| Abbildung 4-14: Beispiele für Holz-Beton Verbindungen: (a1) Nägel, (a2) geklebte Stahlstangen für Stahlbeton, (a3/4) Schrauben; (b1/2) Verbinder (Ringdübel und Einpressdübel), (b3) Stahlrohre, (b4) gestanzte Stahlbleche, (c1) runde Ausnehmung des Holzes, Verbindungsmittel verhindern Abheben, (c2) rechteckige Ausnehmungen, (c3) kalottenförmige Ausnehmung mit vorgespannten Stahlstangen, (c4) Brettstapelverbindung und Stahlbleche in unteren Brettern, (d1) ins Holz geklebte Stahlgitter, (d2) ins Holz geklebte Stahlbleche [64]..... | 45 |
| Abbildung 4-15: Vergleich verschiedener Kategorien von Verbindungssystemen [65] | 46 |
| Abbildung 4-16: von Lukaszewska entwickelte Schubverbinder [66]..... | 46 |
| Abbildung 4-17: Systemaxonomie einer HBV-Brettstapeldecke der Firma Hilti [67] | 49 |
| Abbildung 4-18: Systemaxonomie einer Bauer HBV-Brettstapeldecke [67]..... | 50 |
| Abbildung 4-19: HBV-Decke mit HBV-Schubverbinder aus Brettstapel (links) und Holzbalken (rechts) mit Streckmetall-Schubverbinder [67] | 50 |
| Abbildung 4-20: Axonomie einer Holz-Betonverbundbalkendecke mit Verbundschrauben [67] | 51 |
| Abbildung 4-21: Verschraubungsmuster für die SFS Verbundschrauben und die Timco II Schraube [67][68]..... | 52 |
| Abbildung 5-1: Verschiedene Tragsysteme, kleinste Konstruktionseinheit und das Deckensystem [46] | 54 |
| Abbildung 5-2: Anschluss Unterzug-Stütze 3D [69]..... | 55 |
| Abbildung 5-3: Decke Holz-Holz Verbund (links), Holz-Beton Verbund (rechts) [69]..... | 55 |
| Abbildung 5-4: Hybridträger 3D [69]..... | 55 |
| Abbildung 5-5: Konstruktion und Tragwerk im Holz-Beton Verbundbau sowie Fassadengestaltung von Wohnbau LCT ONE [74]..... | 56 |
| Abbildung 5-6: 3D Bilder von Innenraum [74]..... | 56 |
| Abbildung 5-7: Bauausführung, Fertigstellung von LCT ONE [73][74]..... | 57 |
| Abbildung 5-8: Bauausführung, Fertigstellung des Wohnbaus Wagramer Straße [76] | 58 |
| Abbildung 5-9: Konstruktion und Tragwerk im Holz-Beton Verbundbau vom Wohnbau Wagramer Straße [75] | 59 |
| Abbildung 5-10: Montage der Verbindung der ersten BSP-Wand auf dem Betonfundament [78] | 60 |
| Abbildung 5-11: Verbindung mit geneigten, selbstbohrenden, kreuzweise angeordneten Vollgewindeschrauben [78]..... | 60 |

| | |
|--|----|
| <i>Abbildung 5-12: Bauausführung, Konstruktionsdetail und Fertigstellung des Wohnbaus Via Cenni, Mailand [78]</i> | 61 |
| <i>Abbildung 5-13: Bauprozess der Case Study Hamburg: Tragstruktur aus Holz, Decken in Holz-Beton Verbund [80]</i> | 62 |
| <i>Abbildung 5-14: Konzept eines Holzturmes [82]</i> | 63 |
| <i>Abbildung 5-15: Tragwerkkonstruktion + Bauausführung von KAMPA 8 [83]</i> | 64 |
| <i>Abbildung 5-16: Fertigbauteile in Holz-Beton Hybridbau, Tragstruktur, Fertigstellung [84][85]</i> | 65 |
| <i>Abbildung 5-17: Die erfolgreichen experimentellen Untersuchungen [87]</i> | 66 |
| <i>Abbildung 5-18: 3D Visualisierung einer Konzeptstudie [87]</i> | 66 |
| <i>Abbildung 5-19: Das Systemdesign einer hybriden Struktur Holz-Beton Verbund [89]</i> | 67 |
| <i>Abbildung 5-20: Hybridmasse Holz-Beton, BSP-Bodenplatten mit BSH-Säulen [89]</i> | 67 |
| <i>Abbildung 5-21: von Rohbau mit Holztragwerk, Montage der BSH-Deckenplatten, Aufstellen der BSH-Stützen bis zur Fertigstellung des Projektes [89]</i> | 68 |
| <i>Abbildung 5-22: statisches Grundkonzept [92]</i> | 69 |
| <i>Abbildung 5-23: Darstellung der Regelknoten [92]</i> | 69 |
| <i>Abbildung 5-24: Visualisierung von Montageprinzip und Tragsystem [92]</i> | 70 |
| <i>Abbildung 5-25: Dokumentation der Bauausführung, Betonkern mit Holzkonstruktion [93]</i> . | 70 |
| <i>Abbildung 6-1: entwickelte Lösungen für die Stahlkomponente des Verbundsystems:</i> | 72 |
| <i>Abbildung 6-2: vorgeschlagene Lösungen für die Holz-Beton-Verbindung des Systems</i> | 73 |
| <i>Abbildung 6-3: vorgeschlagene Lösungen für die Stahl-Holz-Beton-Verbundstruktur mit eingeschnittenen Puzzleleisten im Steg</i> | 73 |
| <i>Abbildung 6-4: vereinfachte Skizze des Versuchsaufbaus eines Abscherversuches</i> | 74 |
| <i>Abbildung 6-5: zunächst in Einzelabscherversuchen zu untersuchende Verbindungen, die dann zu einer allgemeinen Lösung zusammengefasst werden; (a) Holz-Beton-Schubverbindung, (b) Stahl-Beton Schubverbindung</i> | 75 |
| <i>Abbildung 6-6: Versuchsaufbau für Biegeversuche in Originalgröße [94]</i> | 75 |
| <i>Abbildung 6-7: Schalungsaufbau A1a (Holzkernen)</i> | 83 |
| <i>Abbildung 6-8: Schalungsaufbau B3a (Puzzleleiste abgekantet)</i> | 83 |
| <i>Abbildung 6-9: v.l.n.r.: Styrodurkörper, Betonstahlmatte, Gewindestange</i> | 83 |
| <i>Abbildung 6-10: Vorbereitung der Betonmischung und Bewehrung</i> | 84 |
| <i>Abbildung 6-11: Betonieren der Probekörper und der Probewürfel</i> | 85 |
| <i>Abbildung 6-12: Ausbreitversuch erste Partie selbstverdichtender Beton</i> | 85 |
| <i>Abbildung 6-13: horizontaler Raster</i> | 86 |
| <i>Abbildung 6-14: Betonwürfelprüfung</i> | 86 |
| <i>Abbildung 6-15: Probekörper Holz-Beton (A1), links: Ansicht, mittig: Längsschnitt, rechts: Querschnitt, Maße in [mm] [47]</i> | 88 |
| <i>Abbildung 6-16: Probekörper Stahl-Beton (A3a - Puzzleleiste abgekantet), links: Ansicht, mittig: Längsschnitt, rechts: Querschnitt, Maße in [mm] [47]</i> | 89 |
| <i>Abbildung 6-17: Messgeräte v.l.n.r. AMEMO® 5690-2; LVDT, Mitutoyo LVDT, Volcraft VC820, Kreulinienlaser</i> | 90 |

| | |
|--|------------|
| <i>Abbildung 6-18: Überblick über die ersten Abscherversuche der Probekörper A1a, B1a, B7 und B3a.....</i> | <i>94</i> |
| <i>Abbildung 6-19: Überblick über die zweiten Abscherversuche der Probekörper A1b, B2a, B5a und B8.....</i> | <i>95</i> |
| <i>Abbildung 6-20: Überblick über die dritten Abscherversuche der Probekörper B1b, B2b, B3b und B4b.....</i> | <i>96</i> |
| <i>Abbildung 6-21: Überblick über die vierten Abscherversuche der Probekörper A1c, A1d, B5b und B6b.....</i> | <i>97</i> |
| <i>Abbildung 6-22: Holz-Beton-Verbundproben, Versagen; A1b (200/200/200 mm), A1d (300/200/100) und</i> | <i>98</i> |
| <i>Abbildung 6-23: Probekörper B2b Puzzleleiste gerade, Versagen des Betons.....</i> | <i>99</i> |
| <i>Abbildung 6-24: Probekörper B2a Puzzleleiste gerade, Versagen des Betons.....</i> | <i>100</i> |
| <i>Abbildung 6-25: Probekörper B1b Puzzleleiste gerade, Versagen des Stahls (Beulen).....</i> | <i>100</i> |
| <i>Abbildung 6-26: Probekörper B3b und B4b Puzzleleiste abgekantet, Versagen des Betons .</i> | <i>101</i> |
| <i>Abbildung 6-27: Probekörper B5a Lochleiste abgekantet, Versagen des Betons (Risse).....</i> | <i>102</i> |
| <i>Abbildung 6-28: Probekörper B5b Lochleiste abgekantet, Versagen des Stahls (Beulen)</i> | <i>102</i> |
| <i>Abbildung 6-29: Probekörper B6b Lochleiste abgekantet, keine Versagenergebnisse</i> | <i>103</i> |
| <i>Abbildung 6-30: Endergebnis der Abscherversuche [95].....</i> | <i>104</i> |

Tabellenverzeichnis

| | |
|---|----|
| <i>Tabelle 2-1: Brettschichtholz Kennwerte für die Bemessung EN 1995-1-1:2010-12, EN 14080:2013 [13]</i> | 18 |
| <i>Tabelle 4-1: Vereinfachte Regeln zur Ermittlung der mitwirkenden Breite</i> | 38 |
| <i>Tabelle 6-1: Überblick Probekörper Kontrollleiste gerade</i> | 77 |
| <i>Tabelle 6-2: Überblick Probekörper Kontrollleiste abgekantet</i> | 78 |
| <i>Tabelle 6-3: Überblick Probekörper Puzzleleiste gerade</i> | 79 |
| <i>Tabelle 6-4: Überblick Probekörper Puzzleleiste abgekantet</i> | 80 |
| <i>Tabelle 6-5: Überblick Probekörper Lochleiste abgekantet</i> | 81 |
| <i>Tabelle 6-6: Überblick Probekörper Verbindungsmethode Holz</i> | 82 |
| <i>Tabelle 6-7: das Mischungsverhältnis für SCC-Beton, der in experimentellen Versuchen verwendet wurde</i> | 84 |
| <i>Tabelle 6-8: Überblick der Testversuche (Abscherversuche)</i> | 87 |
| <i>Tabelle 6-9: Überblick der Probekörper mit verschiedenen Parameter</i> | 87 |
| <i>Tabelle 6-10: Mechanische Parameter der Betonproben für die erste Versuchsgruppe</i> | 91 |
| <i>Tabelle 6-11: Mechanische Parameter der Betonproben für die zweite Versuchsgruppe</i> | 91 |
| <i>Tabelle 6-12: Mechanische Parameter der Betonproben für die dritte Versuchsgruppe</i> | 92 |
| <i>Tabelle 6-13: mechanische Parameter der Betonproben für die vierte Versuchsgruppe</i> | 92 |
| <i>Tabelle 6-14: Überblick der Probekörper für die Abscherversuche</i> | 93 |