

Diploma Thesis

The long-term behavior of timber-based ribbed floors | Theoretical and experimental investigations

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Das Langzeitverhalten von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise | Theoretische und experimentelle Untersuchungen

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

von

Firat Cosgun, BSc

Matr.Nr.: 01326956

unter der Anleitung von

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

Senior Scientist Dipl.-Ing. Dr.techn. **Kamyar Tavoussi**

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

Wien, im Juni 2019

Kurzfassung

Der Einsatz von Verbunddecken und -trägern in Holz-Mischbauweise hat in den letzten Jahren zugenommen. Immer öfter werden Projekte mit einem wesentlichen Anteil an Holz-Beton-Verbundelementen (HBV) realisiert. In Anbetracht dieser Tatsache wird es immer notwendiger die Forschung auf diesem Gebiet weiter voran zu treiben. Da HBV-Konstruktionen normativ kaum geregelt sind, gilt es umso mehr Forschungsprojekte zu realisieren.

Diese Arbeit soll einen Beitrag zur weiteren Erforschung des Langzeitverhaltens von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise (Holz-Beton-Verbund sowie Holz-Beton-Stahl-Hybridverbund) leisten. Zeitabhängige plastische Verformungen, oft als Kriechen und Schwinden bezeichnet, wirken sich über die Einsatzdauer eines Bauteils wesentlich auf die Verformungen des Tragwerks aus. Das unterschiedliche Langzeitverhalten der einzelnen Verbundpartner in der Holz-Mischbauweise bewirkt ein komplexes Gesamtverhalten des Verbundbauteils. In dieser Arbeit wird eingangs die Holz-Beton-Verbundtechnologie dem Leser näher gebracht, wobei hier der Schwerpunkt auf den Möglichkeiten zur Sicherstellung des Verbunds und der damit einhergehenden Übertragung des Längsschubs zwischen den Verbundpartnern Holz und Beton liegt.

Die Verbundtheorie und die Funktionsweise eines elastisch nachgiebigen Holz-Beton-Verbunds werden erläutert und wesentliche Parameter zur Charakterisierung des Verbundverhaltens aufgezeigt. Bevor sich die vorliegende Arbeit mit dem Langzeitverhalten auseinandersetzt, werden noch Ansätze zur Berechnung von HBV-Decken und -Trägern zum Zeitpunkt $t = 0$ vorgestellt.

Das Augenmerk wird auf die aktuell gültige Normung zur Thematik des Langzeitverhaltens von HBV-Elementen gerichtet und in der Literatur dokumentierte Erkenntnisse bezüglich der Normungssituation werden festgehalten. Nachdem das zeitabhängige plastische Verhalten der Einzelmaterialien, welches in den materialzugehörigen Eurocodes normativ festgelegt ist beschrieben wird, werden verschiedene Berechnungsmodelle zu dem Langzeitverhalten von HBV-Decken und -Trägern vorgestellt.

Im Vorfeld zur vorliegenden Arbeit wurden im Rahmen des Sparkling Science Forschungsprojektes *Vorgefertigte Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise* seitens des Instituts für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau der TU Wien in Kooperation mit der Camillo Sitte Lehranstalt Langzeitversuche an Holz-Beton-Verbundträgern sowie an Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgern durchgeführt. Diese Langzeitversuche werden in der vorliegenden Arbeit beschrieben und im Nachhinein anhand der vorgestellten Berechnungsmodelle zum Langzeitverhalten unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Software-Hilfsmittel, wie beispielsweise einer 3D-FE-Software, einem Stabwerkmodell, sowie einer Tabellenkalkulationssoftware nachgerechnet. Im Anschluss daran wird eine Variantenstudie durchgeführt um Einflüsse wichtiger Parameter sowie unterschiedlicher Bauweisen zu erfassen.

Die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsmodelle, Berechnungen und Träger werden zusammengefasst, gegenübergestellt und einem Vergleich unterzogen um die Vorzüge und Nachteile der Berechnungsverfahren sowie der verschiedenen Bauweisen hervorzuheben.

Abstract

The application of composite slabs and beams in timber-hybrid-construction increased significantly within the last years. Multistory buildings with an essential share of timber-concrete-composite elements (TCC) are being planned more frequently than ever before. Therefore it is needed to initiate more investigations in this area of research. Especially because TCC-designs are not standardized.

The present publication is meant to achieve a contribution to the further exploration of the long-term behavior of composite slabs and beams in timber-hybrid-construction (timber-concrete-composite and timber-concrete-steel-composite). Time-dependent plastic effects, also known as creep and shrinkage, have a tremendous effect on a structural components deformations during its life-cycle. Because of the different time-dependent behavior of timber, concrete and steel, the long-term behavior of timber-hybrid-constructions is very elusive. At the beginning of the current publication TCC-technologies are described with the focus on the different possible connection systems to connect timber with concrete in a TCC and therefore transmit longitudinal shear forces.

The composite theory and mechanical functionality of resiliently connected TCCs is elucidated and essential parameters to characterize the composite behavior are shown. Before dealing with the long-term behavior some approaches to calculate the short-time behavior of TCC-slabs and beams are introduced.

The currently valid but virtually non-existent standardization of the long-term behavior of TCCs is discussed and insights of past publications with regards to the current standardization are summarized. After explaining the time-dependent behavior of timber and concrete solely, according to the materials corresponding Eurocodes, different computational models to calculate the long-term behavior of TCC-slabs and beams are shown.

Ahead of the current publication long-term experiments of timber-concrete composite and timber-concrete-steel composite beams have been performed over the course of the Sparkling Science research project called *Prefabricated ripped slab systems in hybrid-composite-construction* on behalf of the Department of Structural Design and Timber Engineering from the Vienna University of Technology in cooperation with the Camillo Sitte Academy. Initially those long-term experiments are described in this publication and afterwards they will be recalculated using the computational models for long-term TCC calculations shown before. The recalculations are made with the assistance of a 3D-FE-software, a Vierendeel model and a spreadsheet program. Following this, a case study will be made to investigate the effects of important parameters and different design methods.

The results of the different computational models and beams are summarized and compared to each other in order to emphasize each computations and construction methods advantages and disadvantages.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	6
1.1	Motivation	6
1.2	Methodik und Zielsetzung	6
2	Stand der Technik im Holz-Beton-Verbundbau	8
2.1	Typische Anwendungsgebiete von HBV-Elementen und gebaute Beispiele	8
2.2	Aufbau und Vorteile von HBV-Decken und -Trägern	10
2.3	Schubübertragung und Familien von Schubverbindern	11
2.3.1	Verbund durch Kleber	11
2.3.2	Verbund durch Formschluss und Reibung	12
2.3.3	Mechanischer Verbund	14
2.3.4	Mischformen	17
3	Ansätze zur Berechnung nachgiebig verbundener HBV-Träger	18
3.1	Verbundverhalten	18
3.2	Gamma-Verfahren	19
3.3	Schubanalogieverfahren	22
3.4	Berechnung mit Stabwerkmodellen	25
3.5	Berechnung mit FE-Programmen	27
4	Zeitabhängiges plastisches Verhalten von Holz-Beton-Verbundträgern	28
4.1	Normungssituation des Langzeitverhaltens von HBV-Decken und Trägern	29
4.2	Stand der Wissenschaft	29
4.3	Zeitabhängiges plastisches Verhalten der einzelnen Querschnittsteile	31
4.3.1	Langzeitverhalten von Beton	31
4.3.2	Langzeitverhalten von Holz	32
4.3.3	Langzeitverhalten der Verbindungsmittel	33
4.4	Berechnungsmodell nach Eurocode 5	34
4.5	Berechnungsmodell nach Technical Specification	35
4.6	Berechnungsmodell nach Fragiacommo	39
5	Vorausgegangene experimentelle Untersuchungen	44
5.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	44
5.1.1	Querschnitt, Geometrie und Aufbau der Prüfkörper	44
5.1.2	Materialien und deren Parameter	46
5.1.3	Versuchsdurchführung der Langzeitversuche	56
5.2	Ergebnisse	58
6	Nachrechnung der Veruche	61
6.1	Aufbau der RSTAB-Modelle	61
6.2	Aufbau der Sofistik Modelle	66
6.3	Auswertung der Kurzzeitdurchbiegungen	69

6.4	Anwendung verschiedener Berechnungsansätze zur Berechnung des Langzeitverhaltens	72
6.4.1	Berechnung nach Eurocode 5	72
6.4.2	Berechnung nach Technical Specification	76
6.4.3	Berechnung des HBV-Trägers ohne Stahl nach Fragiaco	81
6.4.4	Berechnung des Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgers nach Fragiaco	83
6.5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	85
6.6	Zusammenfassung der Ergebnisse	89
7	Variantenstudie	92
7.1	Einfluss des Stahlprofils	92
7.2	Schwindarme Betone	94
8	Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick	96
	Abbildungsverzeichnis	98
	Tabellenverzeichnis	100
	Literaturverzeichnis	101
A	Auszüge aus den Tabellenkalkulationen	104
A.1	Holz-Beton-Verbund Langzeitträger nach Fragiaco	105
A.2	Holz-Beton-Stahl-Hybridverbund Langzeitträger nach Fragiaco	108
A.3	Originalträger nach Fragiaco für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	111
A.4	Variantenstudie am Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Last	114
A.5	Variantenstudie am Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung	119
A.6	Variantenstudie am Originalträger mit und ohne schwindarmen Beton	124

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation

Holz-Beton-Verbundbauteile im Hochbau gelten weiterhin als eine normativ kaum geregelte Ausführungsvariante im Sinne der Dimensionierung und Bemessung tragender Bauteile. Dies lässt dem anwendenden Ingenieur viel Freiraum bei der statischen Berechnung zur Verfügung, was jedoch ein Problem darstellt, da jedes Ingenieurbüro das Materialverhalten und die Berechnung anders interpretieren und definieren kann.

Da das Kurzzeitverhalten zum Zeitpunkt $t = 0$ im Vergleich zu dem Langzeitverhalten bereits relativ gut erforscht wurde, gilt dieses Problem als besonders relevant bei der Berechnung des Langzeitverhaltens vom Holz-Beton-Verbund (HBV). Aufgrund des unterschiedlichen zeitabhängigen plastischen Verhaltens beider Materialien im Verbund ist nicht klar, wie die Interaktion der verschiedenen Langzeitverhalten der Einzelmaterialien sich auf den Verbund auswirkt. Im Allgemeinen besteht neben anderen Effekten vor allem die Gefahr, dass der langjährige Einsatz des Bauwerks zu Verformungen des Tragwerks führt, welche über das normativ vorgeschriebene maximale Maß hinausgehen und somit der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überschritten wird. Die Situation mit Hybridverbundbauteilen aus Holz-Beton-Stahl stellt sich als wesentlich komplexer dar, vor allem auch weil diese gar nicht genormt und im Vergleich zum Holz-Beton-Verbund kaum erforscht sind.

Daher ist es von großer Wichtigkeit, Überlegungen anzustellen, wie sich tragende Verbundelemente in Holz-Mischbauweise bei großer Einsatzdauer verhalten und wie das Langzeitverhalten rechnerisch modelliert werden kann. Langfristig betrachtet sollte das Ziel eine normative Niederschrift der Berechnung des zeitabhängigen plastischen Verhaltens bzw. allgemein eine Normung der Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken in Holz-Mischbauweise für den Hochbau sein, wie es beispielsweise bereits für Verbundtragwerke aus Stahl und Beton im Form des Eurocode 4 [1] geschehen ist. Es handelt sich dabei um ein besonders wichtiges Anliegen, da der Einsatz von HBV-Elementen in den letzten Jahrzehnten und Jahren verstärkt zugenommen hat.

Im Vorfeld zu dieser Diplomarbeit wurden im Rahmen des Sparkling Science Forschungsprojektes *Vorgefertigte Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise* des Instituts für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien in Kooperation mit der Camillo Sitte Lehranstalt bereits Versuche zum Langzeitverhalten von Holz-Beton- sowie Holz-Beton-Stahl Verbundträgern im Zuge der Diplomarbeit von Herrn Dipl.-Ing. Markus Froihofer und Herrn Dipl.-Ing. Johannes Völkl [2] durchgeführt. Auf diese Versuche zum Langzeitverhalten aufbauend entstand die vorliegende Diplomarbeit.

1.2 Methodik und Zielsetzung

Diese Arbeit dient dem Zweck der weiteren Erforschung des zeitabhängigen plastischen Verhaltens von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise (Holz-Beton und Holz-Beton-Stahl), wobei der Fokus auf der rechnerischen Erfassung des Langzeitverhaltens in Form von Durchbiegungen

liegt. Es soll die aktuelle Lage der Normung erleuchtet und eine Literaturrecherche betrieben werden. Bereits in der Vergangenheit vorgeschlagene Berechnungsmethoden werden vorgestellt und unter Zuhilfenahme von adäquater Software auf die in Abschnitt 1.1 erwähnten Versuche angewendet um die unterschiedlichen Berechnungsmethoden zu vergleichen. Des Weiteren wird in dieser Arbeit auf die Holz-Beton-Verbundtechnik eingegangen und Ansätze zur Berechnung eines elastisch nachgiebigen Verbunds werden erklärt.

Der Aufbau der Arbeit ist wie folgt:

- Im zweiten Kapitel wird als Einführung in die Thematik die Holz-Beton-Verbundtechnik behandelt und auf die Möglichkeiten der Sicherstellung des Verbunds wird eingegangen.
- Im Kapitel drei werden bereits vorhandene Ansätze zur Berechnung nachgiebig verbundener HBV-Träger vorgestellt, welche heutzutage bei der Auswertung zum Zeitpunkt $t = 0$ ihre Anwendung finden.
- Im vierten Kapitel wird auf den Stand der Wissenschaft bezüglich des Langzeitverhaltens von HBV-Trägern eingegangen. Das Augenmerk wird auf die aktuell gültigen Normenwerke gerichtet, das Langzeitverhalten der Einzelmaterialien wird erklärt, bereits vorhandene Literatur zum Langzeitverhalten wird zusammengefasst und die in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsmethoden werden präsentiert.
- Im fünften Kapitel werden die der vorliegenden Diplomarbeit vorausgegangenen Langzeitversuche vorgestellt.
- Im Kapitel sechs werden die vorhergehenden Versuche anhand der in Kapitel vier vorgezeigten Berechnungsmethoden nachgerechnet. Es wird eine Möglichkeiten vorgeschlagen, den Hybridverbundträger aus Holz-Beton-Stahl durch Anpassung eines der Berechnungsmodelle für Holz-Beton-Verbunde im Langzeitverhalten korrekt zu berechnen. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird untersucht.
- Im siebenten Kapitel wird eine Variantenstudie durchgeführt um Einflüsse gewisser Parameter sowie der Bauweise als Holz-Beton-Stahl-Verbund auf das Langzeitverhalten hervorzuheben.
- Abgeschlossen wird die Arbeit mit Schlussfolgerungen im Kapitel acht.

Kapitel 2

Stand der Technik im Holz-Beton-Verbundbau

In den letzten Jahren entwickelte sich ein immer größer werdender Trend in Richtung des Bauens mit Holz und dadurch auch mit Holz-Beton-Verbund. Infolge der Tatsache, dass mit ca. 80 % der Bevölkerung Europas die große Mehrheit in urbanen Zentren mit mehr als 10 000 Einwohnern lebt, besteht ein immer größer werdender Bedarf an Hochhäusern [2].

Die Kombination dieser Trends, sowie die vermehrte Investition in Forschungsprojekte bezüglich des Holzbaus und Holz-Beton-Verbundbaus führen dazu, dass immer mehr Hochhäuser in Holzbauweise und Holz-Beton-Verbundbauweise gebaut werden [2]. So wurden beispielsweise 2012 der Life Cycle Tower One (LCT One) in Dornbirn, Vorarlberg oder 2019 das HoHo in Wien, in der Seestadt Aspern errichtet. Beide Hochhäuser bestehen zum Teil aus Holz- und Holz-Beton-Verbundelementen und sind ein Ergebnis des erwähnten anwachsenden Trends, sowie zahlreicher Forschungsprojekte.

2.1 Typische Anwendungsgebiete von HBV-Elementen und gebaute Beispiele

Das größte Einsatzgebiet der Holz-Beton-Verbundbauweise ist die Verwendung als Deckensystem und zum Teil auch als Träger. Die Verwendung als Wände und insbesondere auch als Stützen ist eher zweitrangig. Die Ursache dafür liegt darin, dass bei der Verwendung von HBV-Elementen als Decken durch die primäre Beanspruchung auf Biegung die wesentlichsten Vorteile der HBV-Ausführung in Form von Ausnutzung der Baustoffeigenschaften zum Vorschein kommen, wie in Abschnitt 2.2 erklärt [3].

Dabei besteht die Möglichkeit den Holzteilquerschnitt von HBV-Decken entweder als Brettstapelelemente zu realisieren, oder als Balken auszuführen und somit in der Gesamtbetrachtung eine Rippendecke mit Holzrippen und Betonplatte zu erzeugen [3]. **Abb. 2.1** veranschaulicht diese beiden grundsätzlichen Möglichkeiten der Ausführung einer HBV-Decke. Eine gängige Umsetzung von HBV-Decken ist auch die Anwendung als Sanierungsmaßnahme. Oft werden in Gründerzeithäusern vorgefundene Tramdecken oder Dippelbaumdecken im Rahmen einer Sanierung mit Hilfe einer Aufbetonschicht saniert, wodurch ein Holz-Beton-Verbund entsteht. Neben anderen Vorteilen, welche im Abschnitt 2.2 aufgezeigt werden bringt eine solche Sanierung meist eine deutliche Erhöhung der Traglast mit sich.



Abb. 2.1: HBV-Deckensysteme als Holzbalken-Beton-Verbunddecke (links) sowie als Holzplatten-Beton-Verbunddecke (rechts) [4]

Beispielsweise wurden im LCT ONE HBV-Decken in Ausführung als Rippendecke angewendet, welche, wie in **Abb. 2.2a** ersichtlich, als Fertigteile realisiert wurden. Zur Gewährleistung des Verbunds kamen hier Schrauben und Kerven zum Einsatz [5]. In einigen Bereichen kann - zumeist aus gesetzlichen Vorschriften bezüglich des Brandschutzes in Österreich - eine Ausführung in reiner Stahlbetonbauweise nicht umgangen werden, wie zum Beispiel im Gebäudekern oder in Randträgern (siehe **Abb. 2.2b**)



Abb. 2.2: (a) HBV-Decke als Fertigteile wird im LCT ONE angebracht [5], (b) Eingebaute HBV-Decke mit Stahlbetonrandträger aus Brandschutzgründen [5]

Ein sechsgeschossiger Holzbau in der Zürcher Hufgasse wurde 2012 ebenfalls mit Deckensystemen als HBV-Elemente ausgeführt. Hier fand der Holzteilquerschnitt als verdübelte Brettstapelkonstruktion ihre Anwendung. Aus diesem Projekt geht auch ein klarer Trend zur Vorfertigung hervor, da auch hier viele Bauteile, wie auch die HBV-Decken in Fertigteilebauweise ausgeführt wurden. Als Verbundmittel wurden Kerven eingesetzt. **Abb. 2.3** zeigt das verwendete HBV-Deckensystem.



Abb. 2.3: HBV-Decke mit Holzteilquerschnitt aus Brettstapelelementen in Zürich [5]

Zahlreiche solcher Beispiele können noch angeführt werden. Ein weiteres durchaus Interessantes Anwendungsgebiet von HBV-Konstruktionen ist der Brückenbau. So wurden vor allem im deutsch- und französischsprachigen Raum in Europa bereits einige HBV-Brücken realisiert. Als

Beispiel kann hier die Birkbergbrücke in Wippra genannt werden. Es handelt sich dabei um eine Schwerlast-Straßenbrücke mit einer Brückenlänge von 16,40 m und einer Breite von 4,50 m. Bei der Konstruktion handelt es sich um eine Deckbrücke aus blockverleimten Brettschichtholz in HBV-Bauweise mit einem Schubverbund durch Kopfbolzendübel [6]. **Abb. 2.4** zeigt Aufnahmen der Birkbergbrücke im Bauzustand sowie im errichteten Zustand.



Abb. 2.4: Birkbergbrücke in Wippra [6]

2.2 Aufbau und Vorteile von HBV-Decken und -Trägern

Holz-Beton-Verbunddecken und -träger bestehen aus einem Träger- oder Platten-Teilquerschnitt aus Holz und einem darüber liegenden Betongurt, welcher mit geeigneten Verbindungsmitteln am Holzelement angebracht wird und somit einen Verbund mit dem Holz-Teilquerschnitt eingeht. Der große Vorteil dabei im Vergleich zu Einkomponentenbauteilen ist der, dass beim Einwirken von Biegemomenten beide Materialien jenen Beanspruchungen ausgesetzt sind, für die sie besser geeignet sind. Somit wird der oben liegende Betongurt auf Druck und Biegung beansprucht, wofür sich Beton deutlich besser eignet als Holz und der unten liegende Holz-Teilquerschnitt wird größtenteils auf Zug und Biegung beansprucht [7]. Die Grundidee aus welcher der Holz-Beton-Verbund stammt, ist also Beton in der Druckzone und Holz in der Zugzone anzuordnen. **Abb. 2.5** zeigt den prinzipiellen Aufbau von HBV-Decken bei der Ausführung des Holzteilquerschnitts als Brettstapelelement nach [8].

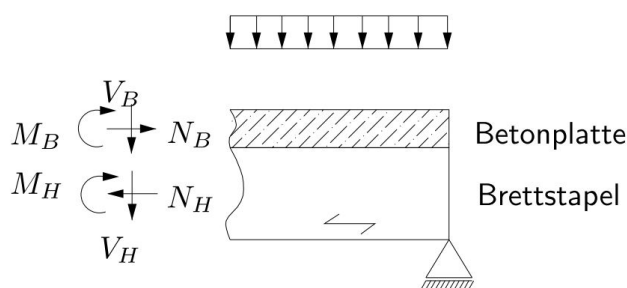


Abb. 2.5: Grundsätzlicher Aufbau von HBV-Decken unter Biegebeanspruchung [8]

Im Vergleich zu Holzdecken weisen HBV-Decken eine größere Steifigkeit, geringere Anfälligkeit gegen Schwingungen, bessere Schallschutz- sowie Brandschutzeigenschaften auf [7]. Verglichen mit Stahlbetondecken bringen HBV-Decken eine wesentliche Gewichtsersparnis mit sich, wodurch die vom Fundament abzutragende Gesamtlast verringert wird und die Anfälligkeit gegen Erdbebeneinwirkungen durch eine verringerte Gesamterdbebenkraft abgemindert wird. Außerdem gilt eine Holzunterseite bei Decken als ästhetisch ansprechender und erspart im Falle eines Holz-

Teilquerschnitts aus Brettstapelelementen eine zusätzliche Schalung, da der Holz-Teilquerschnitt wie eine verlorene Schalung fungiert [7].

Der Einsatz von Holz-Beton-Decken und -Trägern bringt also viele naheliegende Vorteile mit sich. Nichtsdestotrotz handelt es sich um eine Ausführungsvariante, welche nur selten genutzt wird. Demnach gibt es auch ein großes Marktpotential solcher Ausführungen als Decken, sowohl im Neubau mehrgeschossiger Gebäude als auch in Form einer Sanierungsmaßnahme in Gründerzeithäusern. Die Ausführung kann auch genutzt werden um die Traglast von bestehenden Bauten wie beispielsweise Holzbrücken zu erhöhen [7].

Als Nachteile können im Allgemeinen laut [3] die aufwendigere Fertigung, eine detailliertere Planung und Berechnung, zum Teil unklare bauordnungsrechtliche Grundlagen sowie erforderliche Maßnahmen zum Schutz des Holz-Teilquerschnitts vor der Betonfeuchte genannt werden [3]. Das Diffundieren von Feuchtigkeit aus dem Beton-Teilquerschnitt in den Holz-Teilquerschnitt wird für üblich mit Hilfe von Folien in der Verbundfuge (meist PE-Folien) verhindert.

Von wichtiger Bedeutung für die Performance von HBV-Decken und Trägern ist die Sicherstellung des Verbunds. Ohne die Entwicklung geeigneter Verbundmittel bzw. Schubverbinder, welche dazu dienen den zwischen den Teilquerschnitten entstehenden Schub aufzunehmen und abzutragen, wäre eine Realisierung von HBV-Elementen nicht möglich [3].

2.3 Schubübertragung und Familien von Schubverbindern

Um einen funktionierenden Verbund mit gewünschtem Verbundhalten zu erreichen, ist es erforderlich eine Schubübertragung zwischen dem Teilquerschnitt aus Beton und jenem aus Holz sicherzustellen. Hierfür werden Verbindungsmittel eingesetzt, deren Hauptaufgabe die Übertragung der Längsschubkraft ist [9], weshalb sie auch Schubverbinder genannt werden. Die folgenden Abschnitte liefern einen Überblick über Verbindungsmittelarten und deren Wirkungsweisen, wobei grundsätzlich zwischen folgenden Familien von Schubverbindern unterschieden wird [5]:

- Verbund durch Kleber
- Reibungsverbund und Formschluss
- Mechanischer Verbund
- Mischformen

2.3.1 Verbund durch Kleber

Bei der Sicherstellung des Verbunds durch Schubübertragung mittels Kleber handelt es sich um eine trockene Holz-Beton-Verbundbauweise mit vorgefertigten Betonplatten, welche auf Holzelemente flächig aufgeklebt werden [10]. Als Klebstoff kommt hier laut [10] im Allgemeinen ein Einkomponenten-Polyurethan-Klebstoff (1-K-PUR) zum Einsatz, welcher eine flächige Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Betonplatte und Holzelementen gewährleistet (siehe **Abb. 2.6**).

Der große Vorteil bei einem Holz-Beton-Verbund mittels Verklebung vorgefertigter, kleinformatiger Betonplatten im Vergleich zu einer anderen Verbundart mittels Einbringung von Ortbeton besteht allgemein in der Vorfertigung die eine Qualitätsverbesserung, eine Verkürzung der Bauzeit und Kosteneinsparungen mit sich bringt [10]. Zu den Nachteilen einer solchen Klebeverbindung zählen laut [10] die aufwendigere Planung, das relativ hohe Transportgewicht, die Erfordernis einer entsprechenden Produktionsstätte und durch die Vorfertigung eine notwendige Zusammenarbeit auf firmenübergreifender Ebene.

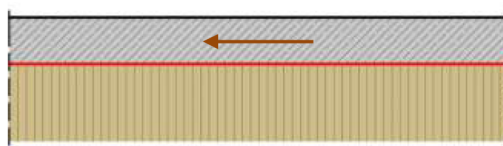


Abb. 2.6: Schematische Darstellung der Schubübertragung bei Verbund mittels Kleber (Pfeil deutet die Längsschubkraft an) [5]

Als weitere Möglichkeit des Einsatzes von Klebstoffen im Holz-Beton-Verbundbau stellt sich die Maßnahme des Einklebens von Verbindungsmitteln wie beispielsweise Bewehrungsstähle oder HBV-Schubverbindern dar, wobei der Schub primär nicht durch den Klebstoff sondern durch das eingeklebte Verbindungsmittel mechanisch übertragen wird, weshalb solche Produkte im Abschnitt 2.3.3 bei den mechanischen Verbundmitteln aufgezeigt werden.

2.3.2 Verbund durch Formschluss und Reibung

Eine gängige Methode zur Übertragung des Längsschubs ist die Ausführung eines Formschlusses, welche zusätzlich zum Formschluss auch über Reibungseffekte wirken kann. Hierbei weisen die Teilquerschnitte aus Holz und Beton eine einander entsprechende Form auf, sodass bei Belastung die Formgebung wie eine großformatige Verzahnung wirkt, welche den Schub überträgt. **Abb. 2.7** zeigt schematisch die Funktionsweise der Schubübertragung bei Verbund mittels Formschluss und Reibung. Die Grafiken links und in der Mitte zeigen einen Formschluss im Längsschnitt während die Grafik rechts einen Querschnitt und den darin ersichtlichen Verbund mittels Reibung darstellt.

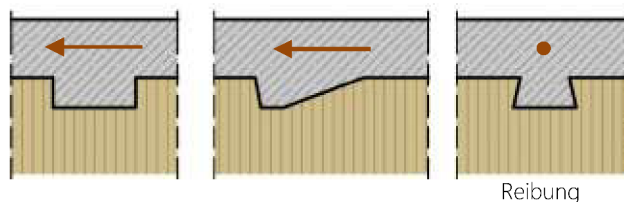


Abb. 2.7: Schematische Darstellung der Schubübertragung bei Verbund mittels Formschluss und Reibung (Pfeile deuten die Längsschubkraft an) [5]

Nachfolgend wird auf die hauptsächlich zum Einsatz kommenden formschlüssigen Verbindungsmittel eingegangen.

Kerven

Bei Kerven handelt es sich um in vorgefertigte Brettstapelemente eingefräste Aussparungen, in welche während des Betoniervorgangs vom Betonteilquerschnitt der Beton eingebracht wird. **Abb. 2.8a** zeigt eine anschauliche Darstellung eines Kervenverbunds. Dabei werden Kerven in Querrichtung des Trägers bzw. der Decke eingefräst und in unregelmäßigen Abständen eher in den äußeren Trägerbereichen (wo die Querkraft größer ist, siehe **Abb. 2.8b**) angeordnet, sodass jede Kerbe die gleiche Schubkraft überträgt [11]. Bei Belastung wird die Längsschubkraft über Druckkontakt an der Kervenflanke übertragen [11]. Häufig kommt die Kerbe als Mischform in Kombination mit einem stiftförmigen mechanischen Verbindungsmittel zum Einsatz um ein lokales Abheben des Betons im Bereich der Kerbe zu verhindern [11]. Solche Mischformen werden im Abschnitt 2.3.4 abgehandelt.

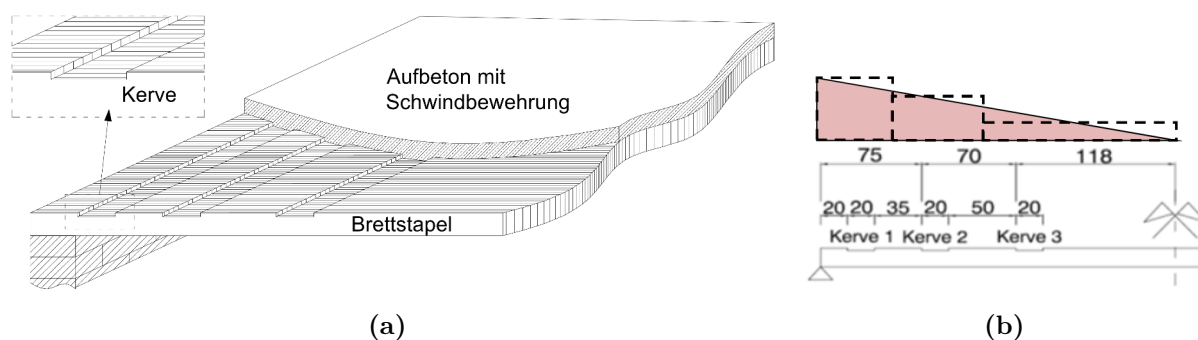


Abb. 2.8: (a) Veranschaulichung von einem Verbund mittels Kerfen an einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke [11], (b) Verdichtete Anordnung von Kerfen in Bereichen hoher Querkraft [5]

Kerfen sind einfach und schnell herzustellen womit auch kein besonders qualifiziertes Personal benötigt wird. Außerdem lässt sich die Tragfähigkeit der Kerfen wie anhand von Versuchsreihen in [11] festgestellt wurde durch Variationen der Kerfengeometrie und Anordnung erhöhen. Begrifflichkeiten zur Kerfengeometrie finden sich in **Abb. 2.9** wieder.

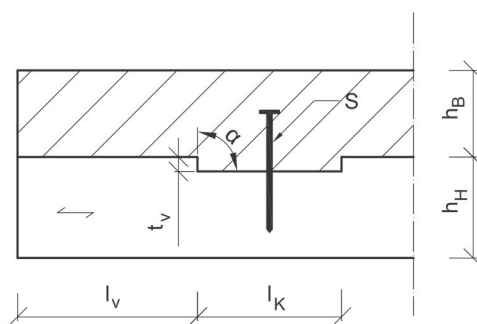


Abb. 2.9: Begriffe in der Kerfengeometrie [12]

- l_v ... Vorholzlänge
- l_k ... Kerfengeometrie
- t_v ... Kerfentiefe
- h_H ... Höhe des Holzes
- h_B ... Höhe des Betons
- S ... Stiftförmiges Verbindungsmittel zur Sicherung gegen Abheben der Betonplatte
- α ... Neigungswinkel der Kerfenflanke

Allerdings gilt es laut [13] zu beachten, dass der Beton während dem Austrocknen an Volumen verliert, wodurch sich der Beton in der Kerfe vom Holz ablösen könnte und somit die Kraftübertragung erst nach einem anfänglichem Schlupf vonstattengehen würde. Spezielle Abdichtungen im Kerfenbereich sowie eine geänderte Form der Ausfräsung, welche die Kerfe darstellt, können diesen Anfangsschlupf minimieren. Die Verwendung eines schwindarmen Betons würde diesem negativen Effekt ebenfalls entgegenwirken [13].

Flachstahlschlösser

Bei Flachstahlschlössern als eine Variante des formschlüssigen Verbunds handelt es sich um Flachstahlelemente, welche unter einer Neigung von in der Regel 5° zur Senkrechten in entsprechende Sägenuten im Teilquerschnitt aus Holz eingetrieben werden [5]. **Abb. 2.10** liefert eine anschauliche Darstellung eines Verbunds mittels Flachstahlschlössern und zeigt eine Detailskizze mit üblichen Abmessungen. Wie schon bei Kerwen werden Flachstahlschlösser quer zur Spannrichtung angebracht und weisen zueinander einen Mindestabstand von 25 cm auf, wobei eine diskontinuierliche Anordnung entsprechend dem Querkraftverlauf des statischen Systems häufig zur Anwendung kommt [5]. HBV-Verbundträger in denen Flachstahlschlösser als Verbindungsmittel verwendet werden weisen laut den in [14] durchgeführten Versuchen ein lineares Kraft-Verformungs-Verhalten bis kurz vor Erreichen der Versagenlast auf, in den allermeisten Fällen gefolgt von einem Betonversagen im Bereich der Flachstahlschlösser. Verglichen mit stiftförmigen mechanischen Verbindungsmitteln ist der Herstellungsaufwand deutlich geringer [14].

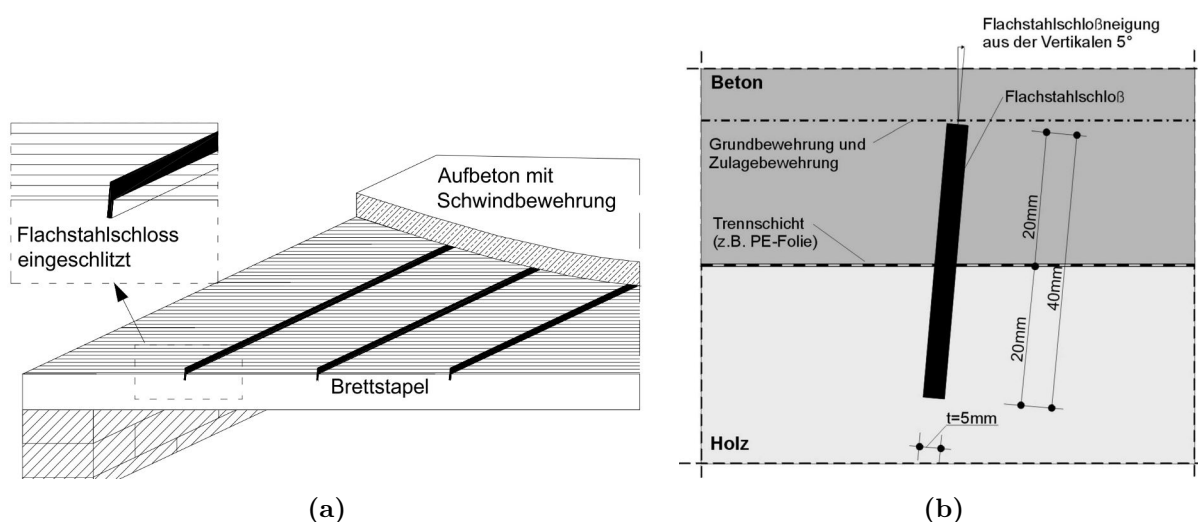


Abb. 2.10: (a) Veranschaulichung von einem Verbund mittels Flachstahlschlössern an einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke [11], (b) Detailskizze eines Flachstahlschlusses mit üblicher Geometrie [14]

2.3.3 Mechanischer Verbund

Bei mechanischem Verbund werden Verbindungsmittel in der Verbundfuge vorgesehen, die einen kraftschlüssigen Verbund zwischen Holz und Beton gewährleisten. **Abb. 2.11** zeigt die schematische Funktionsweise der Schubübertragung bei mechanischem Verbund. (Pfeile deuten die Längsschubkraft an) [5]

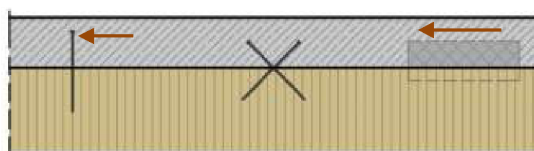


Abb. 2.11: Schematische Darstellung der Schubübertragung bei mechanischem Verbund (Pfeile deuten die Längsschubkraft an) [5]

Nachfolgend wird auf die hauptsächlich zum Einsatz kommenden mechanischen Verbindungsmittel eingegangen.

Stiftförmige Verbindungsmittel

Laut [13] können prinzipiell alle stiftförmigen Verbindungsmitteln des Holzbaus, wie beispielsweise Nägel, Schrauben, Klammern Stabdübel, Gewindestäbe oder Betonstähle verwendet werden. Allerdings gibt es auch zu dem Stahl-Beton-Verbundbau ähnliche Verbindungsmittel wie Kopfbolzendübel, Dübelleisten oder spezielle Verbundschrauben die für den Holz-Beton-Verbundbau entwickelt wurden [5].

Prinzipiell gilt es hier zu Unterscheiden zwischen senkrecht (90°) und schräg (45°) zur Fuge eingebrachten stiftförmigen Verbindungsmitteln. Je nach eingeschlossenem Winkel wird das Verbindungsmittel unterschiedlich belastet. Bei einem Winkel von 45° werden stiftförmige Verbindungsmittel auf Zug belastet wohingegen sie bei Anwendung unter einem 90° zur Verbundfuge auf Abscheren belastet werden (siehe **Abb. 2.12**) [5]. Auch die Belastung der Materialien im Bereich der Verbindungsmittel hängt von dem Einbringwinkel ab. Bei senkrecht angeordneten stiftförmigen Verbindungsmitteln würde es zu einem Materialversagen infolge der Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit des jeweiligen Materials kommen [13], wobei ein wichtiger Faktor auch die Bewehrung des Betons ist, da es in unbewehrten Betonen zum Ausbrechen des Betons infolge von Spaltzugkräften kommt. Bei Anordnung unter einem 45° werden die Materialien zusätzlich auch auf Druck belastet und die Belastung der Lochleibungsfestigkeit nimmt im Vergleich zu senkrecht angeordneten Verbindungsmitteln ab[5].

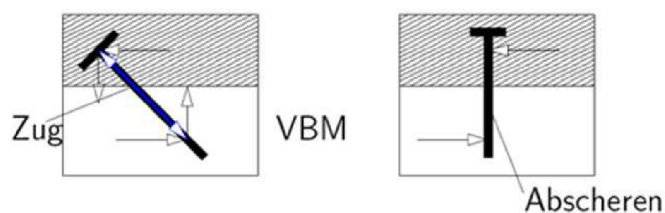


Abb. 2.12: Darstellung der Belastung stiftförmiger Verbindungsmittel in Abhängigkeit vom Einbringwinkel [5]

Bei Verwendung einer verlorenen Schalung in der Verbundfuge kommt es im Fall von senkrecht angeordneten stiftförmigen Verbindungsmitteln laut [13] zu einer wesentlichen Verringerung der Steifigkeit des Verbunds und es wird für solche Fälle empfohlen die Schalung im Bereich der Verbindungsmittel zu unterbrechen.

Des Weiteren besteht die Möglichkeit der gekreuzten Anordnung von je zwei stiftförmigen Verbindungsmitteln anstelle von einer einzigen. In diesem Fall überträgt eines der Verbindungsmittel Druckbelastungen. Gemäß [13] ist eine kreuzweise Anordnung im Hochbau nicht zwangsweise erforderlich, im Brückenbau allerdings schon da durch verschiedene Lastfälle eine Umkehrung der Schubrichtung erfolgen kann.

Versuchsreihen in [15] zeigen auf, dass der Verbund mittels schräg bzw. gekreuzt angeordneter Verbindungsmittel im Vergleich zum Verbund durch senkrecht angeordnete Verbindungsmittel wesentlich steifer ist (siehe **Abb. 2.13**).

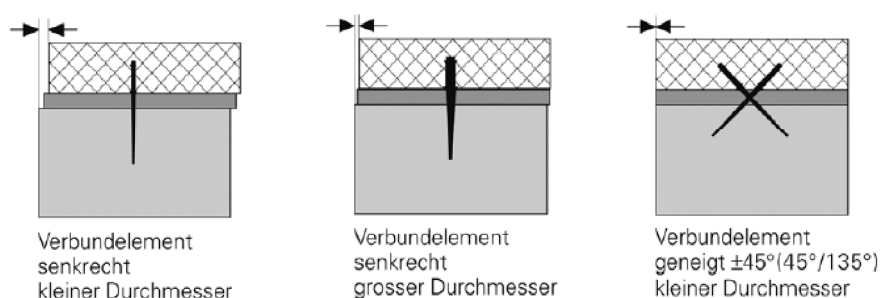


Abb. 2.13: Steifigkeiten des Verbunds bei unterschiedlich angeordneten stiftförmigen Verbindungsmittel [5]

Wesentlich für das Trag- und Verformungsverhalten ist die Art der Verankerung des stiftförmigen Verbindungsmittels in den Verbundpartnern. Es bietet sich die Möglichkeit die Verbindungsmittel in das Holz einzukleben, allerdings muss das laut [13] ausgeprägte Langzeitverhalten des eingesetzten Klebers unter Zugbeanspruchung beachtet werden. Eine bessere alternative stellt eine Verschraubung im Holz dar. Grundsätzlich gilt, dass je größer die Einbindetiefe im Holz ist, desto besser ist auch das Tragverhalten [13].

HBV-Schubverbinder

Bei HBV-Schubverbindern handelt es sich um perforierte Streckmetallbleche mit 2,5 mm Dicke, die in Sägenuten im Holz mittels spezieller Kleber eingeklebt werden [5]. Die Orientierung dieser Elemente entspricht der Spannrichtung. Gleichzeitig dienen die HBV-Schubverbinder als Abstandhalter für die Bewehrung. In **Abb. 2.14** wird das Verbundsystem und eine Detailaufnahme des Verbundmittels aufgezeigt. Durch Einklebung in das Holz und Verzahnung mit dem Beton ist der Schubverbund sichergestellt. Die Anwendung ist sowohl in Balken- als auch in massiven Holzdecken möglich. Je nach Zulassung sind unterschiedlich hohe Verschiebungsmodule möglich, als Richtwert der Größenordnung kann eine Schubsteifigkeit von 825 N/mm genannt werden [5].

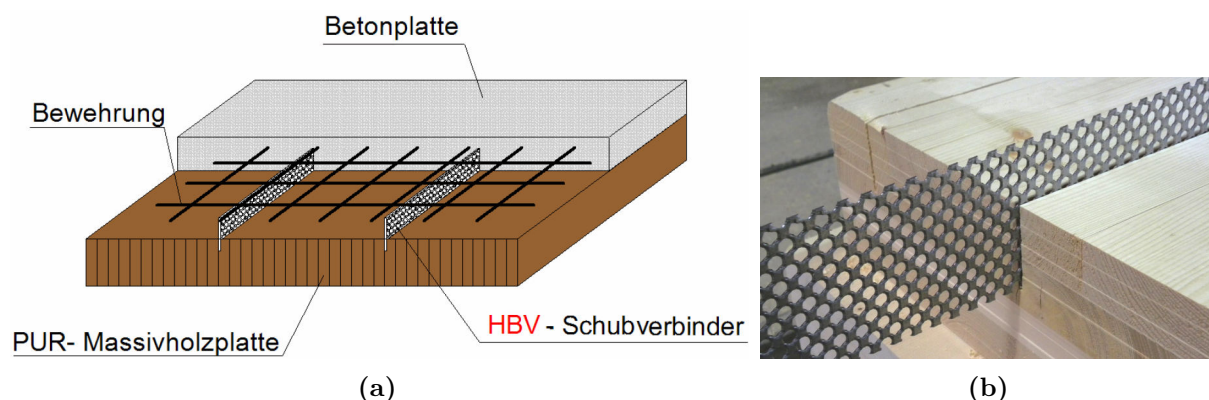


Abb. 2.14: (a) Veranschaulichung von einem Verbund mittels HBV-Schubverbindern an einer Massivholz-Beton-Verbunddecke [16], (b) Detailaufnahme eines HBV-Schubverbinders [17]

Große Vorteile dieses Verbundsystems zeigen sich in der Realisierbarkeit hoher Spannweiten von über 15 m sowie der möglichen Verwendung in Mehrfeldträgern [2]. Des Weiteren zeigten laut [16] Traglastversuche ein sehr steifes Tragverhalten im elastischen Bereich und ein prägnantes Fließverhalten im Versagenszustand bei Verbund mittels HBV-Schubverbindern.

Weitere Möglichkeiten um einen mechanischen Verbund zu realisieren sind Sondersysteme wie beispielsweise spezielle Fertigteildecken oder Verbundanker [5].

2.3.4 Mischformen

Unter Mischformen versteht man die Verbindung mehrerer, in den vorangegangenen Abschnitten aufgezeigten Verbundmittel, meist mit der Absicht die Vorteile der unterschiedlichen Verbundvarianten zu kombinieren. Beispielsweise besteht die Möglichkeit einen mechanischen Verbund zu verstärken mittels eines Verbunds durch Kleber oder Reibungsverbund (siehe **Abb. 2.15**).

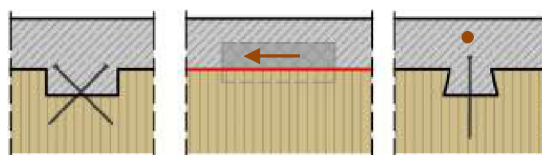


Abb. 2.15: Schematische Darstellung der Möglichkeiten der Schubübertragung durch Mischformen von Verbundvarianten (Grafik links und in der Mitte zeigen je einen Längsschnitt, Grafik rechts zeigt einen Querschnitt) [5]

Insbesondere ist zu erwähnen, dass bei einem Kervenverbund infolge der Exzentrizität zwischen druckbeanspruchter Kervenflanke und Längsachse der Betonplatte ein lokales Exzentrizitätsmoment beim Abtrag der Längsschubkraft entsteht, das eine abhebende Wirkung auf die Betonplatte ausübt [11]. Um diesem Effekt entgegenzuwirken ist es üblich in der Kerbe ein stiftförmiges Verbindungsmittel anzuordnen, welches als Abhebesicherung dient. **Abb. 2.16** zeigt das dadurch entstehende Kräfteck. Die Notwendigkeit einer solchen Abhebesicherung ist allerdings umstritten [12]. In [18] führten Messungen der Abhebewirkung zwischen Holz und Beton zu dem Schluss, dass bei Trägern ohne Schrauben größere Verschiebungen gemessen wurden als bei Trägern mit Schrauben. Jedoch ist laut [11] der Nutzen eines stiftförmigen Verbindungsmittels als Abhebesicherung zweifelhaft, weil der Beton das entstehende Exzentrizitätsmoment alleine abtragen kann. Experimentelle Untersuchungen in [19] zeigten ebenfalls, dass die zusätzlich zu den Kerven vorgesehenen stiftförmigen Verbindungsmittel einen Beitrag zur Abtragung der Längsschubkraft leisteten, allerdings nicht zwingend das Abheben des Betons verhinderten.

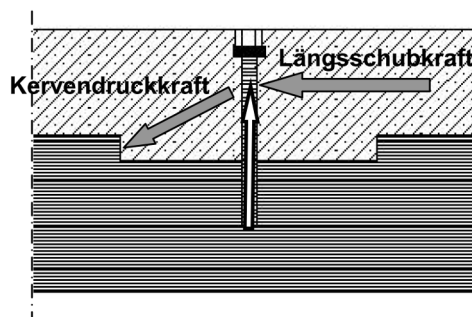


Abb. 2.16: Kerbe mit stiftförmigem Verbindungsmittel als Abhebesicherung [11]

Kapitel 3

Ansätze zur Berechnung nachgiebig verbundener HBV-Träger

In diesem Kapitel wird eingangs auf die Wirkungsweise des Holz-Beton-Verbunds und dessen Verhalten bei Belastung eingegangen. Danach wird erklärt was der Stand der Technik bezüglich der Berechnung von HBV-Trägern und Decken ist. Dabei werden die gängigen Berechnungsmethoden, welche auf dem im Vorhinein beschriebenen Verbundverhalten basieren, beschrieben.

Es gilt zu beachten, dass dieses Kapitel zum großen Teil den Zeitpunkt $t = 0$ behandelt. Die hier beschriebenen Berechnungsmethoden dienen als Basis für die Berechnung des Langzeitverhaltens, da viele Berechnungsverfahren des Langzeitverhaltens insbesondere auf das Gamma-Verfahren (siehe Abschnitt 3.2), welches zur Berechnung des Kurzzeitverhaltens dient, aufbauen. Auf die weniger erforschten Berechnungsmethoden zum Zeitpunkt $t = \infty$ wird hauptsächlich im Kapitel 4 eingegangen.

3.1 Verbundverhalten

Das gewählte Verbundmittel beeinflusst das Verhalten in der Verbundfuge maßgeblich [2]. Bei allen Verbundmitteln, die in Abschnitt 2.3 vorgestellt wurden, mit Ausnahme der Klebeverbindung, handelt es sich um nachgiebige Verbunde [3]. Es macht einen wesentlichen Unterschied aus, ob die beiden Teilquerschnitte lose aufeinander liegen oder starr miteinander verbunden sind. In beiden Fällen handelt es sich um Grenzwerte, die nicht der Realität entsprechen, da in der Regel in Wahrheit ein elastisch nachgiebiger Verbund vorliegt [20].

Nachfolgend ist eine zusammenfassende Beschreibung der drei unterschiedlichen Verbundverhalten gemäß [5, 21]:

- **Looser Verbund:** Es ist keinerlei Verbund vorhanden, die Teilquerschnitte liegen lediglich aufeinander, allerdings ohne dass Reibung in der Verbundfuge angesetzt wird. Die Teilquerschnitte fungieren weiterhin als Einzelquerschnitte. Die Bernoullihypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist innerhalb des jeweiligen Teilquerschnitts weiterhin erfüllt.
- **Starrer Verbund:** Der Verbund verhält sich wie ein einziger zusammenwirkender Querschnitt. Die Verbindung ist vollkommen starr und es kommt zu keinem Schlupf (Relativverschiebung) zwischen den einzelnen Querschnittsteilen. Die Bernoullihypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist erfüllt.
- **Nachgiebiger Verbund:** Es kommt zu einem Zusammenwirken der einzelnen Querschnittsteile, allerdings nicht ideal starr. Ein Schlupf in der Verbundfuge ist zu erwarten. Die Bernoullihypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist nicht mehr gewährleistet.

In **Abb. 3.1** werden die drei beschriebenen Verbundverhalten am Beispiel eines Einfeldträgers bestehend aus zwei Teilquerschnitten, welcher einer Gleichlast ausgesetzt ist, aufgezeigt.

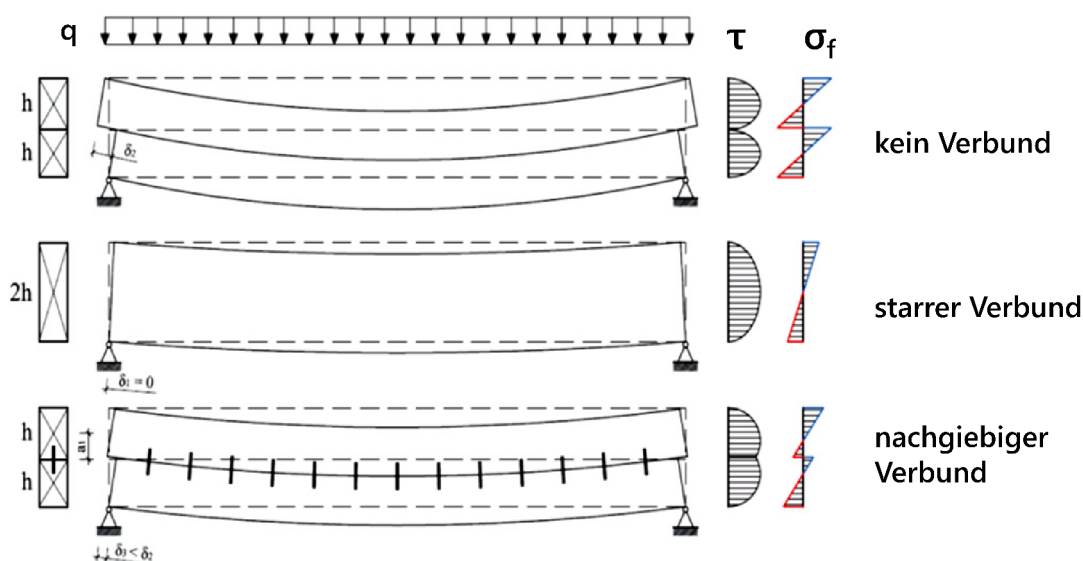


Abb. 3.1: Einfeldträger mit Gleichlast bestehend aus zwei Teilquerschnitten, deutliche Unterschiede in der Durchbiegung und Spannungsverteilung zu erkennen in Abhängigkeit von der Verbundsteifigkeit [20]

Laut [21] ist ein starrer Verbund anzustreben, allerdings ist diese Art des Verbunds bautechnisch nicht realisierbar (Ausnahme: Klebeverbindungen [3]), wohingegen der suboptimale Fall jener eines losen Verbunds ist. Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge spiegelt sich in dem Flächenträgheitsmoment und somit in der Biegesteifigkeit wider, womit ein maßgeblicher Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten gegeben ist.

Bei Kenntnis der Materialparameter und Kennwerte des Verbunds kann das Kurzzeitverhalten mit Hilfe verschiedener Verfahren berechnet werden [22]. Die rechnerisch quantifizierten Einflüsse der Verbundfugensteifigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten werden im Rahmen des Gamma-Verfahrens (siehe Abschnitt 3.2), welches eine Berechnungsmethode von nachgiebig verbundenen HBV-Trägern ist, aufgezeigt. Das Gamma-Verfahren eignet sich dafür besonders gut, weil in diesem Berechnungsverfahren die Nachgiebigkeit der Verbundfuge unmittelbar durch einen Faktor quantifiziert wird.

3.2 Gamma-Verfahren

Das Gamma-Verfahren ist eine Berechnungsmethode, die im Anhang B der ÖNORM EN 1995-1-1 [23] verankert ist. Dabei handelt es sich um ein Näherungsverfahren, bei dem ausgehend von einem ideal starren Verbund durch Verringerung vom Steineranteil des Flächenträgheitsmomentes die wirksame Biegesteifigkeit des nachgiebigen Verbunds berechnet wird.

Die Abminderung der Steineranteile geschieht indem man sie mit dem sogenannten Nachgiebigkeitsfaktor γ multipliziert, woher auch der Name des Verfahrens herrührt. Mit Hilfe der auf diese Weise berechneten wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ kann im weiteren Verlauf das Trag- und Verformungsverhalten analysiert werden.

Die Berechnung des Nachgiebigkeitsfaktors γ erfolgt mittels folgender Formel [23]:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}} \quad (3.1)$$

γ_i ... Nachgiebigkeitsfaktor des jeweiligen Teilquerschnitts [-]
 E_i ... Elastizitätsmodul des jeweiligen Teilquerschnitts [MN/m²]
 A_i ... Fläche des jeweiligen Teilquerschnitts [m²]
 s_i ... Abstand der Verbindungsmittel zueinander [m]
 K_i ... Verschiebungsmodul der Verbundmittel [MN/m]
 l ... Spannweite [m]

Wobei $E_i A_i$ die Dehnsteifigkeit in [MN] und $\frac{K_i}{s_i}$ die Fugensteifigkeit für punktuellen Verbund in [MN/m²] darstellt. Eine Umformulierung der Fugensteifigkeit ermöglicht auch eine Berechnung für einen flächigen Verbund, wie in Gleichung 3.3 zu sehen [20].

$$c = \frac{K_i}{s_i} \quad \dots \text{Fugensteifigkeit bei punktuellem Verbund [MN/m}^2\text{]} \quad (3.2)$$

$$c = \frac{b_k G_k}{d_k} \quad \dots \text{Fugensteifigkeit bei flächigem Verbund [MN/m}^2\text{]} \quad (3.3)$$

b_k ... Fugenbreite quer zur Spannrichtung [m]
 d_k ... Fugendicke [m]
 G_k ... Schubmodul des Verbundmittels [MN/m²]

Für den Fall von zwei Teilquerschnitten, was bei Holz-Beton-Verbundquerschnitten quasi immer der Fall ist (in der Regel nur ein Teilquerschnitt aus Holz und ein Teilquerschnitt aus Beton) gilt es zu beachten, dass der Nachgiebigkeitsfaktor vom unten liegenden Holz-Teilquerschnitt nach ÖNORM EN 1995-1-1 Anhang B mit $\gamma_t = 1$ festgelegt ist und der Nachgiebigkeitsfaktor vom Beton-Teilquerschnitt γ_c wie beschrieben nach Gleichung 3.1 ermittelt wird.

Bei punktuell angeordneten Verbindungsmitteln ist es, wie bereits in Abschnitt 2.3.2 erwähnt, üblich die Verbindungsmittel entsprechend des Querkraftverlaufs abzustufen. In diesem Fall gilt für den Abstand der Verbindungsmittel s_i in Gleichung 3.1 bzw. Gleichung 3.2, dass ein effektiver Verbindungsmittelabstand s_{ef} eingesetzt werden muss, welcher sich anhand der vorliegenden minimalen und maximalen Verbindungsmittelabstände wie in Gleichung 3.4 ermitteln lässt [24].

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad \text{mit } s_{max} \leq 4 \cdot s_{min} \quad (3.4)$$

Bezugnehmend auf die Erläuterungen vom vorhergehenden Abschnitt 3.1 bedeutet ein loser Verbund, dass der Nachgiebigkeitsfaktor $\gamma_i = 0$ ist. Ein starrer Verbund hingegen bedeutet $\gamma_i = 1$ und im Falle eines nachgiebigen Verbunds gilt $0 < \gamma_i < 1$ [20]. Wie bereits eingangs erwähnt werden diese Nachgiebigkeitsfaktoren nun verwendet um, ausgehend von einem ideal starren Verbund, die Steineranteile der Flächenträgheitsmomente zu verringern. **Abb. 3.2** zeigt am Beispiel eines Einfeldträgers mit Gleichlast bestehend aus zwei Rechteckteilquerschnitten gleichem Elastizitätsmoduls wie sich die Unterschiede im Verbundverhalten auf den Nachgiebigkeitsfaktor und die Flächenträgheitsmomente widerspiegeln.

Im Allgemeinen kann mit Hilfe der Nachgiebigkeitsfaktoren das effektive Flächenträgheitsmoment nach Gleichung 3.5 und die wirksame Biegesteifigkeit wie in Gleichung 3.6 gezeigt ermittelt werden.

$$I_{eff} = \sum_{i=1}^n (I_{eigen,i}) + \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot a_i^2 \cdot A_i) \quad (3.5)$$

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_{eigen,i} + \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i^2 \cdot A_i) \quad (3.6)$$

I_{eff} ... Effektives Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Gesamtquerschnitts [m⁴]
 $I_{eigen,i}$... Eigen-Flächenträgheitsmoment 2. Grades des jeweiligen Teilquerschnitts [m⁴]
 a_i ... Abstand Teilquerschnittsschwerpunkt zu Gesamtschwerpunkt [m]
 $(EI)_{eff}$... Wirksame Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts [MNm²]

Die so berechneten Querschnittswerte können nun im Rahmen der weiteren statischen Berechnung herangezogen werden um Schnittgrößen und Spannungsverläufe zu berechnen sowie schlussendlich Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit zu führen [21].

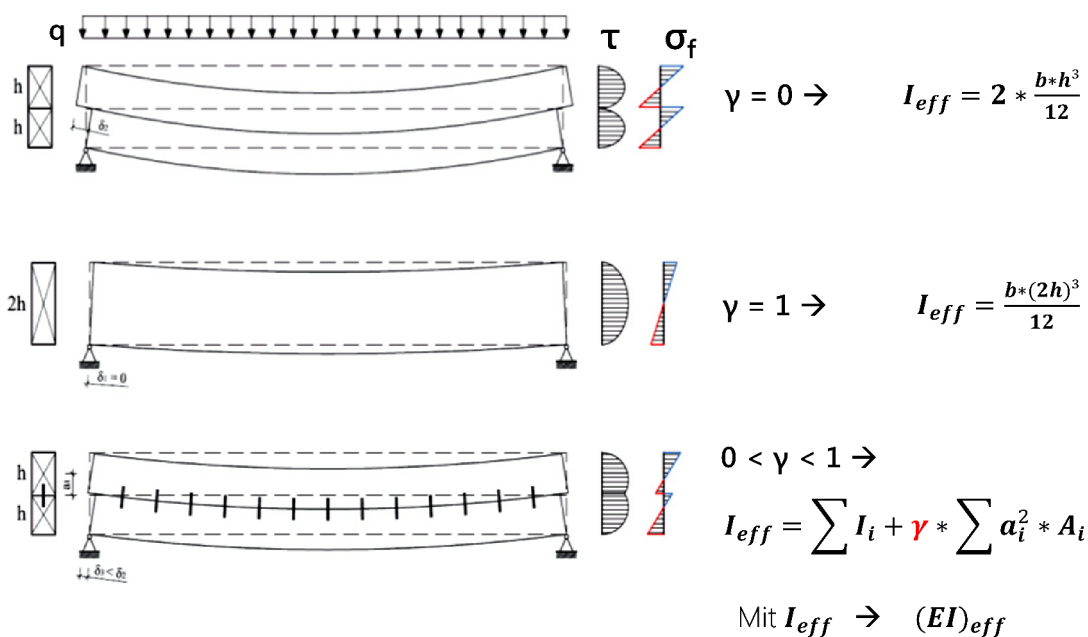


Abb. 3.2: Einfeldträger mit Gleichlast bestehend aus zwei Rechtecksteilquerschnitten gleichen E-Moduls, Quantifizierung des Verbundverhaltens mittels des Nachgiebigkeitsfaktors und Unterschiede in der Berechnung des Flächenträgheitsmomentes [20]

Des Weiteren gilt es zu beachten, dass das Gamma-Verfahren nur unter bestimmten Voraussetzungen gilt [20]:

- Statisch bestimmter Einfeldträger
- Sinusförmige Belastung

- Konstante Querschnitte mit maximal 3 Teilquerschnitten
- Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese in allen Teilquerschnitten
- Vernachlässigung der Schubverformung der Teilquerschnitte
- Kontinuierlicher, konstanter Verbund

Theoretisch ist bei Kenntnis der Momentennullpunkte auch eine Berechnung von Durchlaufträgern und Kragträgern möglich [20]. Für den Fall von Gleichlasten bildet das Gamma-Verfahren eine gute Näherung (Stichwort Fourierreihe) [20], womit die Anwendung des Verfahrens auf das Beispiel aus **Abb. 3.2** zulässig ist.

3.3 Schubanalogieverfahren

Wie in der ÖNORM B 1995-1-1 [25] angegeben, kann das Schubanalogieverfahren ebenfalls zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundträgern herangezogen werden. Dabei handelt es sich um eine Berechnungsmethode, bei der der tatsächliche Querschnitt auf Basis der Steifigkeitswerte des Verbundquerschnittes in einen ideellen Rechenquerschnitt transformiert wird. Anschließend kann man anhand dieses Modells den Spannungsverlauf über den Gesamtquerschnitt ermitteln [20].

Der Gesamtquerschnitt wird gedanklich in zwei Querschnitts-Ebenen aufgeteilt. Grundlage dafür ist die Aufteilung der Gesamtsteifigkeiten des Verbundquerschnitts. Einer dieser Ebenen - *Ebene A* - werden die Eigenanteile der Biegesteifigkeiten der einzelnen Teilquerschnitte sowie ein schubstarrs Verhalten zugewiesen [20]. Die andere Ebene - *Ebene B* - erhält die Steiner-Anteile der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte, sowie eine Schubsteifigkeit, die sich aus der Fugensteifigkeit und den Schubsteifigkeiten der einzelnen Teilquerschnitte zusammensetzt [20]. Die Berechnung der genannten Steifigkeiten dieser Ebenen ist in den Gleichungen 3.7 bis 3.10 zusammengefasst. [20, 21]

Ebene A:

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_{eigen,i}) = B_A \quad (3.7)$$

$$(GA)_A = \infty = S_A \quad (3.8)$$

Ebene B:

$$(EI)_B = \sum_{i=1}^n (E_i \cdot a_i^2 \cdot A_i) = B_B \quad (3.9)$$

$$(GA)_B = \left\{ \frac{1}{a^2} \left[\sum_1^{n-1} \frac{e_x}{K_{x,i} \cdot n_{VBM}} + \frac{h_1}{2 \cdot G_{xz,1}} + \sum_2^{n-1} \frac{h_1}{G_{xz,i}} + \frac{h_n}{2 \cdot G_{xz,n}} \right] \right\}^{-1} = S_B \quad (3.10)$$

- a ... Abstand zwischen den Schwerachsen der Teilquerschnitte
 e_x ... Abstand der Verbindungsmittel in Längsrichtung
 K_x ... Verbindungsmittelsteifigkeit
 n_{VBM} ... Anzahl parallel zueinander liegender Verbindungsmittelreihen in Längsrichtung
 G_{xz} ... Schubsteifigkeiten der Teilquerschnitte
 h_i ... Höhe des Teilquerschnitts

Diese beiden Querschnitts-Ebenen werden miteinander durch dehnstarre Pendelstäbe verbunden, sodass die gekoppelten Träger die gleiche Biegelinie aufweisen [20]. An dem auf diese Weise erhaltenen statischen System werden nun die ideellen Schnittgrößen der beiden Ebenen berechnet. Das reale Biegemoment und die reale Normalkraft lassen sich einfach durch Verhältnisse der realen zu den ideellen Steifigkeiten direkt aus der ideellen Normalkraft bzw. dem ideellen Biegemoment berechnen [20]. Aus diesen Schnittgrößen können in weiterer Folge die Längsspannungen berechnet werden. Die Schubspannungen werden über horizontale Gleichgewichtsbedingungen mittels der Integration der Änderung der Normalkraft über die Querschnittshöhe berechnet [21]. Hierbei führt Ebene A zu einem parabolischen Schubspannungsverlauf und Ebene B zu einem linearen [21]. Diese Anteile ergeben durch Addition den gesamten Schubspannungsverlauf. Die Gleichungen 3.11 bis 3.18 zeigen ebendiese Nachlaufrechnungen zur Berechnung der realen Schnittgrößen und Spannungen. **Abb. 3.3** zeigt schematisch den Ablauf beim Schubanalogieverfahren.

Schnittgrößen in den Teilquerschnitten:

$$M_{i,d} = M_{A,d} \frac{E_i I_i}{B_A} \quad (3.11)$$

$$N_{i,d} = \pm M_{B,d} \frac{E_i A_i \cdot a_i}{B_B} \quad (3.12)$$

Normalspannungen in den Teilquerschnitten:

$$\sigma_A = \sigma_{m,i,d} = \pm \frac{M_{i,d}}{I_i} \cdot z_i \quad (3.13)$$

$$\sigma_B = \sigma_{t/c,0,d} = \pm \frac{N_{i,d}}{A_i} \quad (3.14)$$

$$\sigma_{max/min} = \sigma_A + \sigma_B \quad (3.15)$$

Schubspannungen in den Teilquerschnitten:

$$\tau_{A,i} = \frac{V_{A,d}}{B_A} \cdot E_i \cdot \frac{h_i^2}{8} \quad (3.16)$$

$$\tau_{B,i} = \frac{V_{B,d}}{B_B} \cdot \left[\sum_1^{i-1} \left(E_i z_i h_i + E_i \cdot z_i \frac{h_i}{2} \right) \right] \quad (3.17)$$

$$\tau_i = \tau_{A,i} + \tau_{B,i} \quad (3.18)$$

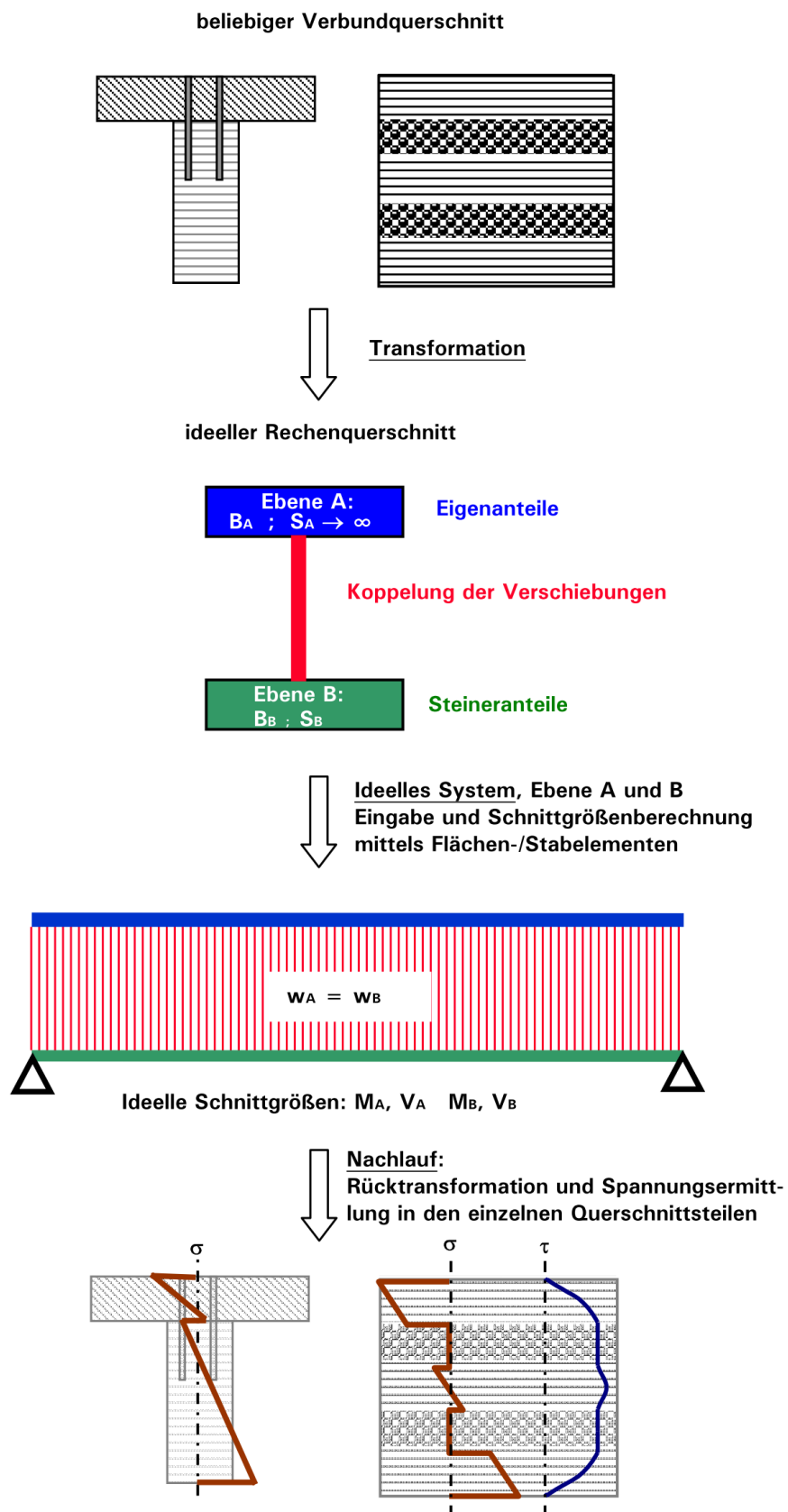


Abb. 3.3: Schematische Darstellung der Vorgehensweise beim Schubanalogieverfahren [21]

3.4 Berechnung mit Stabwerkmodellen

Eine in der Handhabung sehr einfache und gut geeignete Methode zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbundtragwerken ist die Modellierung mit Stabwerkmodellen bzw. in der englischsprachigen Literatur oft *Vierendeel beam* oder *Vierendeel model*. Vor allem bieten sich solche Modelle bei punktuellen Verbindungsmitteln mit unregelmäßigen Abständen an, da die Lage der Verbindungsmittel unmittelbar im Modell eingegeben werden kann [26].

Bei der Modellierung mittels Stabwerkmodellen werden zuerst zwei Stäbe eingegeben. Einerseits ein Balkenstab mit den zugehörigen Material- und Querschnitseigenschaften des Beton-Teilquerschnitts und andererseits ein Balkenstab mit den jeweiligen Eigenschaften des Holz-Teilquerschnitts. Diese beiden Balkenstäbe werden jeweils in der Schwerachse des zugehörigen Teilquerschnitts positioniert. Diese Stäbe werden miteinander durch dehnstarre Pendelstäbe gekoppelt, sodass beide Stäbe die gleiche Biegelinie aufweisen [26].

Zusätzlich zu diesen Koppelstäben werden um die, wie bereits erwähnt idealerweise punktuellen, Verbindungsmittel zu modellieren an den Stellen, wo sich Verbindungsmittel befinden die bereits eingegebenen Balkenstäbe rechtwinklig mit weiteren Stäben verbunden. Diese Stäbe sind biegesteif mit den Balkenstäben verbunden, welche die Teilquerschnitte darstellen und besitzen auf Höhe der Verbundfuge ein Momentengelenk [26]. **Abb. 3.4** liefert eine Übersicht über den Aufbau der bisher erklärten Bestandteile eines Stabwerkmodells zur Modellierung von HBV-Trägern.

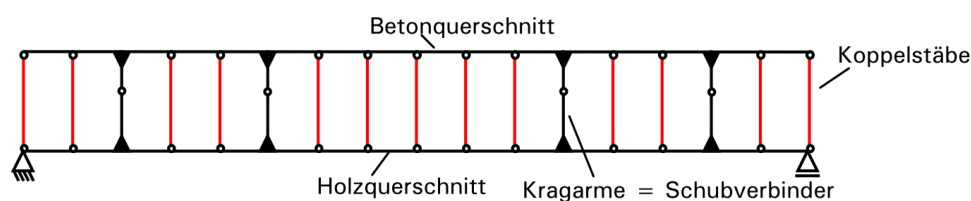


Abb. 3.4: Aufbau eines Stabwerkmodells für die Modellierung von HBV-Trägern [21]

Die wesentlichsten Eigenschaften eines funktionierenden Stabwerkmodells bestehen neben der Eingabe einer korrekten Geometrie in der richtigen Eingabe der Steifigkeiten der Stäbe. Den Balkenstäben müssen die jeweils zugehörigen realen Querschnitts- und Materialeigenschaften zugewiesen werden, womit die Steifigkeiten der Balkenstäbe softwareintern bereits korrekt berücksichtigt werden. Die Koppelstäbe werden als ideal dehnstarre Pendelstäbe wie in Fachwerken eingegeben, womit die Steifigkeiten dieser Stäbe wie gewünscht in Rechnung gestellt werden.

Die Kragarme, welche die Schubverbinder darstellen, müssen die Schubsteifigkeit der Verbundfuge widerspiegeln. Dies geschieht indem man die Schubsteifigkeit der realen Verbundfuge mit geeigneten Formeln in Biegesteifigkeiten der Kragarme im Modell umrechnet. Im einfachsten Fall errechnet sich die Schubsteifigkeit der Verbundfuge durch den Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel. Des Weiteren werden diese Kragarme als dehnstarr und schubstarr in Rechnung gestellt.

Somit ist im gesamten Modell die einzige Steifigkeit, der besondere Aufmerksamkeit im Rahmen der Modellierung geschenkt werden muss die Biegesteifigkeit der Kragarme, welche die Schubsteifigkeit der Verbundfuge darstellt. Laut [26] lässt sich diese Ersatzbiegesteifigkeit aus den Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel und der Verbundgeometrie wie in **Abb. 3.5** dargestellt auf zwei unterschiedliche Arten ermitteln, je nachdem ob man die Gurtsteifigkeit mitberücksichtigen oder vernachlässigen möchte.

Gleichungen 3.19 bis 3.20 nach [26] zeigen wie man anhand der statischen Ersatzsysteme aus **Abb. 3.5** die Ersatzbiegesteifigkeiten berechnen kann, wobei Gleichung 3.19 die Ersatzbiege-

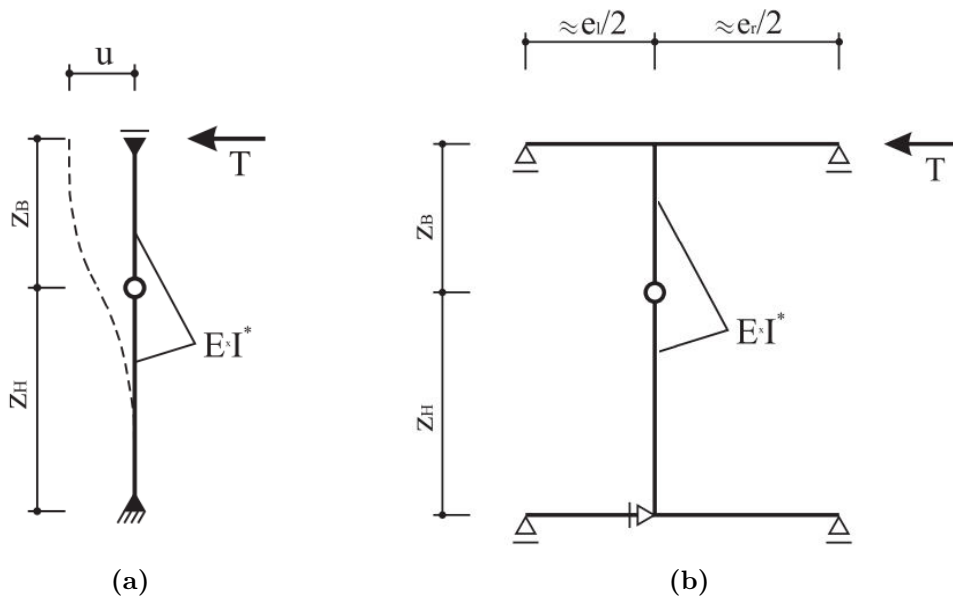


Abb. 3.5: (a) Statische Ersatzsysteme der Verbindungsmittel unter Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit [26], (b) Statische Ersatzsysteme der Verbindungsmittel unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [26]

steifigkeit bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit (siehe **Abb. 3.5a**) und Gleichung 3.20 unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit (siehe **Abb. 3.5b**) darstellt.

$$EI^* = \frac{K_s}{3} \cdot (z_B^3 + z_H^3) \quad (3.19)$$

$$EI^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_s} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B I_B} + \frac{z_H^2}{E_H I_H} \right)} \quad (3.20)$$

EI^* ... Ersatzbiegesteifigkeit der Kragarme [kNm²]

E_B ... Elastizitätsmodul des Obergurts (Betonteilquerschnitt) [kN/m²]

I_B ... Flächenträgheitsmoment des Obergurts (Betonteilquerschnitt) [m⁴]

E_H ... Elastizitätsmodul des Untergurts (Holzteilequerschnitt) [kN/m²]

I_H ... Flächenträgheitsmoment des Untergurts (Holzteilequerschnitt) [m⁴]

K_s ... Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels [kN/m]

z_B ... Abstand zwischen Schwerachse Betonstab und Verbundfuge (Gelenk) [m]

z_H ... Abstand zwischen Schwerachse Holzstab und Verbundfuge (Gelenk) [m]

e_l ... Abstand zum nächsten Verbindungsmittel links (in Spannrichtung) [m]

e_r ... Abstand zum nächsten Verbindungsmittel rechts (in Spannrichtung) [m]

Der große Vorteil dieser Methode besteht neben der wie bereits erwähnt sehr benutzerfreundlichen Handhabung und der großen Flexibilität solcher Stabwerkmodelle in der Möglichkeit der Modellierung der exakten Lage der Verbundmittel. Somit können Verbindungsmittelpositionen, Auflagerbedingungen und Belastungsszenarien ohne Voraussetzungen an diese Parameter beliebig eingegeben und korrekt berechnet werden [26]. Des Weiteren werden laut [26] in solchen Modellen die Momentensprünge, welche durch exzentrische Schubkraftübertragung an den Verbundelementen entstehen mitberücksichtigt (Stichwort abhebende Kraft, siehe auch

Abschnitt 2.3.4). Außerdem werden bei Auswertung der Schnittgrößen die tatsächlichen Schnittgrößen der Teilquerschnitte ohne Umrechnungen direkt am Modell ausgeworfen (vergleiche mit Schubanalogieverfahren, siehe Abschnitt 3.3) [26].

3.5 Berechnung mit FE-Programmen

Prinzipiell besteht natürlich auch die Möglichkeit der Berechnung des ULS und SLS von HBV-Trägern und -Decken mit kommerziellen FE-Programmen. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass eine 3D-FE-Software, mit Hilfe welcher Berechnungen an den Ausgangsmaterialien Beton und Holz im Einzelnen korrekt durchgeführt werden können, auch zur Auswertung von HBV-Elementen, vor allem im Kurzzeitverhalten, herangezogen werden kann.

Grundsätzlich gilt es zu erwähnen, dass meist die Erstellung und Auswertung eines 3D-FE-Modells aufwendiger und weniger anwenderfreundlich ist als die Benutzung eines der in den vorangegangenen Abschnitten 3.2 bis 3.4 vorgestellten Verfahren.

Bezüglich der Berechnung des Langzeitverhaltens von HBV-Trägern und -Decken mit Hilfe von 3D-FE-Software muss beachtet werden, welche Möglichkeiten zur Berechnung des zeitabhängigen plastischen Verhaltens in der Software hinterlegt sind.

Beispielsweise gibt es Software, welche nur bestimmte Modelle berücksichtigen kann. Für gewöhnlich wären dies die Materialmodelle für zeitabhängige plastische Verhalten nach den jeweiligen Eurocodes, sowie üblicherweise einige weitere theoretische Modelle. Es gibt auch die Herangehensweise bei manchen FE-Programmen, worin der Anwender selber ein Materialverhalten definieren und somit das Langzeitverhalten festlegen oder auch das bereits im Programm hinterlegte Materialverhalten manipulieren kann. In [7] ist die Rede davon, dass sehr spezielle FE-Modelle entwickelt werden müssen um das Langzeitverhalten von HBV-Elementen zu berücksichtigen. Beispielsweise wird auch in [26] eine spezielle Software zur Auswertung des Langzeitverhaltens verwendet, welches eine Schnittstelle von Stabwerksprogramm und FE-Programm darstellt und insbesondere Langzeiteinflüsse, Klimaeinflüsse sowie geometrische Nichtlinearitäten gesondert in Rechnung stellt.

Kapitel 4

Zeitabhängiges plastisches Verhalten von Holz-Beton-Verbundträgern

Unter zeitabhängigem plastischen Verhalten bzw. Langzeitverhalten versteht man die Einflüsse des Kriechens und Schwindens auf einen Bauteil. Das Kriechen beschreibt den Verformungszuwachs zufolge lang einwirkender Belastungen. Unter dem Begriff Schwinden versteht man Volumenveränderungen eines Werkstoffes als Folge von Veränderungen vom Wasserhaushalt des Bauteils [2].

Holz und Beton verhalten sich unterschiedlich in ihrem Langzeitverhalten, was zu Umlagerungen der Beanspruchungen im Verbundbauteil führt und im Rahmen der Berechnung erfasst werden muss[21]. Laut [3] sind die Kriechprozesse im Beton nach etwa sieben Jahren beinahe abgeschlossen, während zu diesem Zeitpunkt das Holz ca. 60% des Kriechens abgeschlossen hat. Grundsätzlich wird das Kriechen durch Verringerung des Elastizitätsmoduls von Materialien berücksichtigt.

Durch das Schwinden des Betons verkürzt sich die Betonplatte, während der Holzteilquerschnitt dieser Verkürzung entgegenwirkt. Dadurch entsteht ein Kräftepaar im Verbundquerschnitt, was einer Biegemomentenbelastung auf die Teilquerschnitte resultiert. Beim Schwinden des Holzes geschieht der gesamte Prozess verkehrt herum. **Abb. 4.1** zeigt die Auswirkungen des Schwindens der einzelnen Teilquerschnitte auf einen HBV-Träger am Beispiel eines Einfeldträgers [22].

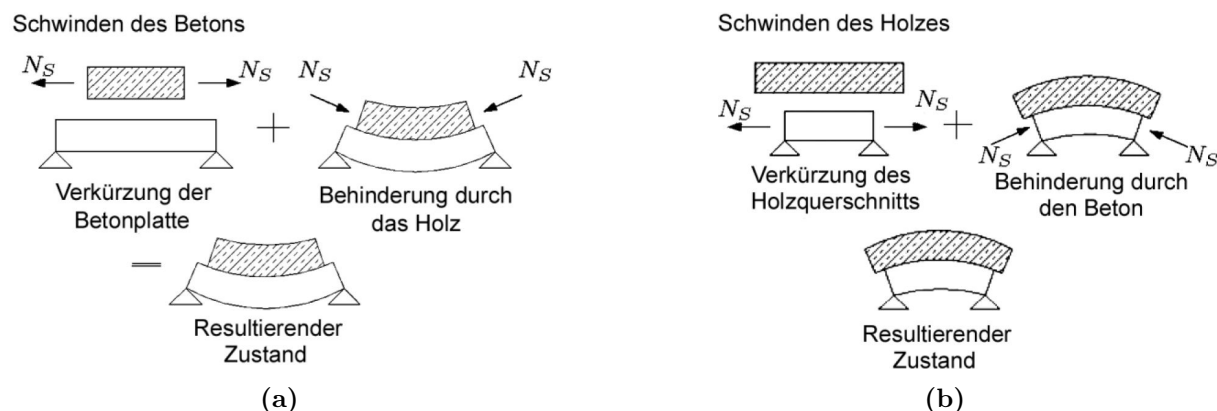


Abb. 4.1: (a) Schwinden des Betonteilquerschnitts [22], (b) Schwinden des Holzteilquerschnitts [22]

Die Auswirkungen von Langzeiteffekten hängen auch davon ab, ob ein System statisch bestimmt oder unbestimmt ist. Bei statisch bestimmten Systemen rufen diese Langzeiteffekte zusätzliche Verformungen hervor, wohingegen bei statisch unbestimmten Systemen diese Verformungen zum Teil verhindert werden, was zu Zwängungen im System und daraus resultierenden zusätzlichen Spannungen führt [2]. Nun sind HBV-Träger innerlich hochgradig unbestimmt, woraus geschlossen werden kann, dass sowohl zusätzliche Spannungen bzw. Spannungsumlagerungen als auch weitere Verformungen zu erwarten sind. Im Rahmen der Nachweisführung sind somit der

Gebrauchstauglichkeitsnachweis in Folge zusätzlicher Verformungen, sowie der Tragfähigkeits- und Dauerhaftigkeitsnachweis als Folge der Spannungsumlagerungen zu führen um die Risiken Langzeiteffekte rechnerisch zu berücksichtigen [13].

4.1 Normungssituation des Langzeitverhaltens von HBV-Decken und Trägern

Grundsätzlich stellen HBV-Decken und Träger Ausführungsvarianten dar, deren Bemessung normativ nicht geregelt ist. Dementsprechend ist auch das Langzeitverhalten solcher Tragelemente normativ nicht festgelegt. Für die einzelnen Verbundpartner Holz und Beton an sich ist das Langzeitverhalten in den zugehörigen Normen niedergeschrieben (Eurocode 2 [27] für Beton und Eurocode 5 [23] für Holz, siehe auch Abschnitt 4.3).

Insbesondere bei büroübergreifender Zusammenarbeit, beispielsweise im Rahmen der Zusammenarbeit mit Prüfsingenieuren, kann es oft zu Diskussionen betreffend der angesetzten Steifigkeiten, des statischen Modells und der Nachweisführung kommen, weil einfach nicht klar vorgeschrieben ist, wie die Berechnung zu erfolgen hat und jedes Ingenieurbüro für sich das Materialverhalten und die Berechnung anders interpretieren und definieren kann. Besonders problematisch ist dies für die Berechnung zum Zeitpunkt $t = \infty$.

Im Abschnitt 2.3.2.2 der ÖNORM EN 1995-1-1 [23] wird auf das Thema des Langzeitverhaltens von Tragwerken mit Komponenten aus Materialien, die ein unterschiedliches zeitabhängiges Verhalten aufweisen eingegangen. Somit sind Holz-Beton-Verbundbauteile mit diesem Abschnitt des Eurocode 5 ebenfalls angesprochen, da die beiden Verbundpartner unterschiedliche zeitabhängige Verhalten aufzeigen. Der Grundgedanke der hier in der ÖNORM EN 1995-1-1, wie auch beispielsweise in [28] verfolgt wird, ist die wohl naheliegendste Idee, die Langzeiteffekte der einzelnen Materialien für sich zu erfassen wie in der jeweils zugehörigen Norm geregelt und das Verbundbauteil mit den sich daraus ergebenden Materialeigenschaften erneut zu berechnen, womit das vermeintliche Verformungs- und Tragverhalten zum Zeitpunkt $t = \infty$ erfasst wird. Hierbei fließen allerdings bei der Verringerung der Steifigkeiten lediglich die Einflüsse des Kriechens, jedoch nicht des Schwindens, mit ein.

Dieses bisher übliche Berechnungsmodell nach Eurocode 5 wird der Übersichtlichkeit halber im Vorfeld zu weiteren Berechnungsmodellen aus der Literatur im Abschnitt 4.4 vorgestellt.

Laut [29] und [31] arbeitet ein Gremium im Auftrag des Europäischen Normungskomitees CEN momentan an einer *Technical Specification*, die als Grundlage für einen neuen Teil des Eurocode 5 dienen kann. Der Inhalt dieses Projektes befasst sich mit der Berechnung und Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen. Entwürfe der Technical Specification liegen in den Nationalen Normungskomitees zur Diskussion auf [29]. Laut [31] und [32] könnte dieser neue Teil des Eurocode 5 - voraussichtlich EN 1995-1-3 - mit der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im Jahr 2022 erscheinen.

Erwähnenswert ist noch, dass laut [7] die US-Amerikanischen Normen das Langzeitverhalten von Holz nicht ausreichend berücksichtigen und die Anwendung der US-Normen auf HBV-Träger gezeigt hat, dass die Kriechzahlen für das Holz und die Verbindungsmittel nicht richtig in Rechnung gestellt werden [7].

4.2 Stand der Wissenschaft

Wie bereits erwähnt wird das Langzeitverhalten von HBV-Trägern nach Eurocode 5 bisher über die Abminderung der Bauteilsteifigkeiten mittels Kriechzahlen der jeweiligen Materialien

abgebildet (siehe auch Abschnitt 4.4). Schwinden wird bei dieser Art der Berücksichtigung von Langzeiteffekten gar nicht berücksichtigt.

In der Vergangenheit haben Versuche gezeigt, dass diese Art der Berechnung das tatsächliche Verhalten über längeren Zeitraum nicht akkurat abbildet. Ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnisse von [33] mit der Nachrechnung der Versuche nach dem Berechnungsmodell vom Eurocode 5 hat laut [8] gezeigt, dass diese Berechnungsmethode die tatsächlichen Durchbiegungen signifikant unterschätzt. Gemäß [8] sind die Durchbiegungen der Versuche in [33] nach einer Versuchsdauer von etwa vier Jahren um +105% größer als vom Berechnungsmodell nach Eurocode 5 zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre prognostiziert. Anders ausgedrückt ist die maximale Durchbiegung nach Eurocode 5, welche nach 50 Jahren erreicht werden sollte, bereits nach einem halben Jahr erreicht [8].

In [28] wurden unterschiedliche HBV-Träger mit Schraubenverbindungen, Nagelplatten und Kervenverbindungen in Langzeitversuchen über sechs Jahre lang geprüft. Auch hier wurde festgestellt, dass die Berechnung des Langzeitverhaltens durch Abminderung der Materialeigenschaften und Verbindungsmittelsteifigkeiten mittels Kriechzahlen nach Eurocode 2 bzw. Verformungsbeiwerten nach Eurocode 5 die Langzeitdurchbiegungen deutlich unterschätzten. Die Autoren schlagen hier eine Erhöhung der Kriechzahlen bzw. Verformungsbeiwerte für HBV-Träger vor [28].

In [34] wurden Prüfträger aus Holz-Leichtbeton-Verbund mit einer Schraubenverbindung über sieben Monate im Rahmen von Langzeitversuchen geprüft. Auch hier wurde festgestellt, dass die reine Abminderung von Material- und Verbindungsmittelsteifigkeiten mittels Kriechzahlen bzw. Verformungsbeiwerten nach dem Eurocode-Berechnungsverfahren die tatsächlichen Durchbiegungen unterschätzt und dass die Kriechzahlen erhöht werden müssten.

In [35] wurden die Langzeitversuche aus [36] ebenfalls nach dem gängigen Berechnungsverfahren mittels Kriechzahlen nach Eurocode 2 bzw. Verformungsbeiwerten nach Eurocode 5 nachgerechnet. Bei dem Prüfkörper handelte es sich dabei um eine Rippendecke mit zwei Rippen aus Brettschichtholz, einer bewehrten Betonplatte und eingeklebten Bewehrungsstäben als Verbindungsmittel. Der Einfeldträger mit einer Spannweite von 5,70 m wurde über einen Zeitraum von fünf Jahren belastet. Die Vergleichsrechnung ergab auch hier, dass die Berechnung nach Eurocode 5 die experimentellen Ergebnisse im Sinne der Langzeitdurchbiegungen unterschätzt.

Somit kann also basierend auf den genannten experimentellen Trägern davon ausgegangen werden, dass die Berechnung des Kriechens der Einzelmaterialien nach EC 2 und EC 5 in einem Holz-Beton-Verbund das Langzeitverhalten des HBV-Trägers nicht korrekt berücksichtigt. Neben der Tatsache, dass das Schwinden vollständig außer Acht gelassen wird, werden auch Einflüsse aus der Interaktion der Materialien sowie deren zeitlich unterschiedlich getaktetes Langzeitverhalten gar nicht berücksichtigt wird. Zudem wird auch das lokale Verhalten im Bereich der Verbindungsmittel nicht in Rechnung gestellt.

Laut [8] werden bei diesem Berechnungsmodell die rheologischen Besonderheiten nicht genügend berücksichtigt. Konkret werden dabei nach [8] folgende Wirkungen vernachlässigt:

- Schwinden der Einzelmaterialien
- Zeitlich unterschiedliche Entwicklung des Schwindens beider Materialien
- Zeitabhängiges Verhalten des Betons (Erhärtung und Abnahme des Kriechens mit zunehmendem Alter)
- Kriechverformungen infolge von Spannungsumlagerungen
- Zeitlich unterschiedliche Entwicklung der Kriechdehnungen vom Holz und Beton

- Feuchtetransport zwischen Holz und Beton

In einigen Publikationen, wie beispielsweise [30, 37, 7], werden alternative Berechnungsverfahren vorgeschlagen, welche in den Abschnitten 4.5 bis 4.6 vorgestellt werden.

4.3 Zeitabhängiges plastisches Verhalten der einzelnen Querschnittsteile

4.3.1 Langzeitverhalten von Beton

Kriechen

Kriechen von Betonen ist normativ im Eurocode 2 [27] geregelt. Zum Kriechen kommt es in Betonen hauptsächlich aufgrund von Bewegungen der Wasserstoffatome im Zementstein bei länger andauernder Belastung [8]. Des Weiteren bewirkt laut [8] eine äußere Belastung Gleit- und Verdichtungserscheinungen im Zementstein. Änderungen des Feuchtehaushalts, sowie Mikrorisse als Folge von Spannungen, die über das Gebrauchslastniveau hinausgehen vergrößern die zu erwartenden Verformungen infolge Kriechens deutlich [8].

Es wird dabei zwischen dem Grundkriechen und dem Trocknungskriechen unterschieden. Das Grundkriechen beschreibt Kriechprozesse im Beton als abgeschlossenes System, ohne Feuchteabgabe. Wohingegen das Trocknungskriechen die Kriechprozesse infolge Austrocknung bzw. Feuchteabgabe des Betons beschreibt [8].

Wesentliche Einflüsse auf das Kriechen von Betonen sind laut [8]:

- **Wasser-Zement-Wert:** Je kleiner der W/Z-Wert, desto geringer das Grundkriechen.
- **E-Modul des Zuschlagstoffs:** Steifere Zuschlagstoffe verhindern Verformungen im Zementstein eher als weiche Zuschlagskörnung.
- **Belastungsalter:** Je jünger (und somit weicher im Sinne der Steifigkeit) der Beton bei seiner Erstbelastung ist, desto größer sind die Verformungen infolge Kriechens.
- **Austrocknungsgeschwindigkeit und Wasserverlust:** Eine große Feuchtigkeitsabgabe und hohe Austrocknungsgeschwindigkeiten begünstigen Verformungen infolge Kriechens.

Die rechnerische Ermittlung der Kriecheinflüsse erfolgt mit Hilfe der Kriechzahl, welche nach dem Anhang B der ÖNORM EN 1992-1-1 ermittelt werden kann. Die Berechnung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ist zu jedem beliebigen Zeitpunkt t in Tagen möglich, wobei der Zeitpunkt $t = \infty$ durch $t = 50$ Jahre und somit etwa 18 250 Tage definiert ist und mit der sogenannten Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ berücksichtigt wird.

Laut ÖNORM EN 1992-1-1 darf für kriecherzeugende Beanspruchungen der Effekt des Kriechens durch Berechnung des effektiven Elastizitätsmoduls wie folgt berücksichtigt werden, wobei für die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Gleichung 4.2 maßgebend ist:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.1)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (4.2)$$

Schwinden

Schwinden von Betonen ist normativ im Eurocode 2 [27] geregelt. Im Gegensatz zum Kriechen ist das Schwinden belastungsunabhängig und hat laut [8] folgende wesentliche Ursachen:

- **Kapillarschwinden (plastisches Schwinden):** Schwindanteil infolge Wasserverlusts an der Oberfläche des Frischbetons.
- **Schrumpfen:** Volumenabnahme als Folge der chemischen Reaktion der Zementgelbildung, weil die Reaktionsprodukte ein geringeres Volumen aufweisen als die Reaktionspartner, sowie Volumenabnahme des Zementgels infolge der inneren Austrocknung der Zementsteinmatrix.
- **Trocknungsschwinden:** Schwindanteil zufolge des Austrocknens des Betons.
- **Carbonatisierungsschwinden:** Durch chemische Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärteten Zementsteins mit dem Kohlendioxid aus der Luft unter Einwirkung von Feuchte kommt es zum Carbonatisierungsschwinden, wodurch das Volumen durch Umkristallisationsprozesse und Freisetzen von molekular gebundenem Wasser abnimmt.

Das Schrumpfen, sowie das Trocknungs- und Carbonatisierungsschwinden lassen sich im Normalfall nicht verhindern. Bei ordnungsgemäßer Nachbehandlung und geeigneter Betonrezeptur lässt sich das Kapillarschwinden weitestgehend vermeiden. Der Schwindanteil aus dem Carbonatisierungsschwinden tritt in der Regel nur in Randbereichen des Betons auf und kann bei den üblichen Bauteildimensionen im Vergleich zu den anderen Schwindanteilen vernachlässigt werden [8].

Die rechnerische Ermittlung der Schwindeinflüsse erfolgt für Betone mit Hilfe der Gesamtschwinddehnung ε_{cs} nach ÖNORM EN 1992-1-1.

Wie bereits eingangs im Kapitel 4 erwähnt kann sich je nach geometrischer Gegebenheit und statischem System infolge der angesetzten Schwinddehnung ein Durchbiegungszuwachs oder eine Durchbiegungsabnahme ergeben. In HBV-Trägern führt das Schwinden der Betonplatte zu einer Zunahme der Durchbiegungen (siehe **Abb. 4.1a**).

4.3.2 Langzeitverhalten von Holz

Die Berechnung des Langzeitverhaltens ist im Eurocode 5 verankert. Wesentliche Einflüsse auf das Langzeitverhalten von Holz sind laut [8]:

- **Belastungsart:** Die Belastungsart hat einen maßgebenden Einfluss auf das Langzeitverhalten vom Holz. Holz kriecht unter Torsion am stärksten und unter Druck und Biegung um etwa +30% mehr als unter einer Zugbeanspruchung [8]. Es gilt zu beachten, dass die Berechnung des Langzeitverhaltens von Holz nach ÖNORM EN 1995-1-1 allerdings nicht zwischen unterschiedlichen Belastungsarten unterscheidet und somit die vollständige Richtigkeit des Berechnungsverfahrens vor allem für HBV-Bauteile in Frage zu stellen ist, da beispielsweise durch das Schwinden des Betons zumindest zeitweise eine Druckkraft auf den Holzteilquerschnitt ausgeübt wird.
- **Spannungsniveau:** Je nach Spannungsniveau verhält sich Holz bei langer Einsatzdauer unterschiedlich.
- **Feuchtegehalt:** Trockenes Holz kriecht deutlich weniger als feuchteres Holz. Bei Berechnung nach Eurocode 5 wird dieser Faktor in Rechnung gestellt, indem die von der Luftfeuchtigkeit und der Gleichgewichtsfeuchte des Holzes abhängige Nutzungsklasse in die Berechnung mit einfließt.

- **Änderung der Feuchte:** Bei Feuchteänderungen steigen die Kriechverformungen an. Dabei handelt es sich um den sogenannten *mechanosorptiven* Anteil des Kriechens.
- **Temperaturschwankungen:** Bei wechselnden Temperaturen kann die Kriechverformung anwachsen, allerdings ist dieser Einfluss bei nichtextremalen Temperaturschwankungen vernachlässigbar.
- **Kraft-Faser-Winkel:** Beanspruchungen, die senkrecht zur Holzfaser angreifen verursachen grundsätzlich größere Kriechverformungen als Beanspruchungen, die parallel zur Faser wirken.

Die Hauptgründe für das Kriechen von Holz lassen sich laut [8] auf molekularer und zellulärer Ebene wiederfinden. Quellen und Schwinden in Abhängigkeit von der Holzfeuchte sind ebenfalls maßgebende Parameter für das Langzeitverhalten von Holz. Unter Quellen versteht man die Volumenvergrößerung als Folge eines Zuwachses in der Holzfeuchte. Schwinden im Gegenteil dazu ist die Volumenverkleinerung infolge einer Abnahme der Holzfeuchte. Laut [2] sollten diese Volumenänderungen vergleichbar zur Temperaturdehnungen beim Stahl, rechnerisch erfasst werden. Als Grundlage dafür dienen die im Eurocode 5 [23] angegebenen Quell- und Schwindmaße. Anhand dieser Faktoren kann pro Prozent Feuchteänderung im Holz eine daraus resultierende Volumenveränderung berechnet werden.

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass Bauholz nach dem Einbau austrocknet und damit eine Schwindprozess stattfindet. Nach [38] kann es durch Einbau bei einer Holzfeuchte, die weit über der Gleichgewichtsfeuchte liegt dazu kommen, dass durch den ausgeprägten Trocknungsprozess Risse entstehen, um die Eigenspannungen abzubauen. Solche Risse stellen ebenfalls eine Folge des Schwindens dar und sind grundsätzlich zu vermeiden, da die Tragfähigkeit dadurch beeinträchtigt wird. Bei technisch getrockneten Holzwerkstoffen, wie beispielsweise Brettschichtholz ist diese Problematik deutlich weniger relevant als bei Vollholz.

Nach ÖNORM EN 1995-1-1 wird das plastische Langzeitverhalten infolge Kriechen mit Hilfe des Verformungsbeiwertes k_{def} berücksichtigt. In Abhängigkeit von der Nutzungsklasse und der Art des Holzwerkstoffs sind Verformungsbeiwerte vorgegeben. Die Nutzungsklasse wiederum ist abhängig vom Umgebungsklima (Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit) und der Gleichgewichtsfeuchte des Holzes.

Für kriecherzeugende Beanspruchungen dürfen Langzeiteffekte zum Zeitpunkt $t = \infty$, der durch 50 Jahre definiert ist, mittels Berechnung des finalen Elastizitätsmoduls wie folgt berechnet werden:

$$E_{t,mean,fin} = \frac{E_{t,mean}}{1 + k_{def}} \quad (4.3)$$

4.3.3 Langzeitverhalten der Verbindungsmittel

Im Bereich der Verbindungsmittel ist lokal mit erhöhtem Kriechen zu rechnen, weil vor allem in diesen Bereichen Spannungsspitzen auftreten und das Kriechen belastungsabhängig ist [8]. Für den Holzquerschnitt im Bereich des Verbindungsmittels ist dies besonders der Fall, wenn die Verbindungsmittel das Holz senkrecht zur Faser auf Zug oder Druck beanspruchen, da wie bereits im Abschnitt 4.3.2 erwähnt das Holz stärker kriecht, wenn es rechtwinkelig zur Faser beansprucht wird. Für die rechnerische Berücksichtigung dieses Effekts bedeutet das, dass die Verbindungsmittelsteifigkeit verringert werden muss.

Laut [8] kann bei sehr steifen Verbindungsmitteln, wie beispielsweise Kerfen, davon ausgegangen werden, dass die Langzeiteffekte vernachlässigbar sind, da Verbundmittelsteifigkeitsänderungen sich nur in geringem Maße auf die Biegesteifigkeit des Verbundträgers auswirken [29].

4.4 Berechnungsmodell nach Eurocode 5

Im Folgenden wird das Berechnungsmodell nach ÖNORM EN 1995-1-1, welches bereits im Abschnitt 4.1 angesprochen wurde, aufgezeigt. Bei diesem Berechnungsverfahren handelt es sich um das bisher übliche Verfahren zur Berechnung des Langzeitverhaltens von HBV-Trägern. Dabei handelt es sich um eine sehr naheliegende Herangehensweise, da einfach das Langzeitverhalten der einzelnen Verbundpartner, sowie des Verbindungsmittels aus der jeweils dem Material zugehörigen Norm entnommen werden. So wurde diese Vorgehensweise in der Vergangenheit bereits in der Literatur vorgeschlagen, wie beispielsweise in [28]. Es wurden in der Vergangenheit auch einige Vergleichsrechnungen mit dieser gängigen Methode durchgeführt, was oft zu dem Schluss geführt hat, dass dieses Verfahren die Langzeitdurchbiegungen signifikant unterschätzt (siehe Abschnitt 4.2).

Es werden die Materialsteifigkeiten anhand der folgenden Formeln mit Hilfe von Kriechzahlen aus den jeweiligen Normen abgemindert und der HBV-Träger wird dann mit diesen neuen Materialeigenschaften berechnet um den Zeitpunkt $t = \infty$ zu simulieren. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden dabei laut Abschnitt 2.3.2.2 der ÖNORM EN 1995-1-1 folgende Formeln vorgeschlagen:

Holz:

$$E_{t,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_{t,0} \quad (4.4)$$

$$G_{t,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot G_{t,0} \quad (4.5)$$

Beton:

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \cdot E_{c,0} \quad (4.6)$$

$$G_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \cdot G_{c,0} \quad (4.7)$$

Verbindungsmittel:

$$K_{ser,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot K_{ser,0} \quad (4.8)$$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Gleichungen 4.4 bis 4.8 entsprechend mit den Kombinationsbeiwerten für die - auf den Träger einwirkenden - Lasten nach Eurocode 0 [39] wie folgt erweitert:

Holz:

$$E_{t,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot E_{t,0} \quad (4.9)$$

$$G_{t,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot G_{t,0} \quad (4.10)$$

Beton:

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi(\infty, t_0)} \cdot E_{c,0} \quad (4.11)$$

$$G_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot \varphi(\infty, t_0)} \cdot G_{c,0} \quad (4.12)$$

Verbindungsmittel:

$$K_{ser,\infty} = \frac{1}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \cdot K_{ser,0} \quad (4.13)$$

$E_{t,\infty}$... Elastizitätsmodul des Holzes zum Zeitpunkt $t = \infty$ [MPa]
$E_{t,0}$... Elastizitätsmodul des Holzes zum Zeitpunkt $t = 0$ [MPa]
$G_{t,\infty}$... Schubmodul des Holzes zum Zeitpunkt $t = \infty$ [MPa]
$G_{t,0}$... Schubmodul des Holzes zum Zeitpunkt $t = 0$ [MPa]
k_{def}	... Verformungsbeiwert des Holzes nach ÖNORM EN 1995-1-1 [-]
$E_{c,\infty}$... Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$ [MPa]
$E_{c,0}$... Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt $t = 0$ [MPa]
$G_{c,\infty}$... Schubmodul des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$ [MPa]
$G_{c,0}$... Schubmodul des Betons zum Zeitpunkt $t = 0$ [MPa]
$\varphi(\infty, t_0)$... Endkriechzahl des Betons nach ÖNORM EN 1992-1-1 [-]
$K_{ser,\infty}$... Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels zum Zeitpunkt $t = \infty$ [MN/m]
$K_{ser,0}$... Verschiebungsmodul des Verbindungsmittels zum Zeitpunkt $t = 0$ [MN/m]
ψ_2	... Kombinationsbeiwert nach ÖNORM EN 1990 [-]

Wie bereits erwähnt ist die Genauigkeit dieses Berechnungsmodells umstritten und gewisse Besonderheiten des Holz-Beton-Verbunds werden nicht berücksichtigt, wie bereits in Abschnitt 4.2 erläutert.

Außerdem gilt es zu berücksichtigen, dass dieses Modell nur dann Gültigkeit hat, wenn das Bauteil ungehindert Kriechen kann. Werden die Dehnung infolge des Kriechprozesses vollständig verhindert, so kommt es zur Relaxation. Bei teilweise verhinderten Dehnungen kommt es zu einem Teil zur Relaxation und die Kriechdehnungen können sich nicht frei entwickeln [29].

Im Fall von Holz-Beton-Verbundträgern oder -decken kommt es zu keiner reinen Kriechverformung, da die Teilquerschnitte sich gegenseitig am Dehnen und Schrumpfen hindern (innerlich statisch unbestimmtes System), allerdings im Normalfall auch zu keiner vollständigen Relaxation [29]. Auch diesem Effekt wird bei dem gängigen Berechnungsmodell keine Beachtung geschenkt.

4.5 Berechnungsmodell nach Technical Specification

In Abschnitt 4.1 wurde bereits die Technical Specification [30] angesprochen, die als Grundlage für einen neuen Teil des Eurocode 5 dienen könnte. Die Technical Specification befasst sich mit

der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen und beinhaltet auch ein Berechnungsmodell für das Langzeitverhalten von HBV-Decken und -Trägern. Das Berechnungsmodell basiert dabei auf Parameterstudien.

Laut [29] wird in der Technical Specification [30] Wert darauf gelegt, dass neben der Gebrauchstauglichkeit auch die Tragfähigkeit analysiert wird, da es infolge des unterschiedlichen Langzeitverhaltens der Verbundpartner zu Spannungsumlagerungen während der Einsatzdauer des Tragwerks kommt. Aus diesem Anlass wird bei dem Berechnungsmodell in Technical Specification besonderer Augenmerk auf die Auswirkungen der Lastumlagerungen gelegt und es wird ein zusätzlicher, für diesen Fall maßgebender, Zeitraum berücksichtigt.

Das Verhältnis der Materialsteifigkeiten der Verbundpartner beeinflusst die Schnittgrößen maßgebend [29]. Nun ändern sich die Materialsteifigkeiten mit der Zeit anhand der zugehörigen Kriechzahlen bzw. Verformungsbeiwerte. Das führt dazu, dass Steifigkeitsverhältnis der Verbundpartner zu einem beliebigen Zeitpunkt nicht nur von den Elastizitätsmoduln der Verbundpartner abhängt, sondern auch von deren Kriechzahl bzw. Verformungsbeiwert zu dem betrachteten Zeitpunkt [29].

Wenn beide Materialien die selben zeitabhängigen Kriechzahlen aufweisen würden, so wäre das Verhältnis der Materialsteifigkeiten über die Zeit konstant, womit es zu keiner Spannungsumlagerungen innerhalb des Querschnitts kommen würden.

Bei unterschiedlichen Endkriechzahlen, aber zeitlich affinen Entwicklungen der Kriechzahlen der Verbundpartner kann laut [29] nachgewiesen werden, dass die für die Tragfähigkeit maßgebenden Steifigkeitsverhältnisse und daraus resultierenden Spannungsumlagerungen entweder zum Zeitpunkt $t = 0$ oder $t = \infty$ vorliegen.

Nun ist es beim Holz-Betonverbund in der Regel so, dass weder die zeitliche Entwicklung noch die Endkriechzahlen der Verbundpartner gleich oder affin sind. **Abb. 4.2** aus [29] zeigt den zeitlichen Verlauf der Kriechzahlen von Holz und Beton normiert auf deren jeweils zugehörigen Endwert zum Zeitpunkt $t = \infty$.

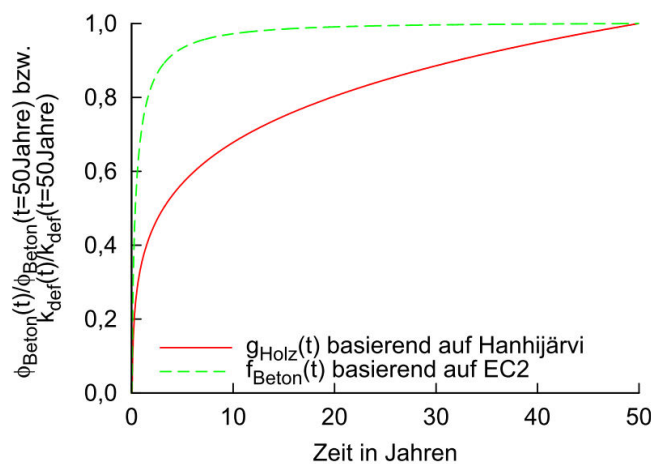


Abb. 4.2: Zeitlicher Verlauf der Kriechzahlen von Holz und Beton, normiert auf die jeweils zugehörige Endkriechzahl [29]

Wie in **Abb. 4.2** zu erkennen kriecht der Beton vor allem in den ersten drei Jahren deutlich stärker als das Holz womit sich auch das Steifigkeitsverhältnis zugunsten der Holzsteifigkeit verändert. Daraus resultiert, dass der Holzteilquerschnitt in diesem Zeitraum einen größeren Anteil der Gesamtschnittgrößen aufnimmt und somit die Spannungen im Holzteilquerschnitt größer werden („Steifigkeiten ziehen Kräfte an“) [29].

Laut [29] ist die Entwicklung der Kriechzahlen beider Materialien im Zeitraum zwischen 3 – 7 Jahren beinahe konstant wodurch in diesem Zeitraum keine Spannungen umgelagert werden. Nach 7 Jahren ist ein großer Anteil des Kriechens des Betons bereits abgeschlossen während das Holz nun stärker kriecht. Von diesem Zeitpunkt an verändert sich das Steifigkeitsverhältnis so, dass die Schnittgrößen aus dem Holzteilquerschnitt wieder in den Betonteilquerschnitt umgelagert werden.

Demnach ist es bei HBV-Trägern nicht ausreichend nur die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = \infty$ zu betrachten. In der Technical Specification werden daher Nachweise auch für den Zeitraum $t = 3 - 7$ Jahren geführt. Allerdings gibt es in der Technical Specification laut [29] die Möglichkeit diesen Nachweis entfallen zu lassen, wenn die Nachweise zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ mit 25% erhöhten Spannungen infolge kriechwirksamer Lasten geführt werden.

Wie eine Parameterstudie in [29] gezeigt hat, rührt dies daher, dass ein um 25% erhöhter Spannungszustand infolge kriechwirksamer Lasten zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ den maßgebenden Zustand zum Zeitpunkt $t = 3 - 7$ Jahre abdeckt.

Wie bereits in Abschnitt 4.4 erwähnt, kommt es bei Holz-Beton-Verbundträgern und -decken weder zu einem reinen Kriechen noch zu reiner Relaxation. Somit ist auch die Kriechzahl nicht jene, die eine reine Kriechverformung beschreibt [29]. Das Berechnungsmodell nach Technical Specification stellt laut [29] auch diesen Einfluss in Rechnung.

Die Vorgehensweise bei der Berechnung nach Technical Specification ist ähnlich zu der Berechnung nach Eurocode 5 (siehe Abschnitt 4.4). Für die Nachweisführung werden dabei Kriechzahlen aus der ÖNORM EN 1992-1-1 für den Betonteilquerschnitt bzw. Verformungsbeiwerte aus der ÖNORM EN 1995-1-1 für den Holzteilquerschnitt entnommen und in weiterer Folge werden diese Kriechbeiwerte mit Hilfe von Beiwerten ψ angepasst. Anschließend werden wie gehabt effektive Materialsteifigkeiten mit Hilfe der modifizierten Kriechbeiwerte berechnet und das System wird nochmals mit den neuen Materialparametern ausgewertet.

Laut [29] handelt es sich bei den ψ -Beiwerten aus der Technical Specification also demnach um Vergrößerungsfaktoren, welche das Verhältnis zwischen dem - jeweils dem Material zugehörigen - Kriechfaktor im Verbund und dem Kriechfaktor des Einzelmateriale nach zugehöriger Norm quantifizieren:

$$\psi_c = \frac{\varphi_{Verbund}(t, t_0)}{\varphi(t, t_0)} \quad (4.14)$$

$$\psi_t = \frac{k_{def, Verbund}}{k_{def}} \quad (4.15)$$

k_{def}	... Verformungsbeiwert vom Holz als Einzelmaterial nach ÖNORM EN 1995-1-1
$k_{def, Verbund}$... Verformungsbeiwert vom Holz im Verbund
$\varphi(t, t_0)$... Kriechzahl vom Beton als Einzelmaterial nach ÖNORM EN 1992-1-1
$\varphi_{Verbund}(t, t_0)$... Kriechzahl vom Beton im Verbund
ψ_c	... Vergrößerungsfaktor für die Kriechzahl vom Beton
ψ_t	... Vergrößerungsfaktor für den Verformungsbeiwert vom Holz

Im Rahmen einer Parameterstudien für typische Fälle wurden diese ψ -Beiwerte für die Technical Specification ermittelt [29]. Um eine anwenderfreundliche Ermittlung der Beiwerte zu ermöglichen wurden bestimmte Fälle ausgewertet und in der Technical Specification dokumentiert. Nachfolgend ist die in [31] angeführte Berechnung der ψ -Beiwerte nach Technical Specification für typische Klimata:

Innenklima:

- Holz: $k_{def} = 0,6$
- Beton: $\varphi(\infty, t_0) = 3,5$

$$\psi_{c,interior}(t = 3 - 7 \text{ a}) = 2,5 - \gamma_c^{1,1} \quad (4.16)$$

$$\psi_{c,interior}(t = \infty) = 2,6 - 0,8 \cdot \gamma_c^2 \quad (4.17)$$

$$\psi_t(t = 3 - 7 \text{ a}) = 0,5 \quad (4.18)$$

$$\psi_t(t = \infty) = 1,0 \quad (4.19)$$

Außenklima:

- Holz: $k_{def} = 0,8$
- Beton: $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$

$$\psi_{c,exterior}(t = 3 - 7 \text{ a}) = 1,7 - 0,5 \cdot \gamma_c^{1,1} \quad (4.20)$$

$$\psi_{c,exterior}(t = \infty) = 1,8 - 0,3 \cdot \gamma_c^{2,5} \quad (4.21)$$

$$\psi_t(t = 3 - 7 \text{ a}) = 0,5 \quad (4.22)$$

$$\psi_t(t = \infty) = 1,0 \quad (4.23)$$

Verbindungsmittel (klimaunabhängig):

$$\psi_{VBM}(t = 3 - 7 \text{ a}) = 0,65 \quad (4.24)$$

$$\psi_{VBM}(t = \infty) = 1,0 \quad (4.25)$$

γ_c ... Nachgiebigkeitsfaktor für Beton nach Anhang B der ÖNORM EN 1995-1-1

ψ_t ... Beiwert für den Verformungsbeiwert von Holz

$\psi_{c,i}$... Beiwert für den Kriechfaktor von Beton

ψ_{VBM} ... Beiwert für den Kriechfaktor der Verbindung

Wie zu erkennen ist der ψ -Beiwert für Holz unabhängig von der Nutzungsklasse und somit von dem Umgebungsklima. Mit Hilfe dieser ψ -Beiwerte aus den Gleichungen 4.16 bis 4.25 kann anhand von den Gleichungen 4.14 bis 4.15 der Kriechfaktor der Materialien im Verbund wie folgt berechnet werden:

$$\varphi_{Verbund}(t, t_0) = \psi_{c,i} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4.26)$$

$$k_{def,Verbund} = \psi_{t,i} \cdot k_{def} \quad (4.27)$$

In weiterer Folge werden mit Hilfe der korrigierten Kriechzahlen wie bereits in dem gängigen Berechnungsverfahren nach Eurocode 5, die effektiven Steifigkeiten zu den jeweiligen Zeitpunkten berechnet. Nachfolgend ist die Berechnung der effektiven Steifigkeiten angeführt:

Holz:

$$E_t(t) = \frac{1}{1 + \psi_{t,i} \cdot k_{def}} \cdot E_{t,0} \quad (4.28)$$

Beton:

$$E_c(t) = \frac{1}{1 + \psi_{c,i} \cdot \varphi(\infty, t_0)} \cdot E_{c,0} \quad (4.29)$$

Verbindungsmittel:

$$K_{ser}(t) = \frac{1}{1 + 2 \cdot k_{def}} \cdot K_{ser,0} \quad (4.30)$$

Durch Einsetzen der ψ -Beiwerte für $t = 3 - 7$ Jahre oder $t = \infty$ werden die Steifigkeitswerte zu den jeweiligen Zeitpunkten erhalten. Unabhängig davon welchen Zeitpunkt man berechnen möchte werden die Kriechzahlen nach den Normen zum Zeitpunkt $t = \infty$ eingesetzt, die Korrektur auf den richtigen Zeitpunkt erfolgt mittels der ψ -Beiwerte.

Wie bereits im Abschnitt 4.3.3 erwähnt kommt es im Bereich der Verbindungsmittel lokal zu erhöhtem Kriechen, da an diesen Stellen Spannungsspitzen auftreten. Im Berechnungsmodell nach Technical Specification wird das laut [29] berücksichtigt indem der Verformungsbeiwert mit dem Faktor 2 multipliziert wird (siehe Gleichung 4.30).

Da es sich dabei im Vergleich zur üblichen Berechnung nach Eurocode 5 lediglich um modifizierte Kriechbeiwerte handelt, wird auch bei diesem Verfahren das Schwinden nicht berücksichtigt. Die Technical Specification schlägt hierzu laut [29] vor, die Schwindstauchungen nach den zugehörigen Eurocodes der Materialien für die jeweiligen Zeitpunkte abzumindern, weil sich das Schwinden und Kriechen teilweise gegenseitig beeinflussen können und die Auswirkungen des Schwindens durch das Kriechen zum Teil reduziert werden [29].

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0,5 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \dots \text{Zeitraum 3 bis 7 Jahre} \quad (4.31)$$

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0,8 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \dots \text{Zeitpunkt 50 Jahre} \quad (4.32)$$

Eine Vorgehensweise zur Berücksichtigung des Schwindens wird in der Technical Specification allerdings nicht vorgeschrieben. Anhand der hier vorgeschlagenen Schwinddehnungen kann das Schwinden beispielsweise mit einer geeigneten Software mitberücksichtigt werden.

4.6 Berechnungsmodell nach Fragiaco

Ein weiteres Verfahren zur Berechnung des Langzeitverhaltens von Holz-Beton-Verbundbauteilen stellt das 2007 von Fragiaco, Gutkowski, Balogh und Fast in [7] vorgestellte Modell dar. Das Berechnungsverfahren ist eine Erweiterung des bereits 2006 von Fragiaco in einem zweiteiligen Artikel [40, 37] erläuterten und vorgeschlagenen Modells. Das Modell aus 2006 basiert auf zwei Versuchsreihen. Einerseits auf Langzeitversuchen, welche in der ersten Hälfte der 1990er Jahre in Florenz/Italien durchgeführt wurden und in [36] dokumentiert sind, sowie andererseits auf Versuchen, die über einen Zeitraum von etwa vier Jahren in Dübendorf in der Schweiz realisiert wurden und in [33] festgehalten sind. Diese Versuchsreihen wiesen einen mechanischen Verbund mittels stiftförmiger Verbindungsmittel auf.

Aufbauend auf dieses Berechnungsmodell aus 2006 wurde 2007 in [7] ein weiter optimiertes Verfahren vorgeschlagen. Speziell für diesen Zweck wurden an der Colorado State University im Rahmen von [7] weitere Langzeitversuche - diesmal mit Kernen - durchgeführt. Somit fundiert das vorgeschlagene Berechnungsverfahren auf unabhängig voneinander durchgeführten Langzeitversuchen mit unterschiedlichen Verbundsystemen, Parametern und Rahmenbedingungen. In diesem Abschnitt soll dieses Verfahren aus 2007 [7] aufgezeigt werden.

Es handelt sich um eine vereinfachte Berechnungsmethode die eine geschlossene Lösung liefert, welche mit Hilfe einer Tabellenkalkulationssoftware, ohne die Nutzung aufwendiger Software berechnet werden kann. Dabei werden vergleichbar zu den bisher vorgestellten Berechnungsmodellen die Steifigkeiten des Verbunds abgemindert um das Verhalten des HBV-Trägers zu verschiedenen Zeitpunkten zu simulieren. Es wird in [7] an mehreren Stellen deutlich hervorgehoben, dass für die Quantifizierung des Langzeitverhaltens vor allem die Durchbiegungen der maßgebende Parameter sind im Vergleich anderen Parametern, wie beispielsweise Spannungen.

Es handelt sich um eine Näherungslösung, in erster Linie weil die Verbindungsmittel als über die Trägerlänge verschmiert angenommen werden anstatt deren lokale Positionierung dem realen Träger entsprechend zu berücksichtigen. Dies führt zu einer wesentlichen Ersparnis im Rechenaufwand. Laut [7] bleiben dadurch lokale Gegebenheiten der Interaktion zwischen den Materialien und deren Verbindungen zwar unberücksichtigt, allerdings fließen die Auswirkungen auf das globale Verhalten des Trägers weiterhin mit ein.

Die Gesamtlösung für das Langzeitverhalten wird dabei erhalten indem folgende Teillösungen überlagert werden [7]:

1. **Kriechen infolge Eigengewicht:** Der Kriechprozess als Folge des Eigengewichts wird ab dem ersten Tag nach Einbringung des Betons (Zeitpunkt wenn rheologische Vorgänge im Beton beginnen) bis zum Zeitpunkt $t = \infty \hat{=} 50$ Jahre berücksichtigt. Dieser Effekt gilt nur dann als gesondert zu berücksichtigen, wenn der Träger ab dem Zeitpunkt der Einbringung des Betons bis zum Ansetzen der Last als selbsttragend gelagert wird. Allerdings wird in [7] angeführt, dass die Auswirkungen der Lagerungsart bis zum Ansetzen der Last (selbsttragend oder gestützt) auf das Trag- und Verformungsverhalten vernachlässigbar sind.
2. **Schwinden des Betons:** Das Betonschwinden wird ab dem ersten Tag nach der Betonage bis zum Zeitpunkt $t = \infty \hat{=} 50$ Jahre berücksichtigt.
3. **Inelastische Spannungen:** Hervorgerufen durch Schwankungen der Umgebungsparameter, wie Temperatur und Feuchtegehalt werden linear approximiert über die gesamte Lebensdauer berücksichtigt.
4. **Kriechen infolge kriechwirksamer Lasten:** Alle kriechwirksamen Lasten (in der Praxis die quasiständige Lastkombination, in Experimenten die aufgebrauchten Lasten) abgesehen vom Eigengewicht werden ab dem Zeitpunkt des Aufbringens der Last bis zum Ende der Lebensdauer in Rechnung gestellt.

Die Teillösungen des Kriechens (sowohl infolge des Eigengewichts als auch infolge sonstiger kriechwirksamer Lasten) werden ähnlich wie bei den bisherigen Berechnungsverfahren durch Absenkung der Elastizitätsmodule mittels Kriechfaktoren wie folgt berücksichtigt:

$$E_c(t) = \frac{E_c}{1 + \phi_c(t, t_0)} \quad (4.33)$$

$$E_w(t) = \frac{E_w}{1 + \phi_w(t, t_0)} \quad (4.34)$$

$$k_f(t) = \frac{k_f}{1 + \phi_f(t, t_0)} \quad (4.35)$$

$E_c(t)$... Elastizitätsmodul vom Beton zum Zeitpunkt t [MPa]
$E_w(t)$... Elastizitätsmodul vom Holz zum Zeitpunkt t [MPa]
$k_f(t)$... Verschiebungsmodul der Verbindungsmittel zum Zeitpunkt t [MN/m]
E_c	... Ausgangswert des Elastizitätsmoduls vom Beton [MPa]
E_w	... Ausgangswert des Elastizitätsmoduls vom Holz [MPa]
k_f	... Ausgangswert des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel [MN/m]
$\phi_c(t, t_0)$... Kriechfaktor für den Beton zum Zeitpunkt t [-]
$\phi_w(t, t_0)$... Kriechfaktor für das Holz zum Zeitpunkt t [-]
$\phi_f(t, t_0)$... Kriechfaktor der Verbindungsmittel zum Zeitpunkt t [-]

Die Berechnung der Kriechfaktoren, welche in die Gleichungen 4.33 bis 4.35 eingesetzt werden, unterscheidet sich von den in den vorangehenden Abschnitten gezeigten Berechnungsmethoden. Der Kriechfaktor für die Verbindungsmittel wird dabei wie folgt berechnet:

$$\phi_f(t, t_0) = 0,3 \cdot \left[1 - e^{-(t-t_0)\frac{1}{20}} \right] + 0,5 \cdot \left[1 - e^{-(t-t_0)\frac{1}{500}} \right] \quad (4.36)$$

Wobei t ein beliebiger betrachteter Zeitpunkt ist und t_0 jener Zeitpunkt zu dem die Last aufgebracht wird. Beide Parameter sind in Tagen einzusetzen und werden gemessen ab dem Tag des Betonierens.

Der Kriechfaktor für Holz wird bei diesem Berechnungsverfahren nach dem Modell von Toratti aus 1992 [41] berechnet. In Gleichung 4.37 ist die Formel zur Berechnung des Kriechfaktors für Holz nach diesem Modell angeführt. Hierbei wird auch der im Abschnitt 4.3.2 angesprochene mechanosorptive Anteil des Kriechens in Rechnung gestellt.

$$\phi_w(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{t_d} \right)^m + J_w^\infty E_w \cdot \left[1 - \exp\left(-c_w \frac{2\Delta u}{\Delta t} (t - t_0) \right) \right] \quad (4.37)$$

Mit $J_w^\infty = 0,7/E_w$; $c_w = 2,5$; $t_d = 29\,500$ Tage; $m = 0,21$ und $\Delta u/\Delta t =$ zeitliche Veränderungsrate in der Holzfeuchte infolge Veränderungen der umgebenden Luftfeuchtigkeit als Mittelwert über den gesamten Holzquerschnitt, beispielsweise wie in [37] als maximale jährliche Schwankung bezogen auf 365 Tage.

Letztlich wird vorgeschlagen den Kriechfaktor für Beton dem CEB-FIP Model Code 90 [42] zu entnehmen. Beim Model Code handelt es sich um einen design code für Betonstrukturen, der gemeinsam vom Comité Européen du Béton (CEB) und von der Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) herausgegeben wurde. Mittlerweile bilden diese beiden Institutionen zusammen die Fédération internationale du béton (FIB). Der Inhalt des Model Codes hatte starken Einfluss auf viele nationale Normen verschiedener Länder und wurde als Grundlage für den Eurocode 2 herangezogen.[43].

In weiterer Folge wird mit Hilfe der auf diese Weise berechneten effektiven Steifigkeitswerte aus den Gleichungen 4.33 bis 4.35 eine Durchbiegung berechnet. Da die Steifigkeitskennwerte dabei für jeden Zeitpunkt (in Tagen) berechnet werden können bietet es sich an mit Hilfe einer Tabellenkalkulationssoftware für jeden Tag einzeln die Steifigkeitskennwerte zu berechnen und daraus für jeden Tag die vorliegende Durchbiegung zu ermitteln. Wie bereits erwähnt ist für die Autoren dieses Berechnungsmodells der mit Abstand wichtigste Parameter für die Beurteilung des Langzeitverhaltens die Durchbiegung, weshalb in dem Verfahren auch nur die Durchbiegung ermittelt wird [7].

Zur Berechnung der Durchbiegung in Feldmitte wird dabei ein - zum Gamma-Verfahren (ÖNORM EN 1995-1-1, Anhang B, siehe auch Abschnitt 3.2) ähnlicher - Formelapparat vorgeschlagen. Es gilt weiterhin zu beachten, dass dies lediglich die Teillösung infolge der Kriechprozesse darstellt. Der Formelapparat zur Berechnung dieser kriechinduzierten Durchbiegung $v_q(t)$ unter Einwirkung einer Gleichlast ist in Gleichung 4.38 dargestellt.

$$v_q(t) = \frac{5ql^4}{384(EI)_{ef}(t)} \quad (4.38)$$

mit

$$\gamma_w = 1 \quad (4.39)$$

$$\gamma_c(t) = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_c(t) A_c s_f}{k_f(t) l^2}} \quad (4.40)$$

$$a_w(t) = \frac{\gamma_c(t) E_c(t) A_c H}{\gamma_c(t) E_c(t) A_c + \gamma_w E_w(t) A_w} \quad (4.41)$$

$$a_c(t) = \frac{\gamma_w E_w(t) A_w H}{\gamma_c(t) E_c(t) A_c + \gamma_w E_w(t) A_w} \quad (4.42)$$

$$(EI)_{ef}(t) = E_c(t) I_c + E_w(t) I_w + \gamma_c(t) E_c(t) A_c a_c^2(t) + \gamma_w E_w(t) A_w a_w^2(t) \quad (4.43)$$

- $v_q(t)$... Durchbiegung in Feldmitte zum Zeitpunkt t infolge Belastung und Kriechen
 q ... Kriechwirksame Gleichlast
 l ... Spannweite des Einfeldträgers
 $(EI)_{ef}(t)$... Effektive Biegesteifigkeit zum Zeitpunkt t
 s_f ... Abstand der Verbindungsmittel zueinander (bei Kernen Abstand der zwei nächstgelegenen Kernen, die am nächsten zum Auflager sind)
 A_c ... Querschnittsfläche des Betonteilquerschnitts
 A_w ... Querschnittsfläche des Holzteilquerschnitts
 I_c ... Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betonteilquerschnitts
 I_w ... Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Holzteilquerschnitts
 H ... Abstand der Schwerlinie des Betonteilquerschnitts zur Schwerlinie des Holzteilquerschnitts

Die restlichen der oben genannten Teillösungen, welche die Auswirkungen des Schwindens vom Beton sowie der inelastischen Spannungen darstellen, werden in Form der Durchbiegung in Feldmitte eines Einfeldträgers mit Hilfe der Gleichung 4.44 quantifiziert. Dabei werden für die Elastizitätsmoduln sowie den Verschiebungsmodul die Effektivwerte des jeweiligen betrachteten Tages nach Gleichungen 4.33 bis 4.35 verwendet, sodass die dazu zeitlich korrespondierende Durchbiegung infolge Schwinden des Betons und inelastischer Spannungen berechnet wird.

$$v_\varepsilon(t) = \frac{\Delta\varepsilon(t)}{H} \frac{(EI)_{full}(t) - (EI)_{abs}(t)}{(EI)_{full}(t)} \frac{l^2}{8} \left\{ 1 - \frac{8}{(\alpha(t)l)^2} \left[1 - \frac{1}{\cosh(0,5\alpha(t)l)} \right] \right\} \quad (4.44)$$

mit

$$\Delta\varepsilon(t) = -\varepsilon_{cs}(t - t_s) \quad (4.45)$$

$$(EA)^*(t) = \frac{E_c(t)A_c E_w(t)A_w}{E_c(t)A_c + E_w(t)A_w} \quad (4.46)$$

$$(EI)_{abs}(t) = E_c(t)I_c + E_w(t)I_w \quad (4.47)$$

$$(EI)_{full}(t) = (EI)_{abs}(t) + (EA)^*(t)H^2 \quad (4.48)$$

$$\alpha(t) = \sqrt{\frac{k_f(t)}{s_f(EA)^*(t)} \frac{(EI)_{full}(t)}{(EI)_{abs}(t)}} \quad (4.49)$$

- $v_\varepsilon(t)$... Durchbiegung in Feldmitte zum Zeitpunkt t zufolge Schwinden des Betons und inelastischer Spannungen
 $\Delta\varepsilon(t)$... Schwinddehnung des Betons zum betrachteten Zeitpunkt t nach CEB-FIP Model Code 90
 $\varepsilon_{cs}(t - t_s)$... Schwindmaß des Betons zum betrachteten Zeitpunkt t nach CEB-FIP Model Code 90
 t_s ... Betonalter in Tagen, wenn Schwinden beginnt $t_s = 1$ Tag

Durch Überlagerung der Teillösungen für jeden Zeitpunkt (in Tagen), wie in Gleichung 4.50 angeführt erhält man eine Gesamtlösung für die Durchbiegung in Feldmitte. Durch Einsetzen aller Zeitpunkte bis $t = 50$ Jahre erhält man die vollständige zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in Feldmitte.

$$v_{ges}(t) = v_q(t) + v_\varepsilon(t) \quad (4.50)$$

Kapitel 5

Vorausgegangene experimentelle Untersuchungen

Im Vorfeld zu der vorliegenden Diplomarbeit wurden im Rahmen eines Forschungsprojektes bereits Versuche zum Langzeitverhalten von Holz-Beton- sowie Holz-Beton-Stahl Verbundträgern seitens des Instituts für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurbau (ITI) der Technischen Universität Wien in Kooperation mit der Camillo Sitte Lehranstalt durchgeführt. Die Versuche sind in [2] dokumentiert.

Die vorliegende Diplomarbeit wurde durch jene Langzeitversuche initiiert. In diesem Kapitel soll auf ebendiese experimentellen Untersuchungen eingegangen werden. Es werden Erläuterungen zu den Versuchskörpern, Versuchsaufbau, den verwendeten Materialien und der Versuchsdurchführung, sowie den Versuchsergebnissen getätigt. Die durchgeführten Versuche unter Langzeitbelastung dienten zur Untersuchung des Langzeitverhaltens. Die eigentlichen „Originalträger“, welche im Rahmen des Forschungsprojektes von Interesse sind und nur in Kurzzeitversuchen geprüft wurden, weisen einen anderen Querschnitt, sowie eine größere Spannweite auf. Aus Platzgründen wurde entschieden, die Langzeitversuche an kleineren Trägern durchzuführen. Im vorliegenden Kapitel werden nur die Versuche unter Langzeitbelastung beschrieben, da diese im Rahmen der vorliegenden Arbeit primär von Interesse sind.

5.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

5.1.1 Querschnitt, Geometrie und Aufbau der Prüfkörper

Bei einem der Prüfkörper handelt es sich um einen HBV-Träger mit einem T-förmigen Holzteilquerschnitt und einem darüber positionierten Betongurt mit rechteckigem Querschnitt. Der Träger stellt dabei eine einzelne Rippe einer HBV-Rippendecke dar. Die Verbindung der einzelnen Teilquerschnitte wurde dabei mit Hilfe eines Kervenverbunds sichergestellt. Der Querschnitt des Trägers mit allen Querschnittsabmessungen ist in **Abb. 5.1** wiederzufinden, wobei **Abb. 5.1a** den Querschnitt in einem Regelbereich darstellt und **Abb. 5.1b** den Querschnitt im Bereich einer Kerbe zeigt.

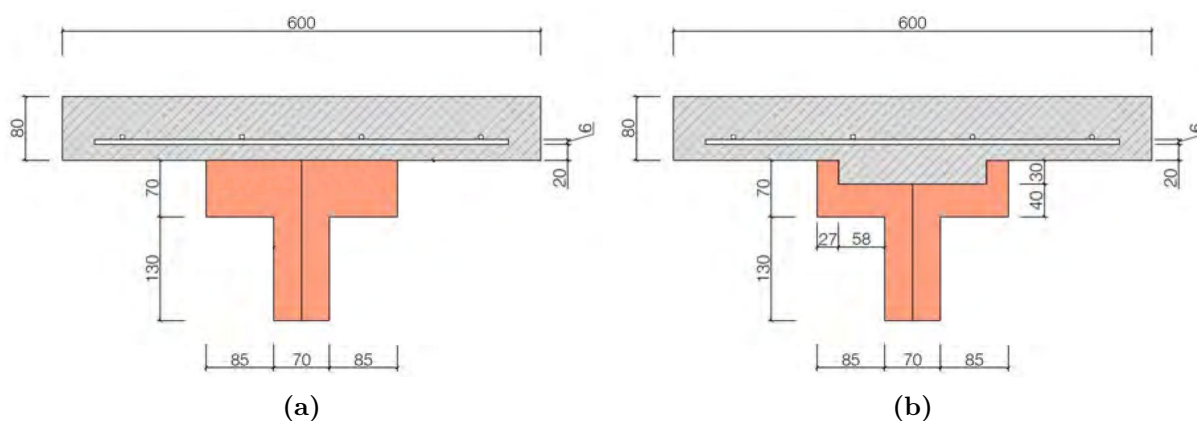


Abb. 5.1: (a) Querschnitt durch einen Regelbereich des Trägers ohne Stahl, (b) Querschnitt durch eine Kerbe des Trägers mit Stahl, alle Maße in [mm] [2]

Wie in **Abb. 5.1** anhand einer vertikalen Fuge zu erkennen besteht der Holzteilquerschnitt aus zwei L-förmigen Teilen (siehe auch **Abb. 5.5**). Dies wurde für den zweiten Prüfträger genutzt um ein Stahlblech in dieser Fuge im Holzteilquerschnitt einzuklemmen. In weiterer Folge wurden die L-förmigen Profile sowohl beim Träger ohne Stahl als auch beim Träger mit Stahl durch Gewindestangen zu dem vorgesehenen T-Profil zusammengesetzt.

Bei dem Hybridverbund-Prüfträger aus Holz-Beton-Stahl liegt, bis auf das Stahlblech und eine Bewehrung in der oberen Lage, der gleiche Querschnitt wie im Träger ohne Stahl vor. Auch dieser Träger soll eine einzelne Rippe einer Rippendecke in Holz-Beton-Stahl Hybridverbundbauweise darstellen. Der Kervenverbund zwischen Holz und Beton ist beim Träger mit Stahl ident zum Träger ohne Stahl. Der Verbund zwischen Beton und Stahl wurde mit Hilfe einer Puzzleleiste gewährleistet, welche sich an der Oberkante des Stahlblechs befindet. Der Querschnitt des Trägers mit Stahl mit allen Querschnittsabmessungen ist in **Abb. 5.2** ersichtlich, wobei **Abb. 5.2a** den Querschnitt in einem Regelbereich darstellt und **Abb. 5.2b** den Querschnitt im Bereich einer Kerbe zeigt.

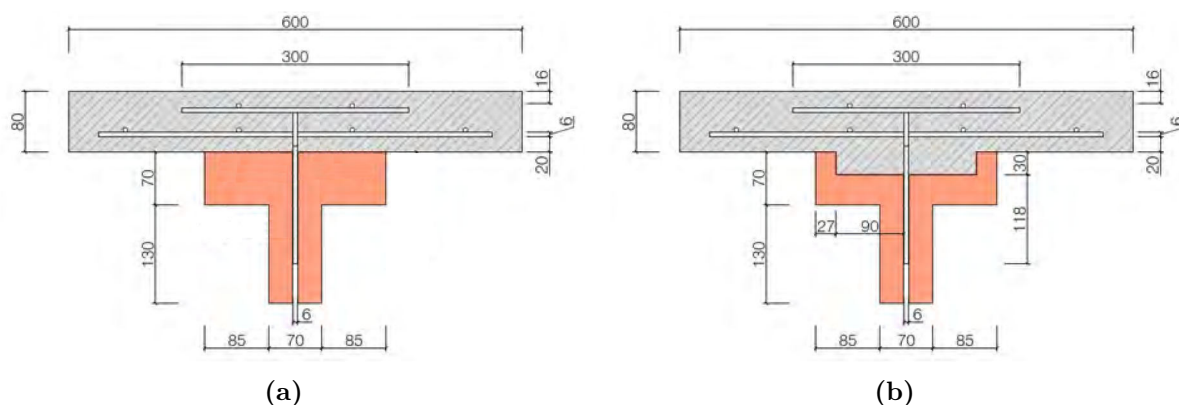


Abb. 5.2: (a) Querschnitt durch einen Regelbereich des Trägers mit Stahl, (b) Querschnitt durch eine Kerbe des Trägers ohne Stahl, alle Maße in [mm] [2]

Die oben genannten Gewindestangen wurden dabei jeweils direkt über den Auflagern und dazwischen entlang der Trägerachse in Abständen von je einem Meter angesetzt. In dem Längsschnitt in **Abb. 5.3** sind die Stellen zu erkennen, an denen sich Gewindestangen befinden

(„Loch $\varnothing 35$ mm“). Bei dem statischen System handelt es sich um einen Einfeldträger mit einer Spannweite von 4,0 m.

Die Betonplatte wurde in der unteren Lage mit einem Grundnetz von $\varnothing 6$ mm/15 cm bewehrt, wobei die Betondeckung 20 mm betrug.

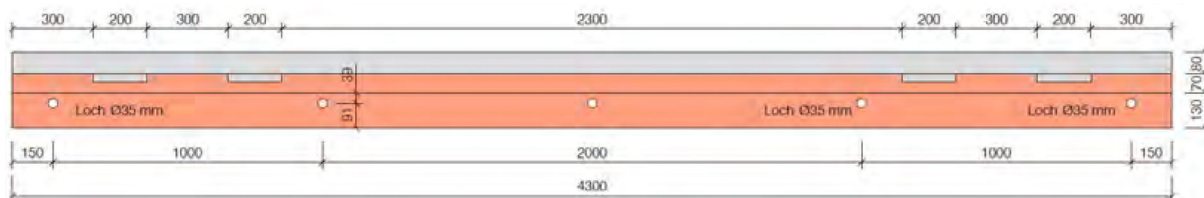


Abb. 5.3: Längsschnitt durch den HBV-Prüfkörper, alle Maße in [mm] [2]

Der Verbund zwischen Holz und Beton wurde mittels Kerben sichergestellt. Es wurden insgesamt vier Kerben angeordnet, je zwei pro Seite in Auflagernähe. Die Tiefe einer Kerbe betrug dabei 30 mm, die Breite quer zur Spannrichtung war 186 mm und die Länge in Spannrichtung dehnte sich über 200 mm aus (siehe auch **Abb. 5.1b**, sowie **Abb. 5.3**). Stiftförmige Verbindungsmittel als Abhebesicherung, wie in Abschnitt 2.3.4 erklärt, wurden keine vorgesehen. Der Abstand der Kerben pro Seite zueinander belief sich auf 500 mm, gemessen von Kerbenaußenflanke zu Kerbenaußenflanke. Der Abstand der Kerbenaußenflanke zum Auflager machte 150 mm aus und der Abstand der innenliegenden Kerben zueinander lässt sich auf 2300 mm beziffern, gemessen von Kerbeninnenflanke zu Kerbeninnenflanke (siehe **Abb. 5.3**). Nachfolgende **Abb. 5.4** zeigt Zwischenschritte der Herstellung der beiden Träger.



Abb. 5.4: Zwischenschritte in der Fertigung der Träger, links - Träger vor Aufbau der Schalung, rechts - Träger mit aufgebauter Schalung und verlegter Bewehrung [2]

5.1.2 Materialien und deren Parameter

Beton

Bei dem Beton handelte es sich um einen selbstverdichtenden SCC-Beton, dessen großer Vorteil im Entfall der zusätzlichen Verdichtungsmaßnahmen liegt. Vor allem im Bereich der Kerben ist es schwer eine ordnungsgemäße Verdichtung manuell zu erreichen, aber hier ist eine sachgemäße Verdichtung auch mit Abstand am wichtigsten. Daher wurde auf einen SCC-Beton zurückgegriffen. Die Zusammensetzung des Betons erfolgte nach [44, 45] und ist in **Tab. 5.1** ersichtlich. Der

Beton wurde direkt vor Ort in der Camillo Sitte Lehranstalt Wien hergestellt, wo auch die Prüfungen stattgefunden haben.

Tab. 5.1: Zusammensetzung des in [2] verwendeten Betons nach [44, 45]

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

Um die elementaren Materialeigenschaften des Betons zu ermitteln wurden zeitgleich mit dem Betonieren des Trägers für die Langzeitversuche auch Betonwürfel hergestellt. Diese Betonwürfel wurden am Tag des Belastungsstarts abgedrückt, um die Festigkeit des verwendeten Betons sowie den Elastizitätsmodul zu quantifizieren. Das Resultat ist in **Tab. 5.2** ersichtlich, wobei die Einteilung in die zugehörige Betonfestigkeitsklasse nach ÖNORM EN 1992-1-1 erfolgt ist und anhand dieser Betonfestigkeitsklasse sich auch der Elastizitätsmodul aus der ÖNORM EN 1992-1-1 ablesen lässt.

Tab. 5.2: Betonfestigkeit und E-Modul nach [27] anhand des Betonwürfels [2]

Masse	Rohdichte	Höchstkraft	Festigkeit	Betongüte	E-Modul
[g]	[kg/m ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]
7320	2170	1216,7	54	C40/50	35 000

Anhand des Druckversuchs an dem Betonwürfeln kann also rechnerisch von einer Betongüte C40/50 und einem dazugehörigen Elastizitätsmodul von 35 000 MPa ausgegangen werden.

Holz

Bei den verwendeten Holzbalken handelte es sich um Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL 24h mit horizontalen Klebefugen. Diese Holzbalken wurden von der Firma Holz Hahn GmbH geliefert. Wie bereits im Abschnitt 5.1.1 erläutert wurden dabei L-förmige Profile bestellt, die zu dem vorgesehenen T-Profil mittels Gewindestangen zusammengestellt wurden. **Abb. 5.5** zeigt die bestellten Brettschichtholzelemente.



Abb. 5.5: Gelieferte L-Profile aus Brettschichtholz mit horizontalen Klebefugen [2]

Insgesamt wurden zwölf solcher Brettschichtholz GI24h L-Profile mit horizontaler Klebefuge bestellt, wovon vier nach visueller Sichtung auf Fehler aussortiert wurden. Die restlichen acht wurden zur Ermittlung der Materialeigenschaften herangezogen, indem man sie noch vor Versuchsbeginn mit Gewindestangen zu insgesamt vier T-Querschnitten zusammen montiert hat. Die so entstandenen Holzträger mit 4,0m Spannweite wurden mit Hilfe einer hydraulischen Presse einem Drei-Punkt-Biegeversuch mit punktueller Belastung in Feldmitte unterzogen, um aus den daraus erhaltenen Kraft-Weg-Diagrammen auf die E-Moduln zurückzurechnen. Der Aufbau dieses Versuchs zur Ermittlung des E-Moduls ist in **Abb. 5.6** zu sehen.



Abb. 5.6: Drei-Punkt-Biegeversuch an der hydraulischen Presse zur Ermittlung des E-Moduls, schön zu erkennen sind die fünf Gewindestangen [2]

Die Belastung des Trägers erfolgte dabei in zwei Phasen. Zuerst wurden 2 kN aufgebracht, sodass der Kolben bei Messbeginn direkt auf dem Träger aufsitzt. Danach wurde eine weggesteuerte Prüfung eingeleitet bis zu einer maximalen Durchbiegung von 10 mm. Alle vier Träger wurden nach dieser Vorgangsweise getestet. Die Ergebnisse der Prüfung in Form von Kraft-Weg-Diagrammen finden sich in **Abb. 5.7** wieder.

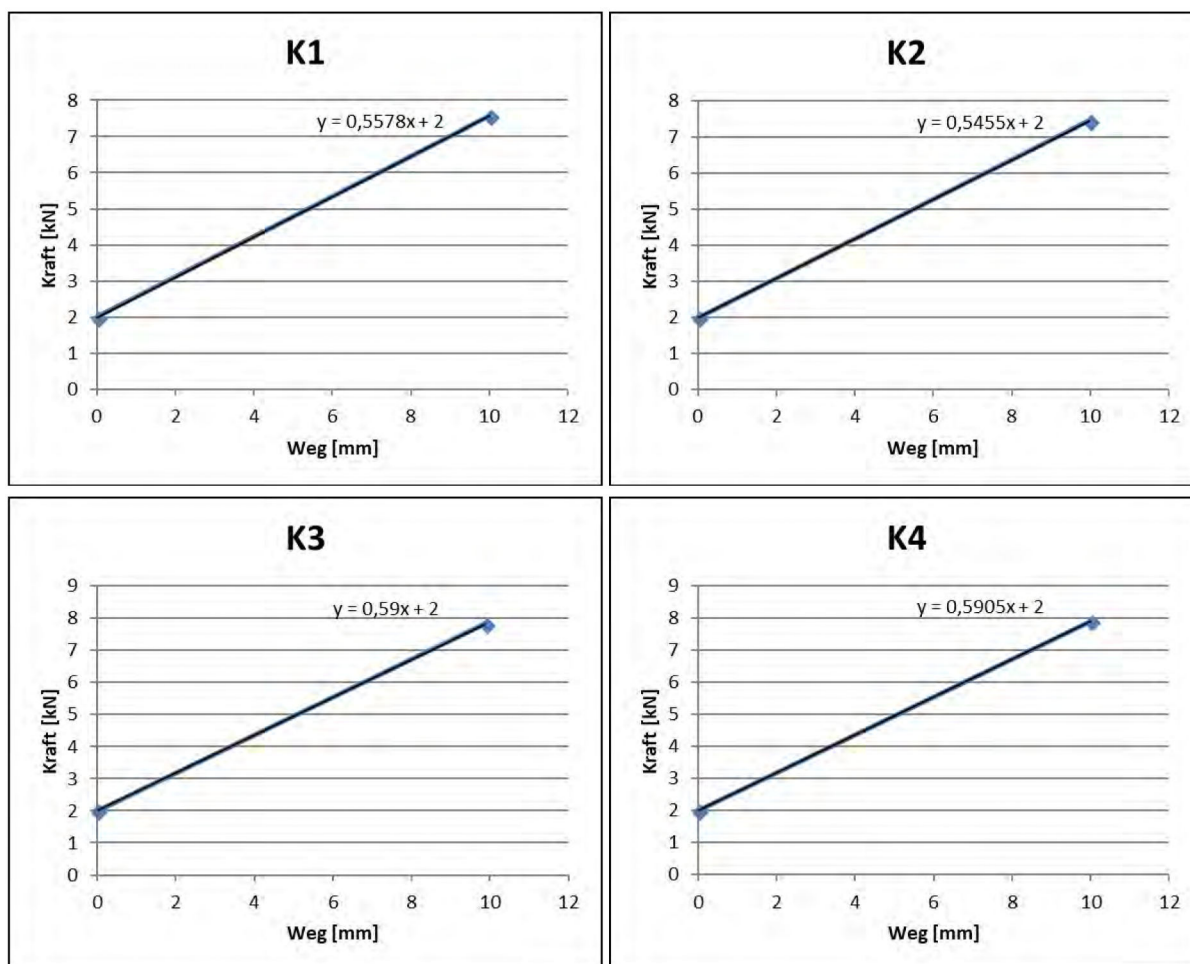


Abb. 5.7: Kraft-Weg-Diagramme der einzelnen Prüfträger zur Bestimmung des E-Moduls der Holzteilquerschnitte [2]

Diese Diagramme wurden in [2] genutzt um die E-Moduln der Holzquerschnitte rückzurechnen. Außerdem wurde verglichen, wie stark der gemessene E-Modul vom theoretischen E-Modul der bestellten Holzfestigkeitsklasse GL 24 h abweicht. Die Ergebnisse für die sogenannten Träger K1-K4 sind in **Tab. 5.3** zusammengefasst.

Tab. 5.3: Rückgerechnete E-Moduln aus den Kraft-Weg-Diagrammen [2]

Träger	E-Modul GL 24h	E-Modul Versuch	Abweichung
K1	11,50 GPa	12,84 GPa	111,6 %
K2		12,64 GPa	109,9 %
K3		13,42 GPa	116,7 %
K4		13,40 GPa	116,5 %

Wie in **Tab. 5.3** zu erkennen wiesen die E-Module der Träger K3 und K4 kaum eine Abweichung voneinander auf, weshalb diese beiden Träger für die Langzeitversuche herangezogen wurden. Der tatsächlich rechnerisch anzusetzende E-Modul beläuft sich somit also auf 13,40 GPa. Wie bereits eingangs in Abschnitt 5.1.1 erwähnt wurde neben einem reinen Holz-Beton-Verbundträger auch ein Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger untersucht. Der Träger K3 wurde in weiterer Folge als Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger umgesetzt und der Träger K4 als reiner Holz-Beton-Verbundträger.

Stahl

Die 6 mm dicken Stahlprofile der Stahlsorte S355 mit Puzzleleiste wurden von der Firma Göcke GmbH & Co. KG geliefert. Nachträgliche Bearbeitungsmaßnahmen vor Ort waren hier nicht notwendig aufgrund der exakten Fertigung der Profile.

Eine Überprüfung von Materialeigenschaften, wie beispielsweise des E-Moduls, wurde im Gegensatz zu den anderen Materialien beim Stahl nicht durchgeführt, da die Herstellungsgenauigkeit von Stahl grundsätzlich schon sehr hoch ist. Es wurde also mit einem Elastizitätsmodul von $E = 21\,000\text{ kN/cm}^2$ und einem Schubmodul $G = 8100\text{ kN/cm}^2$ gerechnet. In nachfolgender **Abb. 5.8** ist ein Stahlblech mit beidseitiger Puzzleleiste zu sehen, welcher im Rahmen von vorhergehenden Abscherversuchen eingesetzt wurde um den Verschiebungsmodul der Stahl-Beton-Verbindung zu ermitteln. Bei den eigentlichen Prüfträgern war nur einseitig eine Puzzleleiste zur Verbundherstellung mit dem Beton vorgesehen.

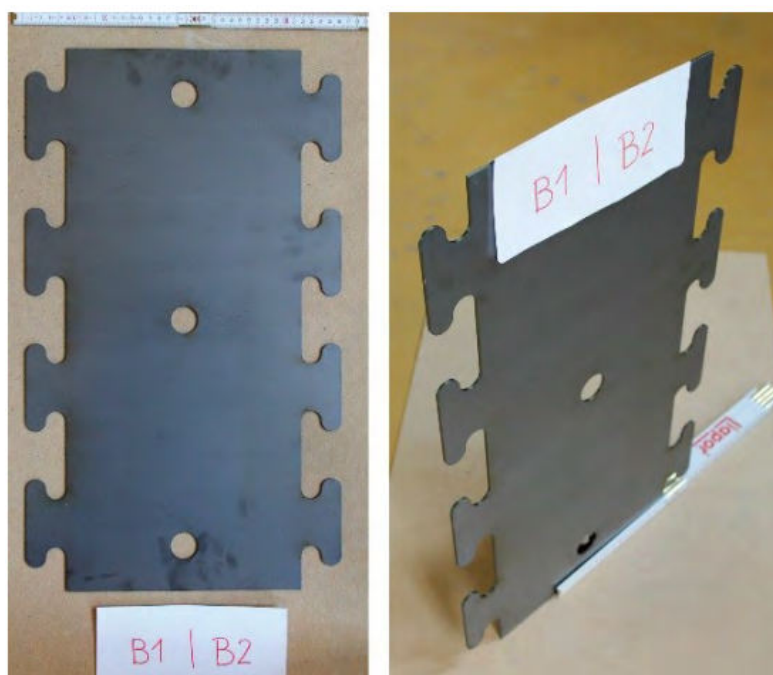


Abb. 5.8: Stahlblech mit beidseitiger Puzzleleiste für einen der Abscherversuche zur Ermittlung der Verschiebungsmodule der Stahl-Beton-Verbindung [2]

Verbundmittel

Wie bereits erwähnt wurden als Verbundmittel Kerben für den Holz-Beton-Verbund und Puzzleleisten für den Stahl-Beton-Verbund eingesetzt. Die Lage und Geometrie der Kerben wurde bereits in Abschnitt 5.1.1 abgehandelt und kann **Abb. 5.1b** sowie **Abb. 5.3** entnommen werden.

Im Vorfeld zu den eigentlichen Versuchen wurden Abscherversuche als experimentelle Untersuchungsmethode angewendet um Varianten der Verbundherstellung zu untersuchen und festzulegen wie der Verbund in den eigentlichen Versuchen sichergestellt werden soll. Dabei wurden insgesamt 16 Prüfkörper untersucht. Für den Aufbau der Versuche wurde die ÖNORM EN 1994-1-1, Anhang B [1] als Leitfaden verwendet, worin Standard Abscherversuche beschrieben werden. Im Rahmen von [2] wurden dabei sowohl Prüfkörper aus Stahl-Beton-Verbund, als auch aus Holz-Beton-Verbund getestet.

Bei den Abscherversuchen wurde das Holzstück beidseitig durch Kerfen mit Beton verbunden, welcher in eine außenseitig positionierte Schalung eingegossen wurde. Für die Prüfkörper aus Stahl-Beton wurde analog vorgegangen, allerdings wurden die Stahlbleche seitlich stabilisiert um ein Stabilitätsversagen der Bleche zu verhindern. Nach ordnungsgemäßen Aushärtens des Betons wurde mit Hilfe einer hydraulischen Presse auf das mittig liegende Holzstück bzw. Stahlprofil Last aufgebracht bis zum Versagen. **Abb. 5.9** zeigt den Aufbau der HBV-Abscherversuche während **Abb. 5.10** den Aufbau der Stahl-Beton-Abscherversuche zeigt. Die Kerfen wurden dabei im Vergleich zu den eigentlich zu prüfenden Trägern nach außen gekehrt angebracht, sodass der Versagensbereich besser ersichtlich ist.

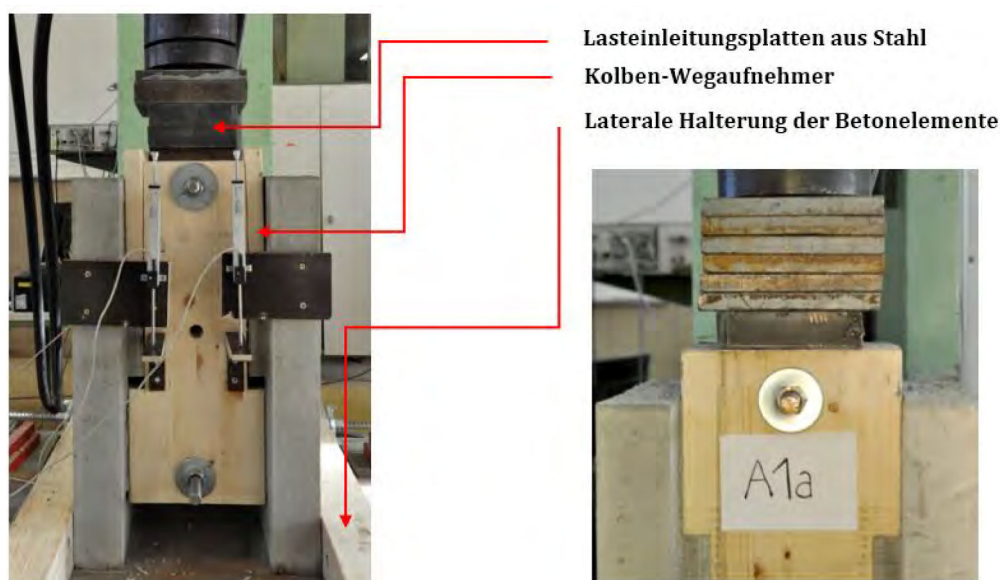


Abb. 5.9: Aufbau der HBV-Abscherversuche [2]



Abb. 5.10: Aufbau der Stahl-Beton-Abscherversuche [2]

Die Materialien, die bei diesen Abscherversuchen (oft auch Push-Out Versuch genannt) verwendet wurden, waren die gleichen wie für die eigentlichen Träger. Diese Versuche wurden laut [2] mit der Verfolgung folgender Ziele durchgeführt:

- Schubtragfähigkeit und Versagensmechanismus der Verbundarten
- Deformationsvermögen der Verbundarten zur Erfassung der Duktilität
- Verifizierung der Rechenmodelle sowie deren Kalibrierung
- Vergleich der mechanischen Eigenschaften verschiedener Verbundarten zur Festlegung des endgültigen Querschnitts für die Biegeversuche in Originalgröße

Die Holz-Beton-Abscherversuche wiesen alle ein Scherversagen durch Überschreiten der Längsschubfestigkeit auf. An jenem Rand der Probekörper, wo die Last aufgebracht wurde trat das Versagen im Holz auf. In **Abb. 5.11** ist der Versagensmechanismus ersichtlich.



Abb. 5.11: Scherversagen in den HBV-Abscherversuchen [2]

Bei den Stahl-Beton-Abscherversuchen zeigte sich ein Versagen in Form von Abplatzungen des Betons in Bereichen der einzelnen Puzzleteile sowie plastischen Deformationen im Stahl. Der Beton ist hier keilförmig ausgebrochen, was ein typischer Versagensmechanismus beim Einsatz von Puzzelleisten ist [2]. Des Weiteren kam es in den anfangs durchgeführten Versuchen im Bereich der Schnittstelle Stahl-Beton zu einem Beulen der Bleche, was allerdings auf die an diesen Stellen fehlende seitliche Stabilisierung zurückzuführen ist. Die seitliche Halterung wurde in den darauffolgenden Versuchen in diesem Bereich verstärkt. **Abb. 5.12** zeigt das Versagen eines solchen Prüfkörpers.



Abb. 5.12: Scherversagen in den Stahl-Beton-Verbund Abscherversuchen [2]

Detailliertere Beschreibungen zu den Abscherversuchen befinden sich in [2]. Als Resultat dieser Versuche kann das Last-Verschiebungsdiagramm der Verbundmittel angeführt werden, welche letztendlich für die Biegeversuche verwendet wurden. **Abb. 5.13** zeigt das Last-Verschiebungsdiagramm der verwendeten Verbundmittel, sowohl für den Holz-Beton-Verbund als auch für den Stahl-Beton-Verbund. Die grüne Kennlinie ist dabei dem Stahl-Beton-Verbund zugehörig und die rote Kennlinie dem Holz-Beton-Verbund. Um eine Umrechnung in Verbindungsmittelsteifigkeiten zu ermöglichen wurden die Last-Verschiebungs-Beziehungen linear angenähert.

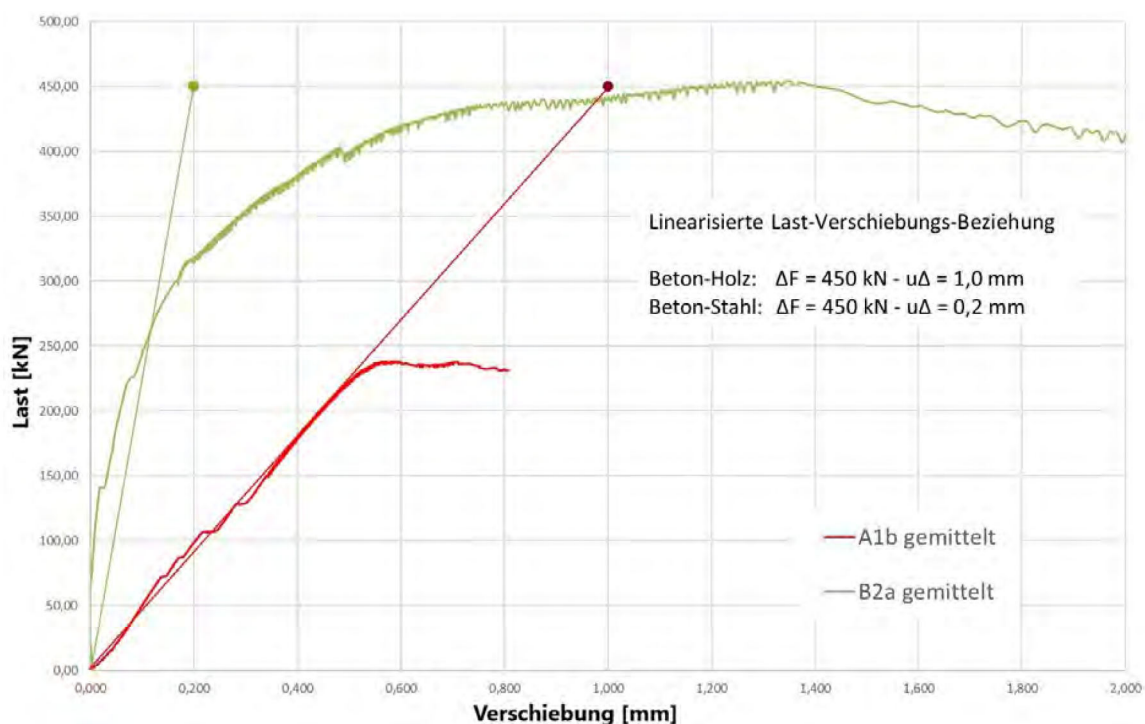


Abb. 5.13: Last-Verschiebungs-Diagramm der Verbundmittel mit Linearisierung (grüne Linien - Stahl-Beton-Verbund, rote Linien - Holz-Beton-Verbund) [2]

Vor allem für den Holz-Beton-Abscherversuch ergibt die Linearisierung eine sehr realitätsgetreue Beschreibung des realen linear elastischen Verhaltens. Die in **Abb. 5.13** ersichtliche linearisierte Last-Verschiebungs-Beziehung kann nun genutzt werden um daraus die Verschiebungsmoduln der Verbundmittel zu ermitteln. Dies geschieht analog zur Berechnung einer Federkonstanten mit Hilfe von Gleichung 5.1.

$$k = \frac{F}{\Delta u} \quad (5.1)$$

Bei den HBV-Abscherversuchen kamen jeweils vier nach außen gewendete „halbe“ Kerwen zum Einsatz (an beiden Betonschnittstellen war eine vollständige Kerwe, allerdings zeigt je eine Hälfte dieser Kerwe nach außen, siehe **Abb. 5.14**).

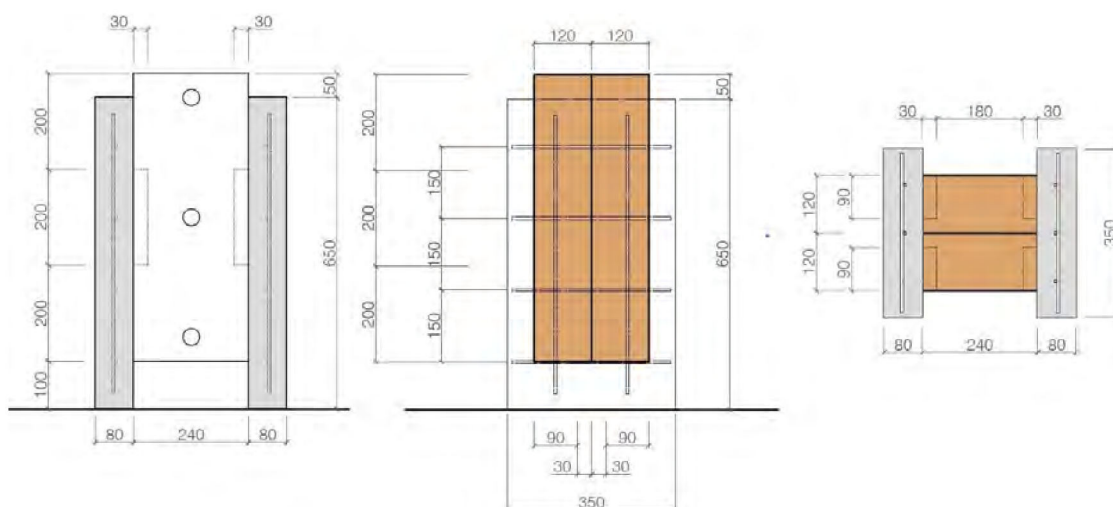


Abb. 5.14: Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Holz-Beton-Abscherveruchskörpers in [2], alle Maße in [mm] [44, 45]

Daher muss beachtet werden, dass die in der Last-Verformungs-Beziehung abgelesene Kraft durch zwei - später im Biegeversuch angewendete - Kerfen aufgenommen wird. Im Umkehrschluss bedeutet das für die Ermittlung des Verschiebungsmoduls einer einzigen Kerfe, dass die aus dem Diagramm in **Abb. 5.13** abgelesene Kraft halbiert werden muss. Daher ergibt sich anhand von Gleichung 5.1 der Verschiebungsmodul einer Kerfe in den Langzeitversuchen wie folgt:

$$K_s = k = \frac{F/2}{\Delta u} = \frac{225 \text{ kN}}{0,001 \text{ m}} = 225 \text{ 000 kN/m} \quad (5.2)$$

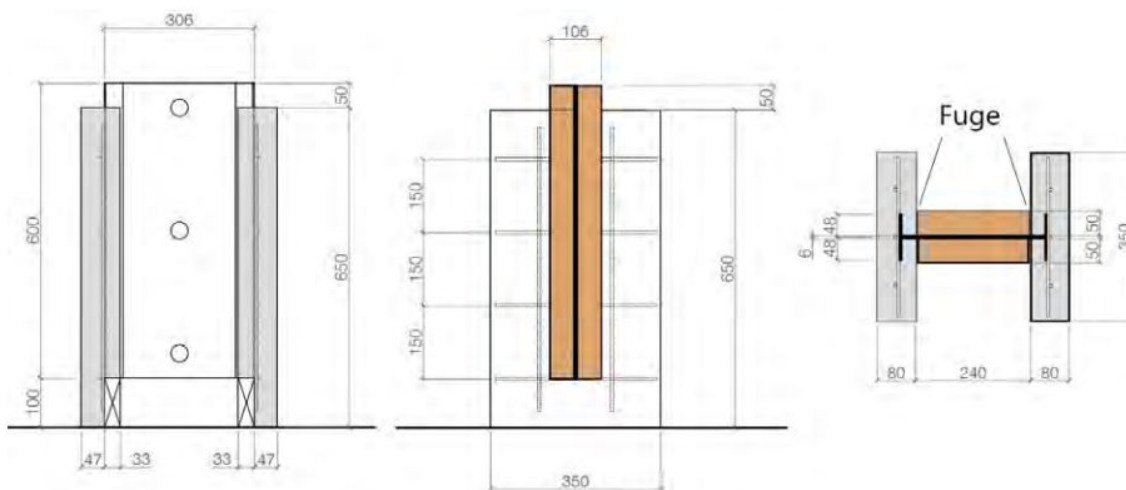


Abb. 5.15: Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Beton-Stahl-Abscherveruchskörpers in [2], alle Maße in [mm] [44, 45]

Analog dazu kann der Verschiebungsmodul der Puzzleleisten ermittelt werden. Wie in **Abb. 5.12** zu erkennen, kamen pro Stahl-Beton Abscherveruchskörper auf beiden Seiten Puzzleleisten zum Einsatz. Ähnlich wie bei der Berechnung des Verschiebungsmoduls der Kerfe muss also die Kraft halbiert werden. Des Weiteren muss der Verschiebungsmodul anhand der Länge in

Kraftrichtung des Versuchskörpers auf einen Meter normiert werden. Dazu muss der Abstand der Koppelstäbe im Stabwerkmodell (500 mm) durch die effektive Länge des Verbunds im Abscherversuch (550 mm, siehe **Abb. 5.15**) dividiert werden. Somit ergibt sich durch Gleichung 5.1 der Verschiebungsmodul der eingesetzten Puzzleleisten von:

$$K_s = k = \frac{F/2}{\Delta u} \cdot \frac{500 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} = \frac{225 \text{ kN}}{0,0002 \text{ m}} \cdot \frac{500 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} = 1\,022\,727 \text{ kN/m} \quad (5.3)$$

Zusammenfassend können nun also folgende Eigenschaften mit rechnerischer Relevanz für das Langzeitverhalten für die Materialien und den Verbund festgehalten werden:

- **Beton:**

Betongüte: C40/50 (gemessen)

E-Modul: 35 000 MPa (gemäß EC2 bei C40/50)

Schubmodul: 14 583 MPa (errechnet)

- **Brettschichtholz:**

Festigkeitsklasse: GL 24h

E-Modul: 13 400 MPa (gemessen)

Schubmodul: 650 MPa (gemäß EC5 bei GL 24h)

- **Stahl:**

Stahlsorte: S 355

E-Modul: 210 000 MPa

Schubmodul: 81 000 MPa

- **Verbindungsmitel:**

Verschiebungsmodul Kerven: 225 000 kN/m (gemessen)

Verschiebungsmodul Puzzleleisten: 1 022 727 kN/m (gemessen)

Wobei der Schubmodul für Beton wie für alle isotropen Baustoffe näherungsweise anhand des E-Moduls und der Querdehnzahl von Beton ($\nu_c = 0,2$) nach Gleichung 5.4 erfasst werden kann. Der Schubmodul vom Brettschichtholz ist laut ÖNORM EN 14080 [46], worin Anforderungen an Brettschichtholz geregelt sind, unabhängig von der Festigkeitsklasse und beträgt 650 MPa.

$$G = \frac{1}{2(1 + \nu)} \cdot E \quad (5.4)$$

5.1.3 Versuchsdurchführung der Langzeitversuche

Zwei Tage nach Einbringen des Betons waren die Betonplatten hart genug um diese auszuschalen. Die Belastungsfindung für die Langzeitversuche orientierte sich an jenen Trägern, welche im Rahmen des Forschungsprojektes primär im Kurzzeitverhalten untersucht wurden. Die „Kurzzeitträger“ wiesen einen anderen Querschnitt mit höherem Flächenträgheitsmoment, sowie eine größere Spannweite als die Träger für die Langzeitversuche auf und insgesamt wurden ebendiese Träger neben ihrem Eigengewicht zusätzlich mit Einzellasten in Form eines Vier-Punkt-Biegeversuchs belastet. Die Einzellasten in den Kurzzeitträgern ruften ein äquivalentes maximales Biegemoment in Feldmitte hervor wie eine Nutzlast $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$, sowie eine zusätzliche ständige Last

$g = 1,6 \text{ kN/m}^2$. Dies führte für diese Kurzzeitträger zu einer Ausnutzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von 60% (Kurzzeitträger mit Stahl).

Die Lasten der Langzeitträger, die an dieser Stelle von Interesse sind, wurden so gewählt, dass ähnliche Spannungszustände in den Langzeitträgern hervorgerufen werden wie in den Kurzzeitträgern bei quasi-ständiger Einwirkungskombination. Dementsprechend wurde der Langzeitträger mit Stahl auch stärker belastet als der jener ohne Stahl. Sinn dahinter war innerhalb des Forschungsprojektes die Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Der detaillierte Vorgang zur Belastungsfindung ist in [2] zu finden.

Die Belastungen für den reinen Holz-Beton-Träger, wurden im Rahmen der Versuche wie folgt festgelegt:

- **Eigengewicht:** $g = 1,30 \text{ kN/m}$
- **Einzellasten:** $F = 3,70 \text{ kN}$

Der Holz-Beton-Stahl Träger wurde folgenden Belastungen ausgesetzt:

- **Eigengewicht:** $g = 1,37 \text{ kN/m}$
- **Einzellasten:** $F = 7,70 \text{ kN}$

Die Versuche wurden als Vier-Punkt-Biegeversuch durchgeführt, wobei die Einzellasten aber nicht in den Drittpunkten des Trägers angreifen sondern in den Viertelpunkten. Das statische System der Langzeitversuche kann **Abb. 5.16** bis **5.17** entnommen werden.

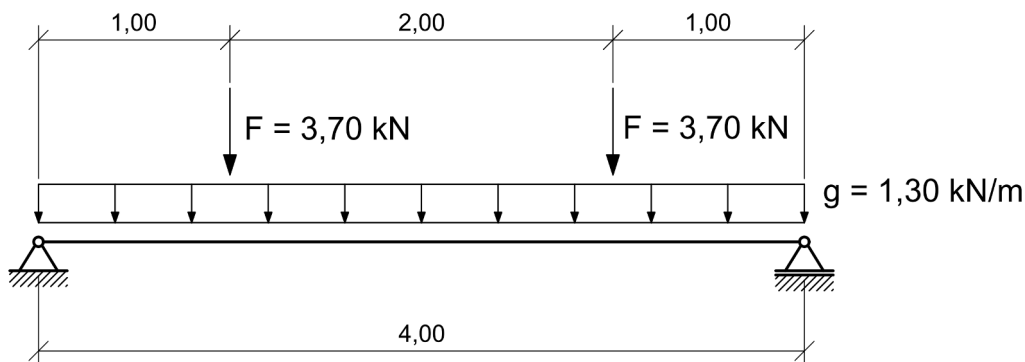


Abb. 5.16: Statisches System des Vier-Punkt-Langzeitbiegeversuchs ohne Stahl, alle Maße in [m]

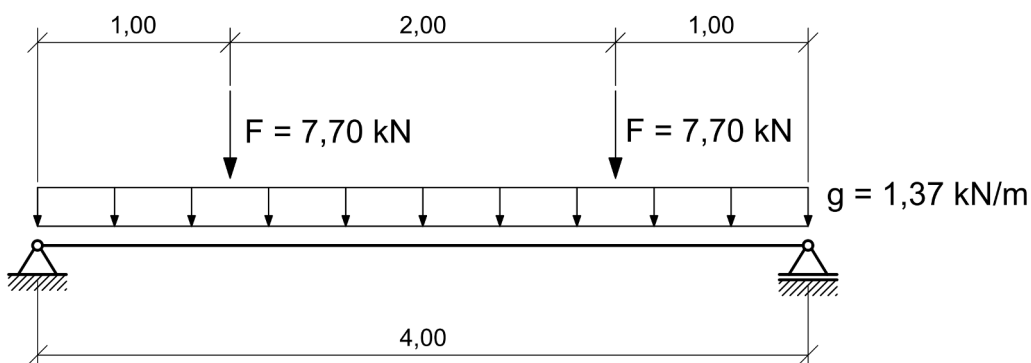


Abb. 5.17: Statisches System des Vier-Punkt-Langzeitbiegeversuchs mit Stahl, alle Maße in [m]

Die Einzellasten wurden umgerechnet in Massen von $m = 370$ kg für den Träger ohne Stahl und $m = 770$ kg, welche dann mit Hilfe von Betonblöcken auf die Träger gelegt wurden. Eine Aufnahme des tatsächlichen Versuchsaufbaus in **Abb. 5.18** ersichtlich. Belastungsstart für die



Abb. 5.18: Aufnahme des tatsächlichen Versuchsaufbaus [2]

Langzeitversuche war 25 Tage nach dem Betoniervorgang. Die Verformungen wurden mit Hilfe des Messgeräts ALMEMO 5690-2 und Sensoren der Firma *Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH*. Mit dieser Messkette können Verschiebungen laut [44, 45] mit einer Genauigkeit von 0,01 mm aufgenommen werden. Die Sensoren wurden sowohl an den Viertelpunkten als auch in Feldmitte angebracht, wie im unteren Bereich der **Abb. 5.18** zu erkennen. Die Langzeitversuche dauerten insgesamt 140 Tage an. Daten bezüglich des Umgebungsklimas wurden im Zuge der Versuche nicht erfasst. Im Kapitel 6 wird es im Rahmen der Nachrechnungen der Versuche teilweise notwendig sein gewisse klimatische Parameter wie die relative Luftfeuchtigkeit oder die Lufttemperatur in Formeln einzusetzen. Beispielsweise ist dies der Fall für die Ermittlung von Kriechzahlen und wird auch abseits dessen im Berechnungsmodell nach Fragiaco gebraucht. Da wie erwähnt im Rahmen der behandelten Langzeitversuche keine klimatischen Daten erfasst wurden, wird auf die Daten zurückgegriffen, welche im Zusammenhang mit [47] gemessen wurden. In [47] wurden dabei ebenfalls Langzeitversuche im selben Labor, in den selben Räumlichkeiten unter gleichen Bedingungen geführt, allerdings bereits zwei Jahre vor den hier behandelten Langzeitversuchen. Unter diesen Umständen wird auf die Klimadaten, welche während der Langzeitversuche in [47] im gleichen zeitlichen Rahmen dokumentiert wurden zurückgegriffen werden.

5.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse in Form von Durchbiegungen wurden wie oben beschrieben für einen Zeitraum von 140 Tagen gemessen. Der Verlauf der Durchbiegungen für diesen Zeitraum wird in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Hierbei zeigt **Abb. 5.19** den zeitlichen Verlauf der Durchbiegungen mit elastischer Anfangsdurchbiegung und **Abb. 5.20** die reinen Langzeitdurchbiegungen infolge zeitabhängiger Effekte ohne die anfängliche elastische Durchbiegung bei Lastaufbringung.

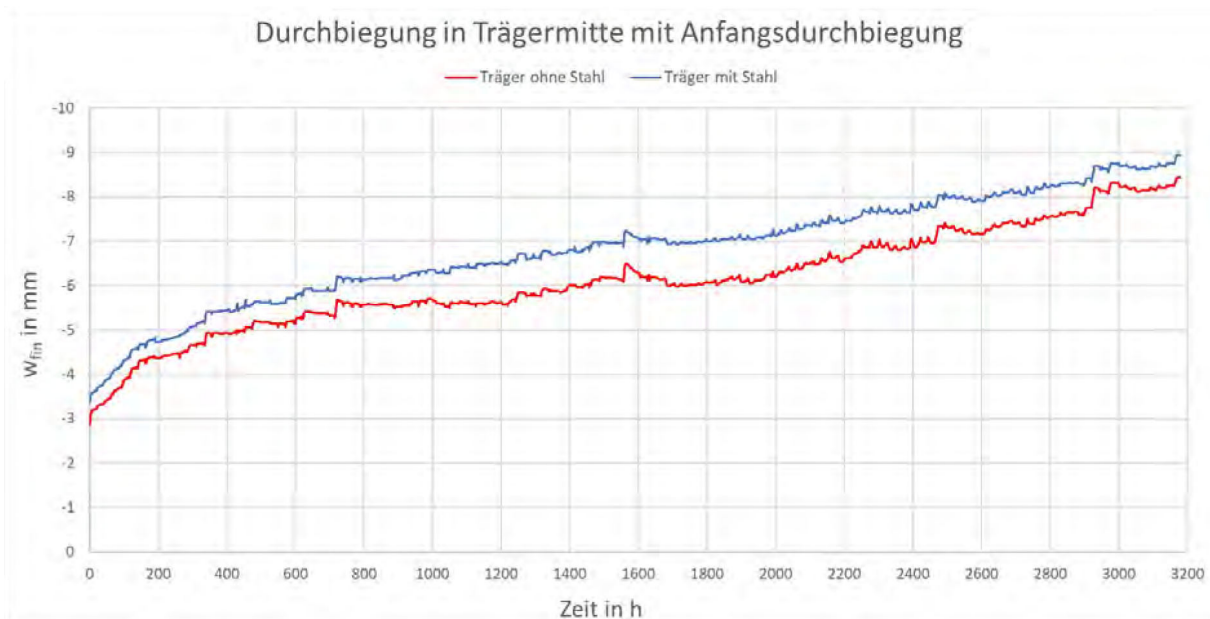


Abb. 5.19: Durchbiegungen mit elastischer Anfangsdurchbiegung [2]

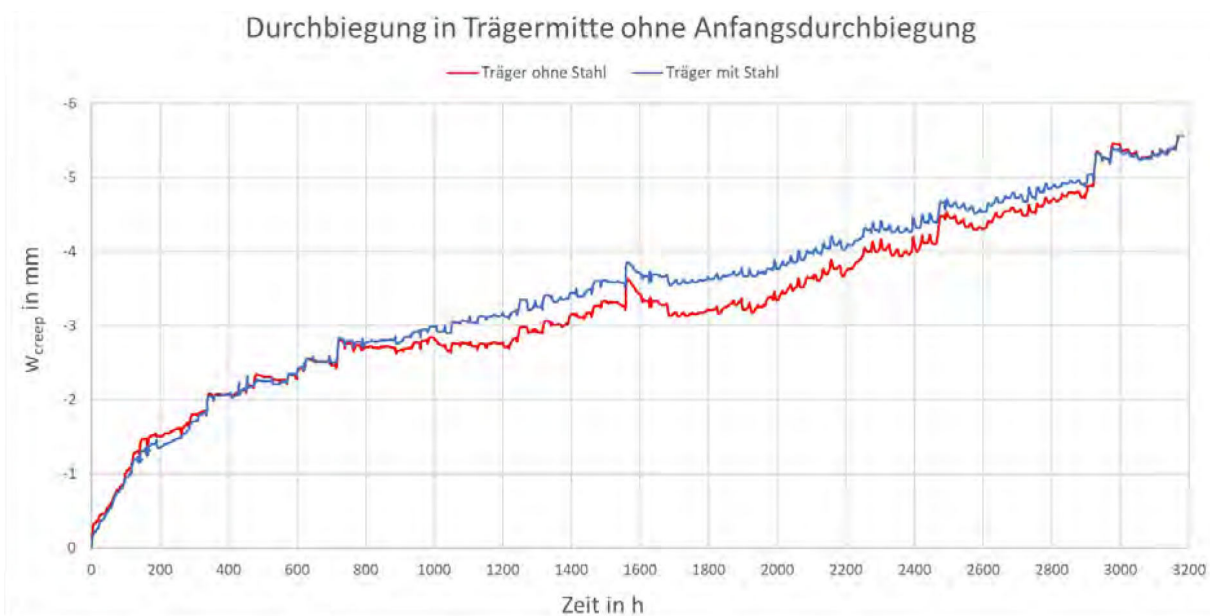


Abb. 5.20: Reine Langzeitdurchbiegungen ohne elastische Anfangsdurchbiegung [2]

Nachfolgende **Tab. 5.4** nach [2] fasst als wesentliche Messergebnisse die elastischen Durchbiegungen, die Langzeitdurchbiegungen zum Zeitpunkt des Versuchsabbruchs, sowie die Verhältnisse zwischen den Durchbiegungen zu den unterschiedlichen Zeitpunkten für beide Träger zusammen:

Tab. 5.4: Ergebnisse der Versuche für beide Träger [2]

Träger	Masse [kg]	w_{inst} [mm]	w_{creep} [mm]	w_{fin} [mm]	w_{creep}/w_{fin}	w_{creep}/w_{inst}	w_{fin}/w_{inst}
ohne Stahl	740,0	2,86	5,57	8,43	66%	195%	295%
mit Stahl	1540,0	3,37	5,57	8,94	62%	165%	265%

Kapitel 6

Nachrechnung der Veruche

In diesem Kapitel sollen die Versuche, welche im Kapitel 5 vorgestellt wurden, nachgerechnet werden. Primär geht es dabei um die rechnerische Quantifizierung des Langzeitverhaltens in Form von Vorhersagen der Langzeitdurchbiegung.

Als Werkzeuge hierfür dienen hauptsächlich die in den Abschnitten 4.4 bis 4.6 erläuterten Berechnungsmodelle, welche speziell für die Berechnung der Langzeitdurchbiegung von Holz-Beton-Verbund-Trägern und -Decken entwickelt wurden. Außerdem wird auch von den Verfahren und Modellen zur Berechnung des Kurzzeitverhaltens Gebrauch gemacht, welche in den Abschnitten 3.2 bis 3.5 beschrieben wurden.

6.1 Aufbau der RSTAB-Modelle

Zuerst wurden Stabwerkmodelle mit Hilfe der Stabstatiksoftware RSTAB der Firma *Dlubal* entsprechend der Erklärungen aus dem Abschnitt 3.4 erstellt. In genanntem Abschnitt wird der Aufbau solcher Stabwerkmodelle zur Berechnung von HBV-Trägern mit punktuell angeordneten Verbindungsmitteln erklärt. Die Erstellung des Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgers geschieht analog dazu.

Für Stabwerkmodelle spricht neben dem Vorteil der Möglichkeit der exakten Positionierung der Verbindungsmittel, auch die sehr einfache Handhabung solcher Modelle. Die Betonplatte, der Holzträger sowie das Stahlprofil wurden, wie im Abschnitt 3.4 beschrieben, als Balkenstäbe in der Schwerachse des jeweiligen Teilquerschnitts eingegeben. Der Holz- und Stahlstab wurden durch dehnstarre Pendelstäbe mit dem Betonstab gekoppelt (siehe auch **Abb. 3.4**). Die Auflager wurden an dem Holz-Balkenstab vorgesehen, die Eingabe von Pendelstäben zur Kopplung direkt über den Auflagern gewährleistet allerdings eine Aufteilung der Auflagerreaktionen in alle Teilquerschnitte [2]. Weitere Kopplungen der Betonplatte mit dem Holz- und Stahlprofil erfolgten mit den in Abschnitt 3.4 erwähnten Kragarmen, welche die Verbindungsmittel simulieren.

Abb. 6.1 bietet eine Darstellung des angewendeten RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Verbundträger ohne Stahl im Detail mit allen verwendeten Stabarten, welche übersichtlich in **Tab. 6.1** mit der zugehörigen Nummerierung aufgelistet sind.

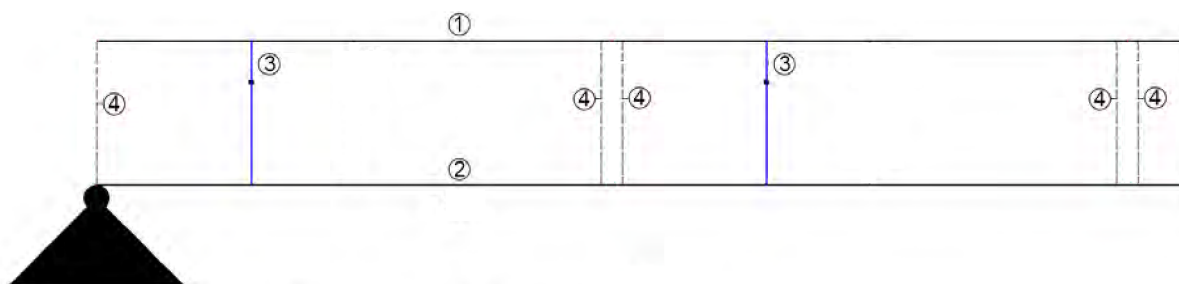


Abb. 6.1: Detail des angewendeten RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Verbundträger mit Nummerierung der Stäbe [2]

Tab. 6.1: Verwendete Stabtypen sowie Querschnitte und deren Eigenschaften im RSTAB-Modell für den HBV-Träger ohne Stahl [2]

Stab	Balkenstäbe	Material	Querschnittstyp	Querschnitt [mm]	A_i [cm ²]	I_i [cm ⁴]
①	Betonplatte	C 40/50	Rechteck	600x80	480	2560
②	Holzträger	GL 24h	Rechteck OG Rechteck Steg	240x70 70x130	259	7870
Stab	Koppelstäbe	Kopplung	EI^* [kNm ²]	EA [kN]	GA [kN]	
③	Steifigkeiten	Beton-Holz	31,67 bzw. 39,01	∞	∞	
④	Gelenk-Gelenk	Beton-Holz	-	-	-	

Nachfolgend bietet **Abb. 6.2** eine Darstellung des angewendeten RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger im Detail mit allen verwendeten Stabarten, welche in **Tab. 6.2** mit der zugehörigen Nummerierung zusammengefasst sind.

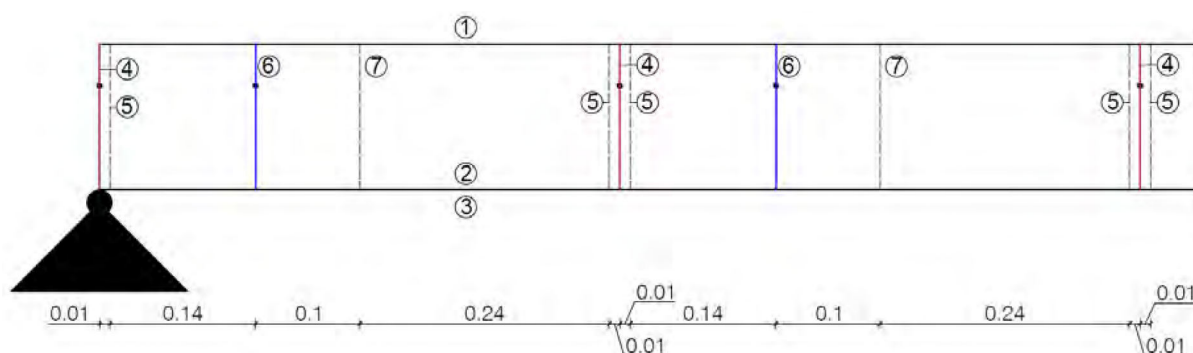


Abb. 6.2: Detail des angewendeten RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger mit Nummerierung der Stäbe [2]

Tab. 6.2: Verwendete Stabtypen sowie Querschnitte und deren Eigenschaften im RSTAB-Modell für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger [2]

Stab	Balkenstäbe	Material	Querschnittstyp	Querschnitt [mm]	A_i [cm ²]	I_i [cm ⁴]
①	Betonplatte	C 40/50	Rechteck	600x80	480	2560
②	Stahlprofil	S355	Rechteck	6x158	9,48	197
③	Holzträger	GL 24h	Rechteck OG Rechteck Steg	240x70 70x130	259	7870
Stab	Koppelstäbe		Kopplung	EI^* [kNm ²]	EA [kN]	GA [kN]
④	Steifigkeiten		Beton-Stahl	308,68	∞	∞
⑤	Gelenk-Gelenk		Beton-Holz	-	-	-
⑥	Steifigkeiten		Beton-Holz	31,67 bzw. 39,01	∞	∞
⑦	Gelenk-Gelenk		Beton-Stahl	-	-	-

Die Querschnittsabmessungen sind in **Abb. 5.1** sowie **Abb. 5.2** ersichtlich und die Materialeigenschaften werden am Ende des Abschnitt 5.1.2 zusammenfassend festgehalten.

Wie in den Beschreibungen des Stabwerkmodells wiedergegeben ist in den Kragarmen, welche die Verbindungsmittel darstellen, auf Höhe der Verbundfuge ein Gelenk vorgesehen (siehe **Abb. 6.1** bis **6.2**). Die Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeiten EI^* dieser Kragarme erfolgt unter Zuhilfenahme der Gleichung 3.20. Hierzu werden neben der Geometrie und den Querschnittseigenschaften auch die Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel (Kerven und Puzzleleiste), welche in den Gleichungen 5.2 bis 5.3 dokumentiert sind, herangezogen. Die Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeiten ist in den folgenden Gleichungen festgehalten:

$$EI_{au\beta en}^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_{s,H}} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B I_B} + \frac{z_H^2}{E_H I_H} \right)} = \quad (6.1)$$

$$= \frac{0,04^3 + 0,07^3}{\frac{3}{225\,000} - \frac{0,15^3 + 0,30^3}{2 \cdot (0,15 + 0,30)^2} \cdot \left(\frac{0,04^2}{35 \cdot 10^6 \cdot 2560 \cdot 10^{-8}} + \frac{0,07^2}{13,4 \cdot 10^6 \cdot 7870 \cdot 10^{-8}} \right)} = 31,67 \text{ kNm}^2 \quad (6.2)$$

$$EI_{innen}^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_{s,H}} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B I_B} + \frac{z_H^2}{E_H I_H} \right)} = \quad (6.3)$$

$$= \frac{0,04^3 + 0,07^3}{\frac{3}{225\,000} - \frac{0,15^3 + 1,15^3}{2 \cdot (0,15 + 1,15)^2} \cdot \left(\frac{0,04^2}{35 \cdot 10^6 \cdot 2560 \cdot 10^{-8}} + \frac{0,07^2}{13,4 \cdot 10^6 \cdot 7870 \cdot 10^{-8}} \right)} = 39,01 \text{ kNm}^2 \quad (6.4)$$

$$EI_{Stahl}^* = \frac{z_B^3 + z_S^3}{\frac{3}{K_{s,S}} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{E_B I_B} + \frac{z_S^2}{E_S I_S} \right)} = \quad (6.5)$$

$$= \frac{0,04^3 + 0,069^3}{\frac{3}{1\,022\,727} - \frac{0,5^3 + 0,5^3}{2 \cdot (0,5 + 0,5)^2} \cdot \left(\frac{0,04^2}{35 \cdot 10^6 \cdot 2560 \cdot 10^{-8}} + \frac{0,069^2}{210 \cdot 10^6 \cdot 197 \cdot 10^{-8}} \right)} = 308,68 \text{ kNm}^2 \quad (6.6)$$

Der Wert $EI^* = 31,67 \text{ kNm}^2$ für die Ersatzbiegesteifigkeit bezieht sich dabei auf die jeweils außen liegenden Kerven, wohingegen der Wert $EI^* = 39,01 \text{ kNm}^2$ sich auf die beiden innen liegenden Kerven (siehe auch **Abb. 6.3** bis **6.4**, Koppelstäbe 1 und 4 sind außen liegend, Koppelstäbe 2 und 3 sind innen liegend).

Die Positionierung der Verbindungsmittel erfolgt jeweils an den Kervenaußenflanken, da bei einer Durchbiegung nach unten an den Außenflanken über Druckkontakt die Längsschubkräfte weitergeleitet werden. **Abb. 6.3** bietet eine Übersicht über die Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell für den reinen HBV-Träger ohne Stahl.

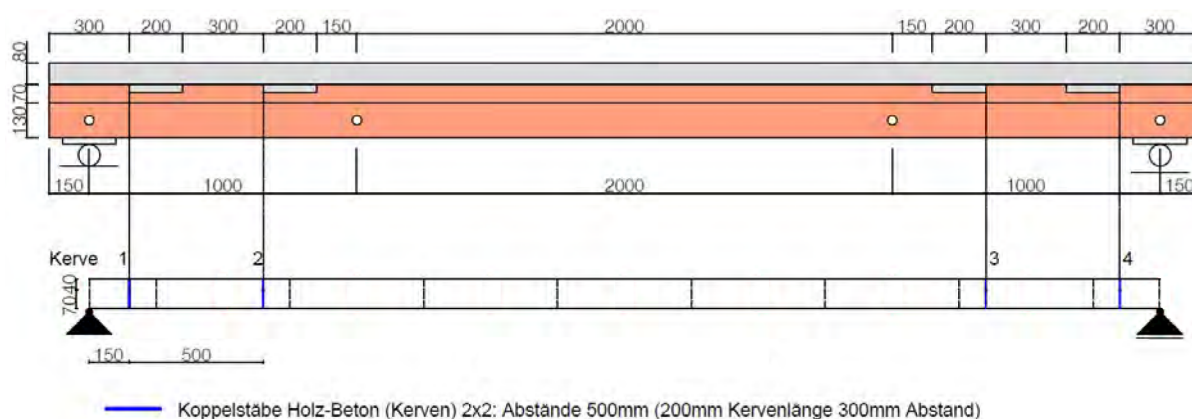


Abb. 6.3: Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell im Vergleich zum tatsächlichen Träger (HBV-Träger ohne Stahl) [2]

Nachfolgende **Abb. 6.4** bietet analog dazu eine Übersicht zur Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger.

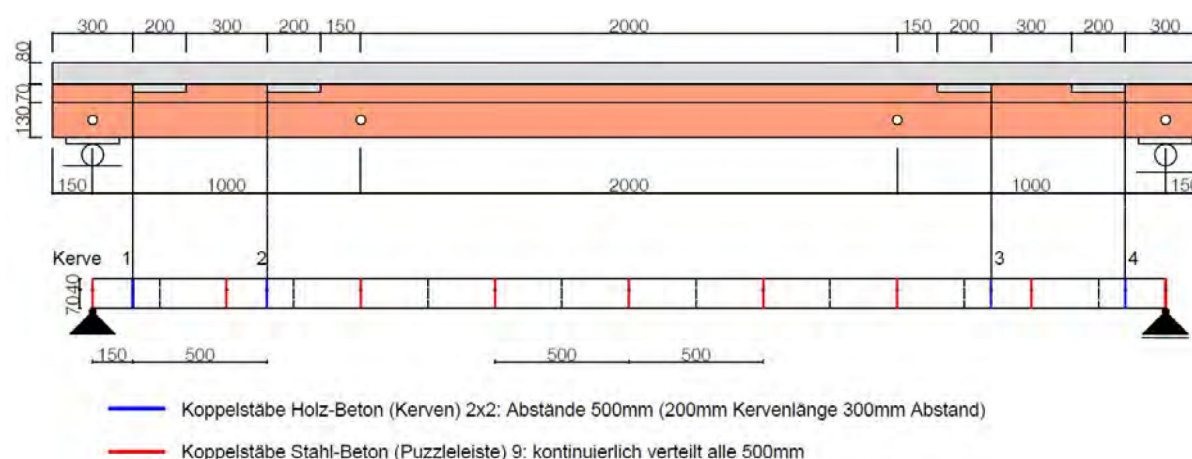


Abb. 6.4: Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell im Vergleich zum tatsächlichen Träger (Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger) [2]

Die Bewehrung in der Betonplatte bleibt für die Modellierung unberücksichtigt, da aufgrund des minimalen Bewehrungsgrades der Einfluss der Bewehrung auf die Gesamtbiegesteifigkeit vernachlässigbar ist. Das Eigengewicht der Konstruktion wird durch Eingabe der korrekten Querschnitte und Materialien durch Ansetzen eines Lastfalls software-intern berücksichtigt und muss nicht manuell eingegeben werden. Die im Rahmen der Vier-Punkt-Versuche aufgebrachtten Lasten werden im RSTAB-Modell mit Hilfe von Einzellasten eingegeben, für welche ein separater Lastfall angelegt werden muss. Es gilt zu beachten, dass die Einzellasten nicht wie üblich bei Vier-Punkt-Versuchen in den Drittelpunkten des Trägers angreifen, sondern in den Viertelpunkten. Für den HBV-Träger ohne Stahl betragen die Einzellasten $F = 3,70 \text{ kN}$ und für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger $F = 7,70 \text{ kN}$. Durch geeignete Kombination der eingegebenen Lastfälle werden beide Lastfälle (Eigengewicht und Einzellasten) analog zu den Versuchen als permanent simultan einwirkend berücksichtigt.

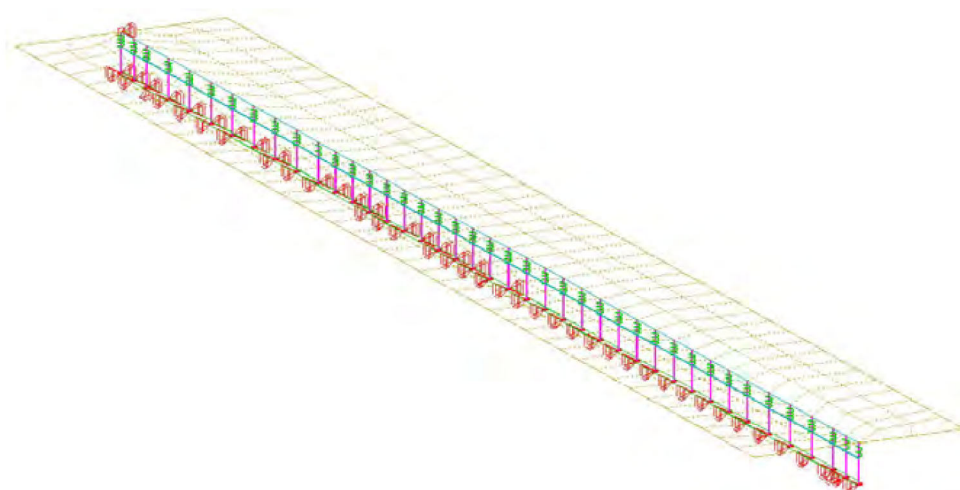
6.2 Aufbau der Sofistik Modelle

Neben den RSTAB-Modellen wurden auch Modelle mit der Software Sofistik erstellt um eine 3D-FE-Berechnung durchzuführen. Die Modellierung der Träger in Sofistik erfolgte durch Herrn Prof. Dipl. Ing. Dr. Joze Lopatic von der University of Ljubljana.

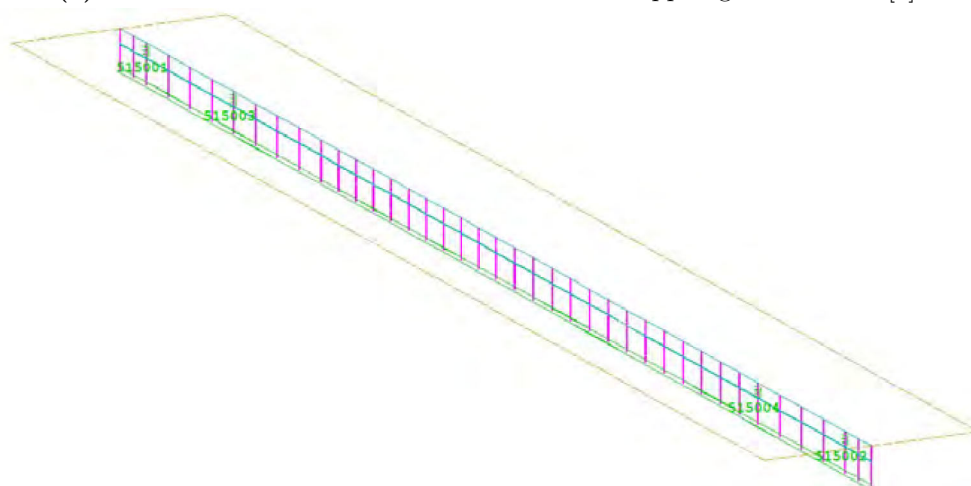
Der Betongurt wurde dabei grafisch als ein, software-intern *Strukturfläche* genanntes, Element eingegeben, was im Prinzip das Element zur Eingabe von Scheiben und Platten ist. Grundsätzlich wird nur die Mittelfläche des Flächenelements eingegeben. Mittels Zuweisung eines Querschnitts und Materialeigenschaften durch den Anwender erhält die Platte automatisch ihre zugehörigen Steifigkeiten. Die Plattenbewehrung wird abseits der Strukturfläche durch Angabe von Schwerachsenabstand, Bewehrungsdurchmesser und Stababstand in einer eigenen Eingabemaske gesteuert.

Das T-Profil aus Brettschichtholz sowie das Rechteckprofil aus Stahl werden grafisch als *Strukturlinie* eingegeben. Dabei handelt es sich um das Element womit in Sofistik einachsige Tragelemente, wie beispielsweise Träger modelliert werden. Es gibt allerdings die Möglichkeit statisch unterschiedlich wirkende Elemente zu definieren. Beide Profile wurden hierbei als zentrische Biegestäbe definiert. Die Vorgehensweise der Eingabe ist ähnlich zu Strukturflächen. Prinzipiell wird nur die Schwerachse eingegeben und mittels manueller Zuweisung des Querschnitts sowie des Materials durch den Anwender errechnet sich die Software automatisch die zugehörigen Steifigkeiten des Stabelements.

Zur Eingabe der Verbindungsmittel gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten. Einerseits kann die Gesamtfugensteifigkeit herangezogen werden um daraus eine flächenbezogene und somit „verschmierte“ Federsteifigkeit im Modell einzugeben und andererseits gibt es die Möglichkeit diskrete Federn zu platzieren. In diesem Fall wurden die Kerven als diskrete Federn modelliert (siehe **Abb. 6.5b**), da durch die geringe Anzahl der Kerven in den Versuchen somit das Modell näher an der Realität liegt und das tatsächliche Verhalten des Trägers genauer simuliert werden kann. Außerdem ergibt sich dadurch eine bessere Vergleichbarkeit mit den RSTAB-Modellen, da auch in diesen Modellen die Lage der Kerven mit diskreten Element exakt eingegeben wurde. Die Kopplung des Stahl mit dem Beton wurde als „verschmierte“ Feder eingegeben (siehe **Abb. 6.5a**).



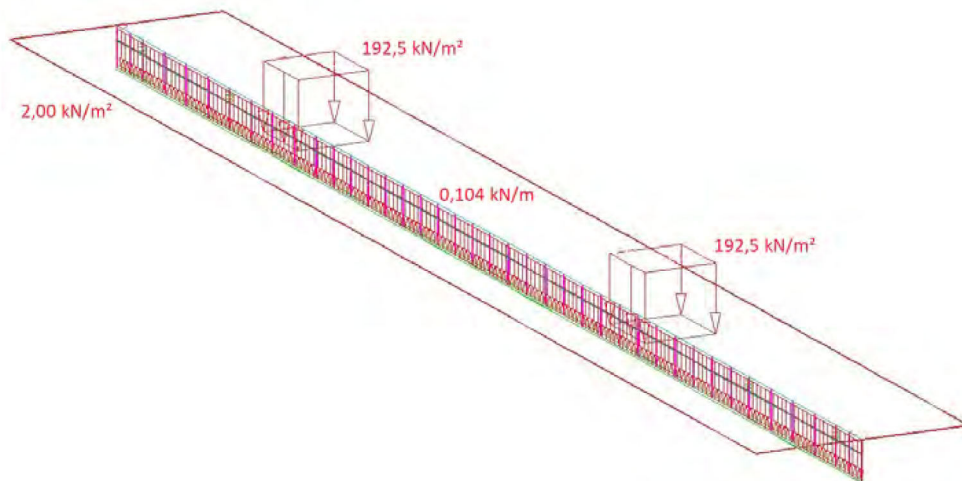
(a) Verschmierte Federn im Sofistik-Modell zur Kopplung Stahl-Beton [2]



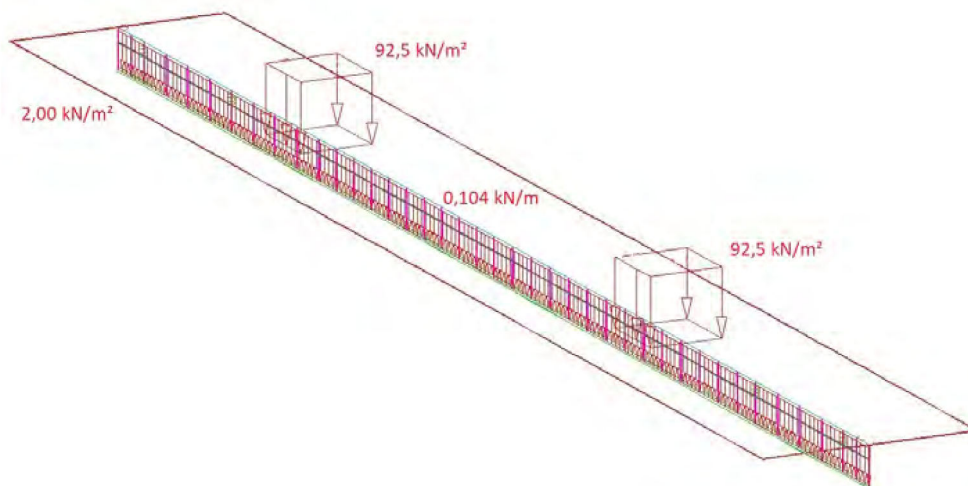
(b) Diskrete Federn im Sofistik-Modell zur Kopplung Holz-Beton [2]

Abb. 6.5: Unterschiedliche Realisierung der Kopplungen Stahl-Beton und Holz-Beton im Sofistik-Modell

Das System ist ein statisch bestimmter Einfeldträger, wobei die Lager an den Trägerenden mit dem Holzelement gekoppelt sind. Das Eigengewicht der Konstruktion wird software-intern automatisch berücksichtigt, der Anwender muss hierzu lediglich die korrekten Querschnitte und Materialien eingeben. Die Einzellasten, welche in den Vier-Punkt-Biegeversuchen in den Viertelpunkten des Trägers angesetzt wurden betragen 3,70 kN für den reinen HBV-Träger ohne Stahl und 7,70 kN für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger (siehe Abschnitt 5.1.3). Während im RSTAB-Modell diese Lasten tatsächlich als Einzellasten eingegeben wurden, werden sie im Sofistik-Modell über eine Lasteinleitungsfläche von 0,20 m x 0,20 m als Flächenlast eingeleitet. Dies spiegelt die Umstände der tatsächlichen Lasteinleitung beim Versuch deutlich besser wider und gewährleistet auch die Verhinderung von Singularitäten im Zuge von Auswertungen an dem 3D-FE-Modell. **Abb. 6.6** spiegelt den Sachverhalt der Lasteinleitung in den Sofistik-Modellen wider.



(a) Lasten im Sofistik-Modell für den Holz-Beton-Stahl-Hybrdiverbundträger [2]



(b) Lasten im Sofistik-Modell für den HBV-Träger ohne Stahl [2]

Abb. 6.6: Lasten in den Sofistik-Modellen

Die einzelnen Teilquerschnitte des Trägers sind überdies noch mittels Linienelementen miteinander gekoppelt. Diese Linienelemente dienen der geometrisch verträglichen Kopplung der Teilquerschnitte und werden genutzt zur Beschreibung und Einhaltung kinematischer Zwangsbedingungen und weisen keinen Querschnitt sowie kein Material auf. **Abb. 6.7** zeigt die Querschnitte der Sofistik-Modelle mit ausgeblendeten Kopplungen sowie Auflagern und **Abb. 6.8** zeigt eine Isometrie des Sofistik-Trägers ohne Stahl mit allen Kopplungen und Auflagern.

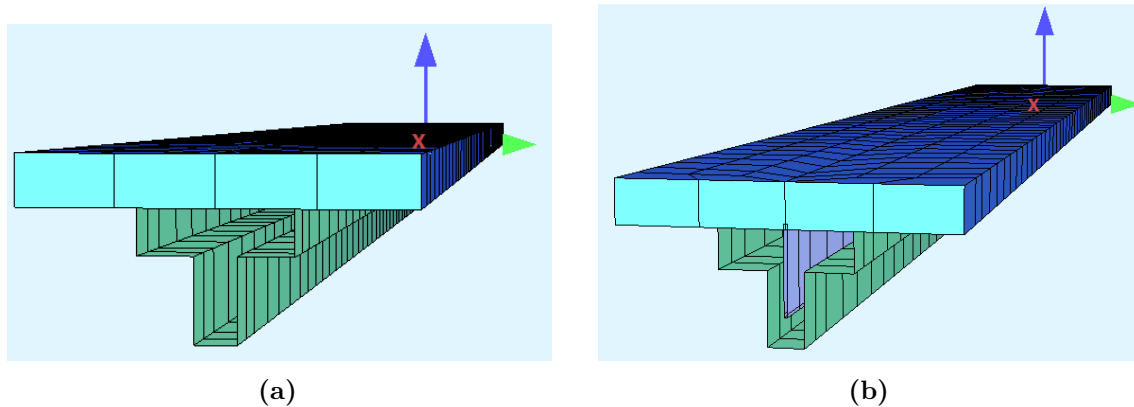


Abb. 6.7: (a) Querschnitt des Sofistik-Trägers ohne Stahl mit ausgeblendeten Auflagern und Kopplungen, (b) Querschnitt des Sofistik-Trägers mit Stahl mit ausgeblendeten Auflagern und Kopplungen

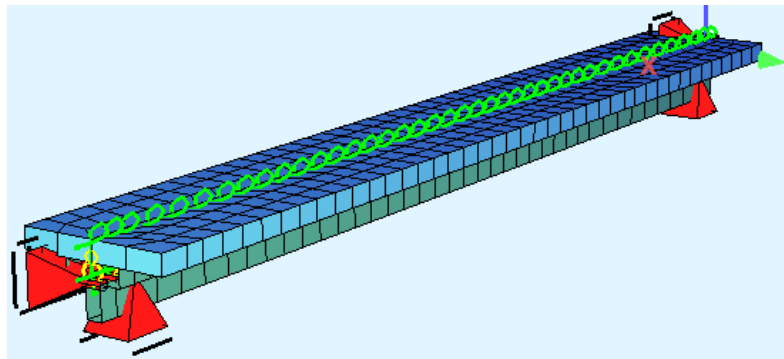
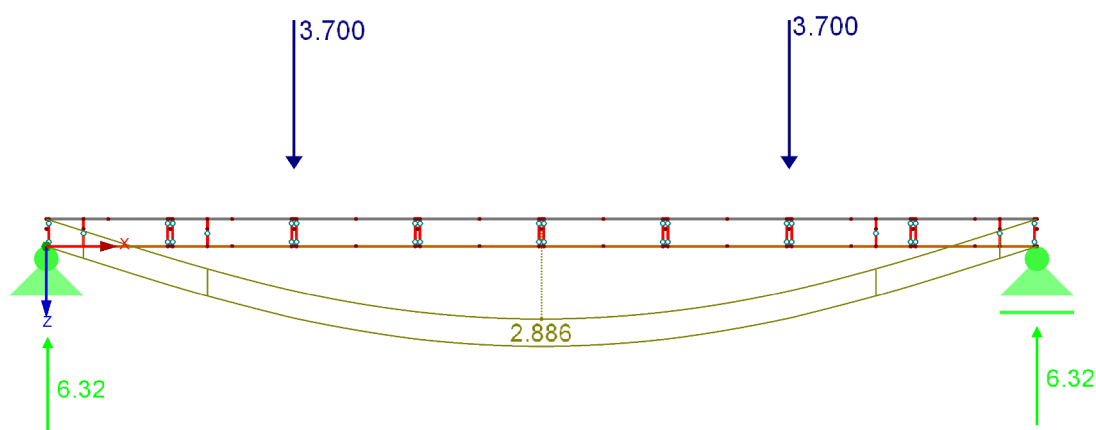


Abb. 6.8: Isometrie des Sofistik-Modells ohne Stahl mit eingblendeten Kopplungen und Auflagern

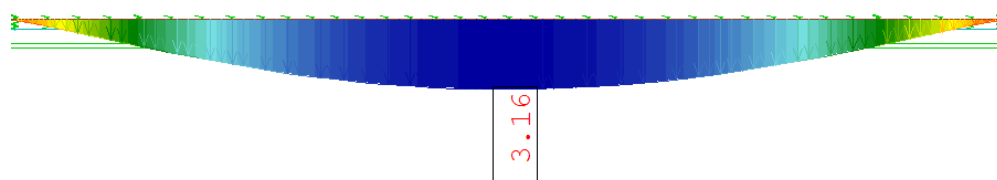
6.3 Auswertung der Kurzzeitdurchbiegungen

Bevor in den nachfolgenden Abschnitten das Berechnen der Langzeitdurchbiegungen angegangen wird, soll in diesem Abschnitt das Kurzzeitverhalten in Form von Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = 0$ quantifiziert werden. Dies dient primär auch dazu, die Richtigkeit des RSTAB-Modells und des Sofistik-Modells zu verifizieren, sowie die Vergleichbarkeit ihrer Ergebnisse einzuschätzen.

Die gemessene elastische Anfangsdurchbiegung zum Zeitpunkt $t = 0$ in den Versuchen betrug für den HBV-Träger ohne Stahl $w_{inst} = 2,86$ mm sowie $w_{inst} = 3,37$ mm für den Träger mit Stahl, wie bereits in **Tab. 5.4** dokumentiert. **Abb. 6.9a** zeigt den Verlauf der elastischen Anfangsdurchbiegungen entlang der Trägerlängsachse zum Zeitpunkt $t = 0$, ausgewertet mit Hilfe des oben beschriebenen RSTAB-Modells für den HBV-Träger ohne Stahl und **Abb. 6.9b** zeigt die gleiche Auswertung mit Hilfe des Sofistik-Modells für den HBV-Träger.



(a) Auswertung des RSTAB-Modells für den HBV-Träger ohne Stahl



(b) Auswertung des Sofistik-Modells für HBV-Träger ohne Stahl, dargestellt im Längsschnitt durch die Trägermitte

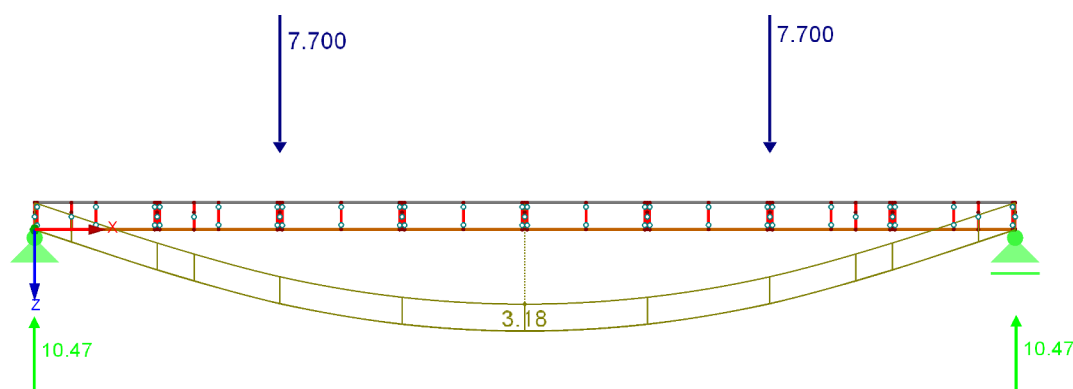
Abb. 6.9: Auswertung des Verlaufs der elastischen Anfangsdurchbiegung w_{inst} für den HBV-Träger ohne Stahl über die Trägerlänge zum Zeitpunkt $t = 0$, Einheiten der Durchbiegungen in [mm]

Die Ergebnisse der Berechnungen, sowie des Versuchs für den HBV-Träger ohne Stahl werden in **Tab. 6.3** zusammengefasst und verglichen. Beide Berechnungsmethoden liefern Ergebnisse in guter Näherung zu der Messung. Insbesondere die Genauigkeit des sehr einfach aufgebauten Stabwerkmodells ist bemerkenswert. Das Sofistik-Modell scheint die Durchbiegungen leicht zu überschätzen und liegt somit auf der sicheren Seite.

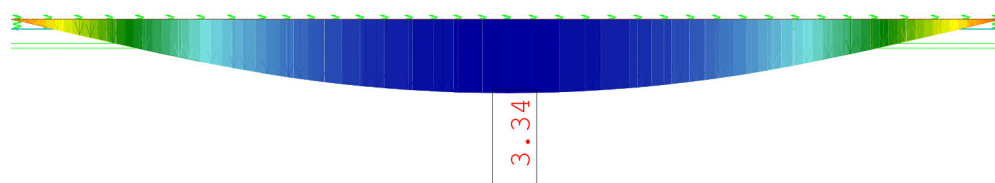
Tab. 6.3: Zusammenfassung der Kurzzeit-Berechnungsergebnisse und Vergleich mit dem Versuch für den HBV-Träger ohne Stahl

Auswertungsmethode	$w_{inst,i}$ [mm]	Verhältnis zum Versuch	Verhältnis zu RSTAB	Verhältnis zu Sofistik
Versuch	2,86	100 %	99 %	91 %
RSTAB	2,89	101 %	100 %	91 %
Sofistik	3,16	110 %	109 %	100 %

Analog dazu sind nachfolgend in **Abb. 6.10** die Kurzzeitdurchbiegungen mit Hilfe des RSTAB- und Sofistik-Modells für den Träger mit Stahl dargestellt.



(a) Auswertung des RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger



(b) Auswertung des Sofistik-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger, dargestellt im Längsschnitt durch die Trägermitte

Abb. 6.10: Auswertung des Verlaufs der elastischen Anfangsdurchbiegung w_{inst} der Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger-Modelle über die Trägerlänge zum Zeitpunkt $t = 0$, Einheiten der Durchbiegungen in [mm]

Die Ergebnisse der Berechnungen, sowie des Versuchs für den Träger mit Stahl werden in **Tab. 6.4** zusammengefasst und verglichen. Auch hier liefern beide Modelle Ergebnisse in sehr guter Näherung zum Versuch. Im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen des Trägers ohne Stahl scheint hier das Sofistik-Modell genauere Ergebnisse zu liefern, was zu dem Schluss führen könnte, dass eine 3D-FE-Software besser geeignet ist für den Umgang mit mehr als zwei Materialien, verglichen mit einem Stabwerkmodell.

Tab. 6.4: Zusammenfassung der Kurzzeit-Berechnungsergebnisse und Vergleich mit dem Versuch für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger

Auswertungsmethode	$w_{inst,i}$ [mm]	Verhältnis zum Versuch	Verhältnis zu RSTAB	Verhältnis zu Sofistik
Versuch	3,37	100 %	106 %	101 %
RSTAB	3,18	94 %	100 %	95 %
Sofistik	3,34	99 %	105 %	100 %

Insgesamt kann festgehalten werden, dass beide Modelle (RSTAB und Sofistik) das Verhalten der Träger in Bezug auf Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = 0$ in sehr guter Näherung beschreiben. Somit ist die Modellierung in beiden Fällen auf ihre Richtigkeit bestätigt und eignet sich für weitere Untersuchungen.

6.4 Anwendung verschiedener Berechnungsansätze zur Berechnung des Langzeitverhaltens

In diesem Abschnitt sollen die unterschiedlichen Berechnungsmodelle für das Langzeitverhalten, welche in den Abschnitten 4.4 bis 4.6 vorgestellt wurden, angewendet werden um die im Kapitel 5 beschriebenen Versuche nachzurechnen.

Zweck dieser Vorgangsweise ist jener, Aussagen über die verschiedenen Berechnungsmodelle treffen zu können, sowie diese untereinander zu vergleichen. Von Interesse ist auch, ob die, wie im Abschnitt 4.2 erläutert, vielfach in der Literatur getroffene Aussage über die Ungenauigkeit des üblichen Berechnungsverfahrens nach Eurocode 5 bestätigt werden kann.

6.4.1 Berechnung nach Eurocode 5

Die Berechnung nach Eurocode 5 ist im Abschnitt 4.4 erläutert und erfolgt mit Hilfe der Gleichungen 4.4 bis 4.8. Durch diese Gleichungen werden die Steifigkeiten des Verbundträgers herabgesetzt und somit der Zustand zum Zeitpunkt $t = \infty$ erfasst.

Ein kleiner Nachteil zeigt sich hier bereits beim Einsetzen in die Formeln dadurch, dass für das Holz in der ÖNORM EN 1995-1-1 die Verformungsbeiwerte k_{def} lediglich dafür herangezogen werden können um den Zeitpunkt $t = \infty$ zu berechnen. Zeitpunkte, die zwischen $t = 0$ und $t = \infty$ liegen können damit nicht berechnet werden. Für den Beton an sich wäre es möglich, da nach dem Anhang B der ÖNORM EN 1992-1-1 die Kriechbeiwerte für Beton für jeden Tag ab Belastungsbeginn berechnet werden können. Im Verbund ergibt sich dadurch allerdings, dass durch die Einschränkung der Berechnungsmöglichkeiten des Holzes auf den Zeitpunkt $t = \infty$ der gesamte Verbundträger somit auf diesen Zeitpunkt eingeschränkt ist. Stahl an sich weist kein zeitabhängiges plastisches Verhalten auf.

Eine Berechnung des Kriechbeiwertes für Beton nach Anhang B der ÖNORM EN 1992-1-1 ergibt eine Endkriechzahl von $\varphi(\infty, t_0) = 2,47$. Auf der sicheren Seite liegend wird mit $\varphi(\infty, t_0) = 2,50$ gerechnet. Der Träger wurde anhand der klimatischen Rahmenbedingungen in Nutzungsklasse 2 eingestuft, woraus laut ÖNORM EN 1995-1-1 ein Verformungsbeiwert von $k_{def} = 0,8$ resultiert. Dabei wurden wie bereits im Abschnitt 5.1.3 erwähnt die Klimadaten aus [47] herangezogen, weil im Rahmen der hier betrachteten Versuche keine Klimadaten erfasst wurden. Laut [47] beträgt der Jahresdurchschnitt der Luftfeuchtigkeit in den Räumlichkeiten des Labors, wo getestet wurde in etwa $RH = 38\%$.

Einsetzen der Materialeigenschaften und Kriechzahlen in Gleichungen 4.4 bis 4.8 liefert:

$$E_{t,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot E_{t,0} = \frac{1}{1 + 0,8} \cdot 13\,400 = 7444,44 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

$$G_{t,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot G_{t,0} = \frac{1}{1 + 0,8} \cdot 650 = 361,11 \text{ MPa} \quad (6.8)$$

$$E_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \cdot E_{c,0} = \frac{1}{1 + 2,5} \cdot 35\,000 = 10\,000,00 \text{ MPa} \quad (6.9)$$

$$G_{c,\infty} = \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \cdot G_{c,0} = \frac{1}{1 + 2,5} \cdot 14\,583 = 4166,57 \text{ MPa} \quad (6.10)$$

$$K_{ser,\infty} = \frac{1}{1 + k_{def}} \cdot K_{ser,0} = \frac{1}{1 + 0,8} \cdot 225\,000 = 125\,000 \text{ kN/m} \quad (6.11)$$

Für das RSTAB-Modell müssen hinsichtlich der neuen Materialkennwerte die Ersatzbiegesteifigkeiten der Koppelstäbe angepasst werden, welche die Verbindungsmittel darstellen. Anhand von Gleichung 3.20 ergibt sich analog zur Berechnung in den Gleichungen 6.2 bis 6.6:

$$EI_{au\beta en}^* = 17,77 \text{ kNm}^2 \quad (6.12)$$

$$EI_{innen}^* = 23,38 \text{ kNm}^2 \quad (6.13)$$

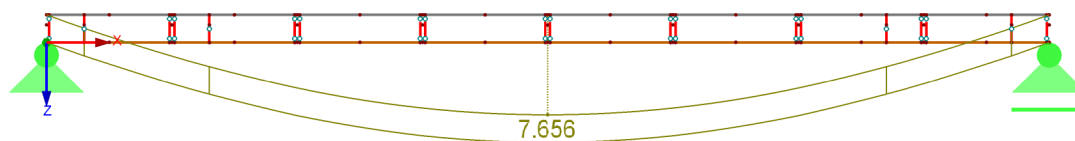
$$EI_{Stahl}^* = 550,09 \text{ kNm}^2 \quad (6.14)$$

Da im Rahmen dieses Verfahren das Schwinden beider Teilquerschnitte nicht berücksichtigt wird, soll an dieser Stelle das Schwinden des Betons zusätzlich durch das Endschwindmaß nach ÖNORM EN 1992-1-1 erfasst werden. Auf der sicheren Seite aus Sicht der Durchbiegungen wird das Schwinden vom Holz vernachlässigt.

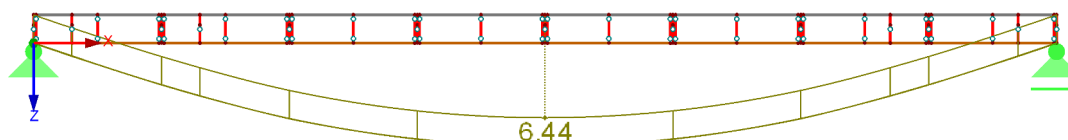
Anhand von einer relativen Luftfeuchtigkeit von $RH = 40,0\%$ und der vorliegenden Betonfestigkeitsklasse C 40/50 ergibt sich aus der ÖNORM EN 1992-1-1 ein Endschwindmaß von $\varepsilon_{cs,\infty} = 5,4 \cdot 10^{-4}$. Wie in [26] beschrieben, kann das Endschwindmaß mit Hilfe der Wärmeleitfähigkeit des Betons in eine Temperaturlast umgewandelt werden, sodass in einem Stabwerkmodell ebendiese Temperaturlast auf den Betonstab eingegeben werden kann um das Schwinden zu berücksichtigen.

$$\Delta T = -\frac{\varepsilon_{cs,\infty}}{\alpha_T} = -\frac{5,4 \cdot 10^{-4}}{1,2 \cdot 10^{-5}} = -45 \text{ K} \quad (6.15)$$

Zur Berechnung der Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ mit Hilfe des RSTAB-Modells werden in weiterer Folge die Materialeigenschaften und Steifigkeiten im Modell anhand der neuen Daten in den Gleichungen 6.7 bis 6.10, sowie den Gleichungen 6.12 bis 6.14 aktualisiert. Außerdem wird mit der Temperaturlast nach Gleichung 6.15 ein neuer Lastfall angesetzt. Das aktualisierte Modell wird ausgewertet um die Langzeitdurchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu erfassen. **Abb. 6.11a** zeigt die Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ am RSTAB-Modell für den HBV-Träger ohne Stahl bei Anwendung des Berechnungsmodells nach Eurocode 5 während **Abb. 6.11b** das Ergebnis für den Träger mit Stahl darstellt.



(a) Auswertung des RSTAB-Modells für den HBV-Träger ohne Stahl

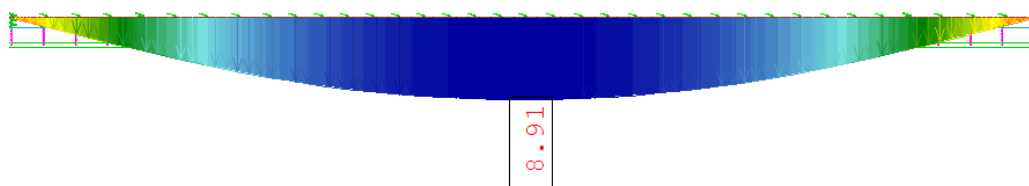


(b) Auswertung des RSTAB-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger

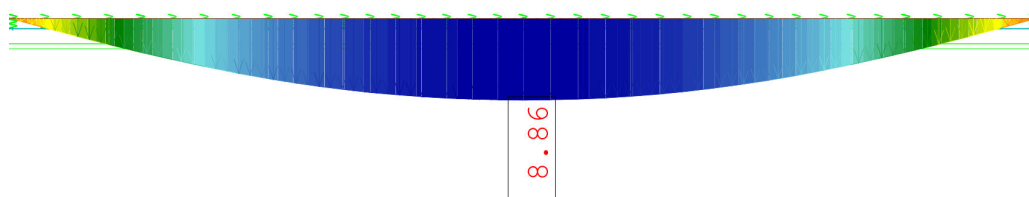
Abb. 6.11: Langzeitdurchbiegungen nach EC5 am RSTAB-Modell für den HBV-Träger ohne Stahl und den Träger mit Stahl, Einheit der Durchbiegung in [mm] (Einwirkungen wurden im Sinne der Lesbarkeit ausgeblendet)

Die Sofistik-Modelle wurde ebenfalls herangezogen zur Berechnung der Langzeitdurchbiegungen nach Eurocode. In diesem Modell muss im Gegensatz zu dem RSTAB-Modell die Anpassung der Materialeigenschaften und Steifigkeiten nicht manuell erfolgen. Die 3D-FE-Software ist in der Lage mit Hilfe eines Tasks die Auswertung zum Zeitpunkt $t = \infty$ anhand der in den Materialnormen vorgeschriebener Kriech- und Schwindbeiwerte, welche in der Software hinterlegt sind, durchzuführen. Dabei kann bei Betonen zwischen einigen Möglichkeiten ausgewählt werden, welches Verfahren zur Berechnung des Langzeitverhaltens herangezogen werden soll (beispielsweise Eurocode 2, CEB-FIP Model Code 1990 usw.). Der Nachteil im Vergleich zum Stabwerkmodell besteht in der geringen Flexibilität, da nur wenige Berechnungsmodelle für die Auswertung zur Auswahl stehen und das auch nur für Betone. Somit ist man bei der Anwendung unterschiedlicher Berechnungsmodelle eingeschränkt.

Abb. 6.12a zeigt die Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ am Sofistik-Modell für den Träger ohne Stahl während **Abb. 6.12b** die Langzeitdurchbiegung für den Träger mit Stahl zeigt, jeweils bei Berücksichtigung des Langzeitverhaltens der Materialien gemäß den zugehörigen Eurocodes.



(a) Auswertung des Sofistik-Modells für den HBV-Träger ohne Stahl



(b) Auswertung des Sofistik-Modells für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger

Abb. 6.12: Langzeitdurchbiegungen nach Eurocode am Sofistik-Modell für den HBV-Träger ohne Stahl und den Träger mit Stahl, Einheit der Durchbiegung in [mm]

Die Ergebnisse der Berechnung der Langzeitdurchbiegungen nach dem Eurocode Berechnungsverfahren mit Hilfe der RSTAB- und Sofistik-Modelle, sowie der Vergleich zum Messwert der Durchbiegung bei Abbruch des Langzeitversuchs sind in **Tab. 6.5** sowie in **Tab. 6.6** ersichtlich. Es gilt zu beachten, dass der Versuch nach $t = 140$ Tagen abgebrochen wurde und somit die Messwerte dieses Zeitpunktes mit den errechneten Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty = 50$ Jahren verglichen werden.

Tab. 6.5: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Eurocode in Form von Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Eurocode und Vergleich mit dem Versuch für den Träger ohne Stahl

$w_{Versuch}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{fin,RSTAB}$ [mm] ($t = \infty$)	$w_{fin,Sofi}$ [mm] ($t = \infty$)	$\frac{w_{Versuch}}{w_{fin,RSTAB}}$	$\frac{w_{Versuch}}{w_{fin,Sofi}}$
8,43	7,66	8,91	110 %	95 %

Tab. 6.6: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Eurocode in Form von Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Eurocode und Vergleich mit dem Versuch für den Träger mit Stahl

$w_{Versuch}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{fin,RSTAB}$ [mm] ($t = \infty$)	$w_{fin,Sofi}$ [mm] ($t = \infty$)	$\frac{w_{Versuch}}{w_{fin,RSTAB}}$	$\frac{w_{Versuch}}{w_{fin,Sofi}}$
8,94	6,44	8,86	139 %	101 %

Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die gängige Berechnungsvariante nach Eurocode die Langzeitdurchbiegungen signifikant unterschätzt. Das RSTAB-Modell für den Träger ohne Stahl

gibt zum Zeitpunkt $t = \infty$ bei Anwendung dieses Berechnungsverfahrens etwa 10 % kleinere Durchbiegung an als bei dem Versuch nach nur $t = 140$ Tagen. Beim Träger mit Stahl sind es sogar ca. 30 %. Das Sofistik-Modell scheint bei der Berechnung der Langzeitdurchbiegungen nach Eurocode bessere Ergebnisse zu liefern, allerdings werden auch hier die tatsächlichen Durchbiegungen deutlich unterschätzt. Die Sofistik-Modelle liefern sowohl für den Träger mit Stahl als auch für den Träger ohne Stahl nach $t = 50$ Jahren in etwa die gleiche Durchbiegung wie im Versuch nach lediglich 140 Tagen gemessen.

Das Verhältnis der Ergebnisse der beiden Modelle zeigt, dass das Sofistik-Modell höhere Durchbiegung ergeben hat. Dies könnte daran liegen, dass in der 3D-FE-Simulation die Interaktion zwischen Holz und Beton, vor allem auch das Verhalten im Bereich der Verbindungsmittel besser simuliert wird.

Allerdings gilt es auch zu beachten, dass ein Großteil der Verformungszuwächse infolge zeitabhängiger plastischer Effekte vor allem zu Beginn der Einsatzdauer stark ausgeprägt ist und der Hauptteil dieser Verformungszuwächse innerhalb der ersten Jahre nach Belastungsbeginn vonstattengeht. Somit kann also keineswegs davon ausgegangen werden, dass bei Fortführung des Versuchs die Durchbiegungen in gleichem Maße zugenommen hätten.

Nichtsdestotrotz zeigt die Nachrechnung, dass das Berechnungsmodell nach Norm somit auf der unsicheren Seite liegt. Dieses Ergebnis bestätigt auch die mehrfach in der Literatur aufgestellte These, dass diese Berechnung die tatsächlichen Durchbiegungen unterschätzt (siehe Abschnitt 4.2).

6.4.2 Berechnung nach Technical Specification

Das Berechnungsmodell nach Technical Specification wurde in Abschnitt 4.5 beschrieben. Die Vorgangsweise hat starke Ähnlichkeit zu dem Berechnungsverfahren nach Eurocode. Der Unterschied besteht darin, dass die Kriechzahlen aus den Normen mit einem Vergrößerungsfaktor angepasst werden.

In erster Linie wird versucht den reinen HBV-Träger ohne Stahl mit Hilfe dieses Verfahrens zu berechnen und erst wenn diese Berechnung erfolgreich ist, wird eine Anwendung des Verfahrens auf den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger vorgenommen. Der Grund für diese Vorgehensweise liegt daran, dass - wie auch im Abschnitt 6.4.1 ersichtlich - wenn die Berechnungsmethode bereits für den Träger ohne Stahl nicht die gewünschten Ergebnisse liefert, die Aussicht auf genaue Resultate für den Träger mit Stahl noch unwahrscheinlicher ist.

Die Ermittlung der Kriechzahlen für den Versuchsträger erfolgte bereits in Abschnitt 6.4.1. Die Endkriechzahl laut Eurocode 2 wurde dabei als $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ erfasst und der Verformungsbeiwert nach Eurocode 5 mit $k_{def} = 0,8$ beziffert.

Diese Kombination von Kriechzahlen lässt sich als Außenklima nach Technical Specification einstufen und somit können die Vergrößerungsfaktoren ψ_i für die Ermittlung der effektiven Kriechzahlen mit Hilfe der Gleichungen 4.20 bis 4.23 erfolgen.

Hierfür wird allerdings der Nachgiebigkeitsfaktor des Betonteilquerschnitts γ_c benötigt. Wie bereits im Abschnitt 3.2 erläutert gilt dieses Verfahren theoretisch nur für Verbundmittel mit relativ regelmäßigem Abstand zwischen den Verbindungsmitteln (siehe auch Gleichung 3.4). Da dies bei dem vorliegenden Träger mit den Kernen nicht der Fall ist muss der, für die weitere Berechnung erforderliche, Nachgiebigkeitsfaktor iterativ ermittelt werden.

Dazu wird die Formel für die Berechnung der Nachgiebigkeitsfaktoren genauer betrachtet. Diese findet sich in Gleichung 3.1 wieder und wird der Übersichtlichkeit halber hier nochmals angeführt:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot l^2}}$$

Wie in der Formel ersichtlich ist die einzige Unbekannte Variable der Abstand s_i der Verbindungsmittel zueinander. Bei allen anderen Variablen der Gleichung handelt es sich um bekannte und eindeutig definierte Material- oder Geometrieparameter.

Nun wird also im ersten Schritt der Iteration ein Wert für s_i mit 70 cm angenommen. In weiterer Folge wird der Formelapparat des Gamma-Verfahrens verwendet um händisch die Durchbiegung bei angenommenem s_i zum Zeitpunkt $t = 0$ zu ermitteln. Das Ergebnis wird mit der elastischen Anfangsdurchbiegung im Versuch verglichen. Bei zu großer Abweichung wird s_i neu angenommen und eine Durchbiegung mit dem neuen s_i ermittelt. Dies geschieht so lange bis das Ergebnis Berechnung dem Messergebnis entspricht. Somit ist dann die letzte Variable s_i in der Formel für den Nachgiebigkeitsfaktor bekannt, sodass dieser berechnet werden kann. Bei der Berechnung der Durchbiegung wird statt den beiden Einzellasten eine durchbiegungsäquivalente Gleichlast angesetzt. Im Sinne der Übersichtlichkeit werden hier nur die Zwischenergebnisse der Iterationen angeführt. Es wird die vereinfachte Formulierung des Gamma-Verfahrens aus [21] angewendet, welche speziell für HBV-Querschnitte aus je einem Holz- und einem Betonteilquerschnitt umformuliert wurde. Nachfolgend sind Parameter angeführt, die für die Iteration benötigt werden:

- $I_{c,eigen} = 2560 \text{ cm}^4$ Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betonteilquerschnitts
- $I_{t,eigen} = 7870 \text{ cm}^4$ Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Holzteilquerschnitts
- $A_c = 480 \text{ cm}^2$ Fläche des Betonteilquerschnitts
- $A_t = 259 \text{ cm}^2$ Fläche des Holzteilquerschnitts
- $E_c = 3500 \text{ kN/cm}^2$ E-Modul des Betons
- $E_t = 1340 \text{ kN/cm}^2$ E-Modul vom Holz
- $K_i = 2250 \text{ kN/cm}$ Verschiebungsmodul einer Kerne
- $l = 4,0 \text{ m}$ Spannweite des Einfeldträgers
- $a = 11,01 \text{ cm}$ Abstand zwischen den Schwerpunkten der Teilquerschnitte
- $g_{k,1} + g_{k,2} = 1,31 + 2,0 = 3,31 \text{ kN/m}$ Eigengewicht und zu den Einzellasten durchbiegungsäquivalente Gleichlast

Iterationsschritt 1:

Annahme: $s_i = 70 \text{ cm}$

- $\gamma_c = 0,2367$
- $\gamma_t = 1,0$
- $(EI)_{ef} = 4197 \text{ kNm}^2$
- $w_{inst} = 2,63 \text{ mm}$

Iterationsschritt 2:Annahme: $s_i = 100$ cm

- $\gamma_c = 0,1784$
- $\gamma_t = 1,0$
- $(EI)_{ef} = 3900 \text{ kNm}^2$
- $w_{inst} = 2,83$ mm

Iterationsschritt 3:Annahme: $s_i = 105$ cm

- $\gamma_c = 0,171$
- $\gamma_t = 1,0$
- $(EI)_{ef} = 3855,3 \text{ kNm}^2$
- $w_{inst} = 2,86$ mm

Der Iterationsprozess kann an dieser Stelle nach dem dritten Iterationsschritt abgebrochen werden, da die errechnete Durchbiegung $w_{inst} = 2,86$ mm nur eine vernachlässigbar geringe Abweichung zur gemessenen Anfangsdurchbiegung $w_{Versuch} = 2,86$ mm des Trägers ohne Stahl aufweist. Somit kann der Wert für die Variable der Verbindungsmittelabstände mit $s_i = 105$ cm angenommen werden.

Falls die Abweichung zwischen errechneter Durchbiegung und gemessener Durchbiegung inakzeptabel wäre, hätten weitere Iterationsschritte folgen müssen, in welchen der Verbindungsmittelabstand s_i neu angenommen werden müsste, bis die Abweichung vernachlässigbar klein wird.

Der für die Berechnung des Langzeitverhaltens nach Technical Specification benötigte Nachgiebigkeitsfaktor wurde im Zuge des letzten Iterationsschrittes bereits ermittelt und beträgt $\gamma_c = 0,171$.

Nun können die Gleichungen 4.20 bis 4.25 zu Ermittlung der Vergrößerungsfaktoren ψ_i herangezogen werden.

$$\psi_{c,exterior}(t = 3 - 7 \text{ a}) = 1,7 - 0,5 \cdot \gamma_c^{1,1} = 1,7 - 0,5 \cdot 0,171^{1,1} = 1,63 \quad (6.16)$$

$$\psi_{c,exterior}(t = \infty) = 1,8 - 0,3 \cdot \gamma_c^{2,5} = 1,8 - 0,3 \cdot 0,171^{2,5} = 1,80 \quad (6.17)$$

$$\psi_t(t = 3 - 7 \text{ a}) = 0,5 \quad (6.18)$$

$$\psi_t(t = \infty) = 1,0 \quad (6.19)$$

$$\psi_{VBM}(t = 3 - 7 \text{ a}) = 0,65 \quad (6.20)$$

$$\psi_{VBM}(t = \infty) = 1,0 \quad (6.21)$$

Mit Hilfe dieser Vergrößerungsfaktoren können in weiterer Folge die effektiven Steifigkeiten nach den Gleichungen 4.28 bis 4.30 berechnet werden. Wie bereits im Abschnitt 4.5 erläutert werden nach Technical Specification die Nachweise sowohl für den Zeitpunkt $t = \infty$ als auch für den Zeitraum $t = 3 - 7$ Jahre geführt. Daher wurden in den Gleichungen 6.16 bis 6.21 auch die Vergrößerungsfaktoren für die genannten Zeiten nach Technical Specification ermittelt.

Zeitpunkt $t = \infty$:

$$E_t(t = \infty) = \frac{1340}{1 + 1,0 \cdot 0,8} = 744,44 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.22)$$

$$E_c(t = \infty) = \frac{3500}{1 + 1,80 \cdot 2,5} = 636,36 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.23)$$

$$K_{ser}(t = \infty) = \frac{2250}{1 + 1 \cdot 0,8} = 1250 \text{ kN/cm} \quad (6.24)$$

Zeitpunkt $t = 3 - 7$ a:

$$E_t(t = 3 - 7 \text{ a}) = \frac{1340}{1 + 0,5 \cdot 0,8} = 957,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.25)$$

$$E_c(t = 3 - 7 \text{ a}) = \frac{3500}{1 + 1,63 \cdot 2,5} = 689,66 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.26)$$

$$K_{ser}(t = 3 - 7 \text{ a}) = \frac{2250}{1 + 0,65 \cdot 0,8} = 1480,26 \text{ kN/cm} \quad (6.27)$$

In dem RSTAB-Modell müssen nun wieder in Bezug auf die neuen Materialkennwerte die Ersatzbiegesteifigkeiten der Koppelstäbe angepasst werden, welche die Verbindungsmittel im Stabwerkmodell darstellen. Anhand von Gleichung 3.20 ergibt sich analog zur Berechnung in den Gleichungen 6.2 bis 6.4:

Zeitpunkt $t = \infty$:

$$EI_{au\beta en}^* = 12,23 \text{ kNm}^2 \quad (6.28)$$

$$EI_{innen}^* = 15,45 \text{ kNm}^2 \quad (6.29)$$

Zeitpunkt $t = 3 - 7$ a:

$$EI_{au\beta en}^* = 12,16 \text{ kNm}^2 \quad (6.30)$$

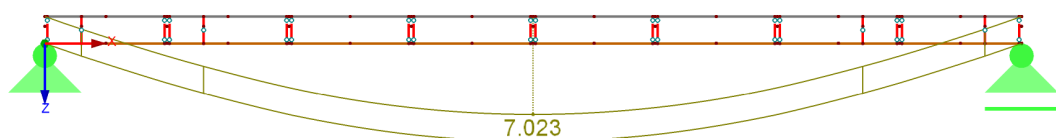
$$EI_{innen}^* = 14,80 \text{ kNm}^2 \quad (6.31)$$

Die Anwendung dieses Berechnungsverfahrens auf das Sofistik-Modell ist nicht möglich, da wie bereits erwähnt die Software die Langzeitauswirkungen nur nach bestimmten Berechnungsmodellen erfassen kann und die Manipulation der hinterlegten Kriechzahlen - was bei der Berechnung nach Technical Specification notwendig wäre - nicht ohne Weiteres möglich ist.

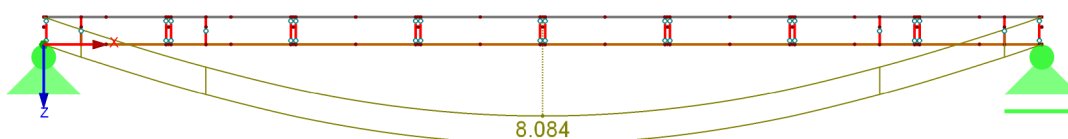
Die Berechnung nach Technical Specification wird deshalb nur mit Hilfe des RSTAB-Modells durchgeführt. Der Schubmodul des Betons wird anhand der Querdehnzahl nach Gleichung 5.4 angepasst. Auf der sicheren Seite aus Sicht der Durchbiegungen wird das Endschwindmaß nicht abgemindert, wie in der Technical Specification vorgeschrieben (siehe Gleichungen 4.31 bis 4.32). Falls das Ergebnis der Berechnung zu konservativ ist, kann dies im Nachhinein noch angepasst werden um ein genaueres Ergebnis zu erzielen. Das Endschwindmaß wurde bereits im Abschnitt 6.4.1

ermittelt und wird analog zu Gleichung 6.15 als Temperaturlast im RSTAB-Modell berücksichtigt und beträgt $\Delta T = -45$ K.

Im RSTAB-Modell für den Träger ohne Stahl werden in weiterer Folge die Materialeigenschaften und Steifigkeiten anhand der neuen Daten aus Gleichungen 6.22 bis 6.31 jeweils einmal für den Zeitpunkt $t = \infty$ und einmal für den Zeitraum $t = 3-7$ Jahre angepasst. Die aktualisierten Modelle werden ausgewertet um die Langzeitdurchbiegungen zu den jeweiligen Zeitpunkten zu erfassen. **Abb. 6.13** zeigt die Durchbiegungen welche sich bei Anwendung des Berechnungsverfahrens nach Technical Specification am RSTAB-Modell für den Träger ohne Stahl ergeben, wobei **Abb. 6.13a** die Durchbiegungen im Zeitraum $t = 3-7$ Jahre und **Abb. 6.13b** die Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ darstellt.



(a) Durchbiegungen des Modells ohne Stahl im Zeitrahmen $t = 3-7$ Jahre



(b) Durchbiegungen des Modells ohne Stahl zum Zeitpunkt $t = \infty$

Abb. 6.13: Auswertung des Verlaufs der Langzeitdurchbiegungen über die Trägerlänge des Trägers ohne Stahl nach Technical Specification, Einheiten der Durchbiegungen in [mm]

Die Ergebnisse der Berechnung der Langzeitdurchbiegungen nach Technical Specification mit Hilfe des RSTAB-Modells für den Träger ohne Stahl, sowie der Vergleich zum Messwert der Durchbiegung bei Abbruch des Langzeitversuchs sind in **Tab. 6.7** zusammengefasst. Es gilt, zu beachten, dass der Versuch nach $t = 140$ Tagen abgebrochen wurde somit die Messwerte dieses Zeitpunktes mit den errechneten Durchbiegungen zu den Zeitpunkten $t = \infty$ und $t = 3-7$ Jahre verglichen werden.

Tab. 6.7: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse in Form von Durchbiegungen zu den Zeitpunkten $t = \infty$ und $t = 3-7$ Jahre nach Technical Specification und Vergleich mit dem Versuch für den Träger ohne Stahl

$w_{Versuch}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{3-7,RSTAB}$ [mm] ($t = 3-7$ Jahre)	$w_{\infty,RSTAB}$ [mm] ($t = \infty$)	$\frac{w_{Versuch}}{w_{3-7,RSTAB}}$	$\frac{w_{Versuch}}{w_{\infty,RSTAB}}$
8,43	7,02	8,08	120 %	104 %

Wie in **Tab. 6.7** ersichtlich geht aus den Berechnungsergebnissen hervor, dass auch die Berechnung nach Technical Specification die Langzeitdurchbiegungen unterschätzt. Die Auswertung im Zeitraum $t = 3-7$ Jahre gibt etwa 20% kleinere Durchbiegungen als im Versuch nach $t = 140$ Tagen wieder. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist die Abweichung mit ca. 5% zwar geringer, aber dennoch

wird die Durchbiegung deutlich unterschätzt, vor allem auch da zwei stark unterschiedliche Zeitpunkte verglichen werden. Es gilt auch zu beachten, dass die gemessene Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 140$ Tage erfasst wurde und dass bei Fortführung des Versuchs die Durchbiegung noch angewachsen wäre, allerdings wie bereits im Abschnitt 6.4.1 erläutert sind die Verformungszuwächse infolge zeitabhängiger plastischer Prozesse vor allem in den ersten Jahren von großer Bedeutung und daher kann keineswegs davon ausgegangen werden, dass die Durchbiegungen bei Fortführung des Versuchs in gleichem Maße angewachsen wären.

Letztendlich zeigt die Nachrechnung, dass auch das Berechnungsmodell nach Technical Specification im Sinne des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit Ergebnisse auf der unsicheren Seite liefert. Eine Anwendung des Verfahrens auf den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger ist hinfällig, da aufgrund der Ungenauigkeit des Verfahrens beim Träger ohne Stahl keine zufriedenstellenden Ergebnisse für den Träger mit Stahl zu erwarten sind.

6.4.3 Berechnung des HBV-Trägers ohne Stahl nach Fragiaco

Das Berechnungsmodell nach Fragiaco wurde im Abschnitt 4.6 beschrieben. Die Berechnung erfolgt im Unterschied zu den bisher verwendeten Verfahren zur Nachrechnung durch eine Tabellenkalkulation mit Hilfe von Microsoft Excel. Das Verfahren eignet sich besonders gut für eine Berechnung mit Hilfe einer Tabellenkalkulationssoftware, wie auch vom Autor des Verfahrens empfohlen. Die Methode stellt nämlich eine geschlossene Lösung für die Durchbiegung in Feldmitte eines HBV-Einfeldträgers dar und liefert für jeden Zeitpunkt in Tagen ab dem Tag der Einbringung des Betons ein Ergebnis, sodass auch die zeitliche Entwicklung in Form eines Diagramms erstellt werden kann. Im Vergleich zu den bisherigen Berechnungsmodellen ist die einfach realisierbare Darstellung der zeitlichen Entwicklung der Durchbiegung ein Vorteil.

Der Formelapparat wird gemäß den Gleichungen 4.33 bis 4.50 angewendet und hat nur Gültigkeit für einen Einfeldträger mit Gleichlast, weshalb die Einzellasten in durchbiegungsäquivalente Gleichlasten umgerechnet werden müssen. Darüber hinaus wird noch, wie im zugehörigen Abschnitt 4.6 erläutert, das Schwindmaß und die Kriechzahl für den Beton nach CEB-FIP Model Code 90 ermittelt. Auch diese Parameter können in der zur Berechnung verwendeten Excel-Tabelle für jeden Zeitpunkt in Tagen berechnet werden.

Ein Nachteil der Methode zeigt sich hier in der Anwendung, da es sich insgesamt um einen sehr umfangreichen Formelapparat handelt. Allerdings ist bei wiederholter Berechnung der Aufwand deutlich geringer, falls der Anwender sich dazu entschließt eine Vorlage zu entwickeln, in welcher lediglich die fallspezifischen Variablen einzugeben sind.

Wie bereits im Abschnitt 5.1.3 beschrieben wurden bezüglich des Umgebungsklimas Messdaten aus einer Langzeitversuchsreihe aus [47] verwendet, welche im gleichen Labor stattgefunden haben, weil im Rahmen des in dieser Arbeit untersuchten Versuchs keine Klimadaten erfasst wurden. Dies ist insbesondere auch für die Berechnung der Kriechzahl des Betons sowie des Schwindmaßes des Betons nach CEB-FIP Model Code von Bedeutung.

Im vorliegenden Abschnitt wird der HBV-Träger ohne Stahl gemäß dem Berechnungsverfahren nach Fragiaco berechnet. Das Verfahren wurde primär zur Berechnung von HBV-Trägern (ohne Stahl) entwickelt. Eine Vorgehensweise zur Anwendung des Verfahrens auf den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger wird im nachfolgenden Abschnitt 6.4.4 aufgezeigt.

Das Diagramm in **Abb. 6.14** zeigt den Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahre bei Nachrechnung des HBV-Trägers ohne Stahl mit dem Fragiaco Berechnungsmodell. Siehe auch Auszug aus der Tabellenkalkulation im Anhang A.1.

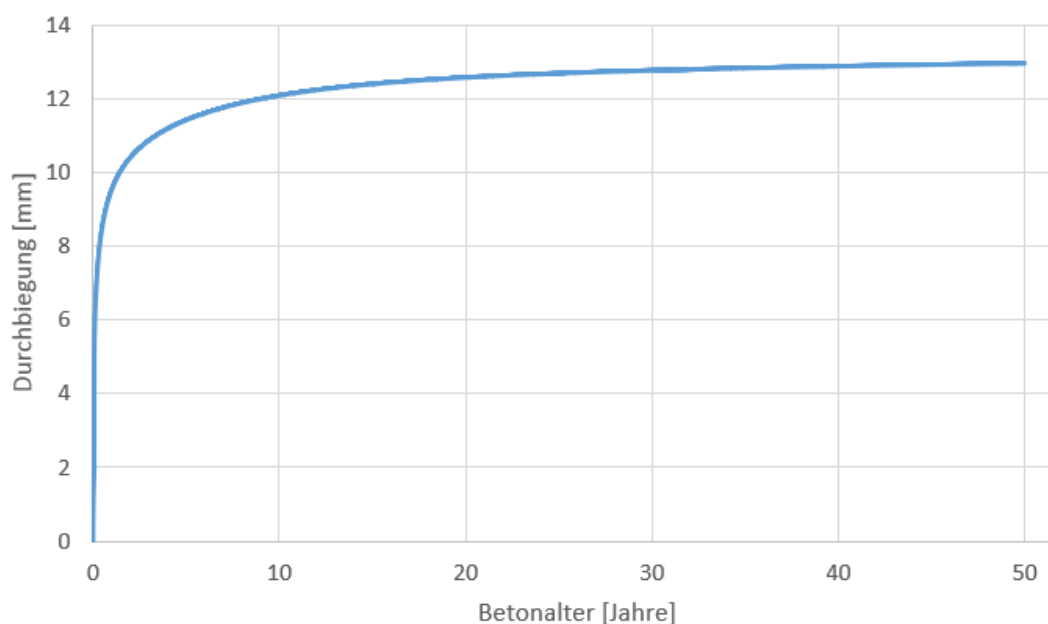


Abb. 6.14: Langzeitdurchbiegungen in Feldmitte gemäß Berechnungsmodell nach Fragiaco über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren für den HBV-Träger ohne Stahl

Die Berechnung des Trägers ohne Stahl nach Fragiaco ergibt für den Zeitpunkt $t = 140$ Tage eine Durchbiegung in Feldmitte von $w_{140d} = 8,11$ mm und für den Zeitpunkt $t = \infty = 50$ Jahre eine Durchbiegung von $w_{\infty} = 12,96$ mm. In **Tab. 6.8** sind eine Zusammenfassung der Ergebnisse des Berechnungsmodells nach Fragiaco sowie Vergleiche dieser Ergebnisse mit dem Versuch festgehalten.

Tab. 6.8: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse für den HBV-Träger ohne Stahl nach Fragiaco zu den Zeitpunkt $t = \infty$ und $t = 140$ Tage sowie Vergleich mit dem Versuch

$w_{Versuch}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{140d,Frag}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{\infty,Frag}$ [mm] ($t = 50$ Jahre)	$\frac{w_{140d,Frag}}{w_{Versuch}}$	$\frac{w_{\infty,Frag}}{w_{Versuch}}$
8,43	8,11	12,96	96 %	154 %

Wie in **Tab. 6.8** durch Vergleich mit dem Versuch ersichtlich, liefert das Modell nach Fragiaco sehr zufriedenstellende Ergebnisse ab. Die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 140$ Tage weicht von dem Messwert zum selben Zeitpunkt lediglich um etwa 4 % nach unten ab. Insbesondere wenn in Betracht gezogen wird, dass die tägliche Schwankung in der Langzeitdurchbiegung von HBV-Trägern laut [35] bis zu $\pm 0,5$ mm betragen kann, scheint das Verfahren gute Ergebnisse zu liefern. Die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist nach Fragiaco um etwa 54 % größer als die gemessene Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 140$ Tage. In **Abb. 6.14** ist deutlich zu erkennen, dass die Durchbiegung in Feldmitte nach Fragiaco vor allem in den ersten Jahren stark zunimmt und die Auswirkungen der zeitabhängigen plastischen Effekte danach deutlich geringere Folgen haben. Bereits nach 6 Jahren ist mit $w = 11,61$ mm etwa 90 % der Enddurchbiegung erreicht. Dies deckt sich mit dem bisherigen Verständnis der Auswirkungen von zeitabhängigen plastischen Verformungen, so wie auch mit dem Verhalten der Ausgangsmaterialien des Verbunds.

Anhand der Nachrechnung kann bezüglich des Berechnungsmodells nach Fragiaco gesagt werden, dass die realen Langzeitdurchbiegungen sehr gut erfasst werden und das Verfahren aus diesem Grund auch für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geeignet ist. Eine Anwendung des Verfahrens auf den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger erfolgt im nachfolgenden Abschnitt.

6.4.4 Berechnung des Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgers nach Fragiaco

Aufgrund zufriedenstellender Ergebnisse des Berechnungsmodells nach Fragiaco für den Träger ohne Stahl wird in weiterer Folge das Verfahren auf den Träger mit Stahl angewendet. Die Grundidee zur Anwendung des Verfahrens auf einen Träger mit Stahl besteht darin, das Stahlprofil mit dessen Eigenschaften dem Holz-Teilquerschnitt zuzuweisen. Grundsätzlich ist die Anwendung einfacher, wenn die Schwerachsen des Holz-Teilquerschnitts und des Stahlprofils auf selber Höhe liegen (wie hier der Fall). Falls dies nicht der Fall ist, so muss der Schwerpunkt des aus Holz und Stahl zusammengesetzten Querschnitts neu ermittelt werden.

Dazu wird die Tabellenkalkulation mit den Material- und Querschnittseigenschaften des Stahlprofils, sowie dem Verschiebungsmodul der Verbindung Beton-Stahl erweitert. Die Querschnittseigenschaften des Stahlprofils werden zu jenen des Holz-Teilquerschnitts dazu addiert während der E-Modul als anhand der Flächen vom Holz und Stahl gewichteter Mittelwert ermittelt wird und somit einen „gemischten“ E-Modul ergibt. Da das Stahlprofil nun dem Holz-Teilquerschnitt zugewiesen ist, kriecht der Stahl auch entsprechend zusammen mit dem Holz, dessen Kriechbeiwert $\phi_w(t, t_0)$ nach Fragiaco gemäß Gleichung 4.37 ermittelt wird. Um dem Kriechen des Stahlprofils entgegenzuwirken, wird ebendieser Kriechfaktor $\phi_w(t, t_0)$ genutzt um vor Ermittlung des gemischten E-Moduls den E-Modul des Stahls zu erhöhen. Dementsprechend muss die Ermittlung des E-Moduls vom Stahl sowie auch des gemischten E-Moduls für jeden Zeitpunkt in Tagen separat erfolgen, da auch der Kriechfaktor vom Holz $\phi_w(t, t_0)$ für jeden Tag gesondert berechnet wird. Somit wird der E-Modul des Stahlanteils mit dem selben Faktor hinaufgesetzt, mit welchem er durch den Rechenapparat auch herabgesetzt wird, wodurch sich die beiden Vorgänge aufheben und dadurch der Stahlanteil nicht mehr kriecht.

Der Verschiebungsmodul der Verbindung Beton-Stahl (Puzzleleiste) ist um das $k_s/k_t = 4,55$ -fache größer und somit auch deutlich steifer als die Verbindung Beton-Holz (Kerven). Aufgrund dieses großen Steifigkeitsunterschiedes wird lediglich der Verschiebungsmodul der Beton-Stahl-Verbindung angesetzt, da die Verbindung Beton-Holz durch dessen vergleichsweise geringe Steifigkeit kaum aktiviert wird.

Nachfolgende Auflistung bietet eine chronologische Übersicht der Vorgehensweise bei Anwendung des Fragiaco-Rechenmodells auf einen Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger:

1. Erweiterung der Tabellenkalkulation mit folgenden Eigenschaften des Stahlprofils: E-Modul, Querschnittsfläche, Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Verschiebungsmodul Beton-Stahl-Verbindung
2. Addieren der Stahlquerschnittsfläche zur Fläche des Holz-Teilquerschnitts. Falls Holz-Schwerpunkt und Stahl-Schwerpunkt im selben Punkt liegen, kann auch das Flächenträgheitsmoment des Stahlprofils zu jenem des Holz dazu addiert werden. Anderenfalls muss das neue Flächenträgheitsmoment wie für einen zusammengesetzten Querschnitt unter Berücksichtigung der Steiner-Anteile ermittelt werden.
3. Ersetzen des Verschiebungsmoduls der Beton-Holz Verbindung durch den Verschiebungsmodul der Beton-Stahl Verbindung

4. Berechnen des erhöhten Stahl-E-Moduls mit Hilfe des Kriechfaktors vom Holz separat für jeden Tag:

$$E_s(t) = E_s * [1 + \phi_w(t, t_0)] \quad (6.32)$$

5. Berechnen des nach den Flächen gewichteten E-Moduls für jeden einzelnen Tag:

$$E_{w+s}(t) = \frac{E_{w,0} \cdot A_w + E_s(t) \cdot A_s}{A_w + A_s} \quad (6.33)$$

6. Der neu berechnete „gemischte“ E-Modul $E_{w+s}(t)$ wird in weiterer Folge im Berechnungsmodell nach Fragiaco als der E-Modul des Holz-Teilquerschnitts behandelt, da das Stahlprofil nun dem Holz-Teilquerschnitt zugewiesen ist.

Die auf diese Weise ergänzte Excel-Tabelle wird nun herangezogen um die Langzeitdurchbiegungen des Trägers mit Stahl aus dem Versuch nachzurechnen. Siehe auch Auszug aus der Tabellenkalkulation im Anhang A.2. Das Diagramm in **Abb. 6.15** zeigt den Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahre bei Nachrechnung des Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgers mit ebendiesem Excel-Tool.

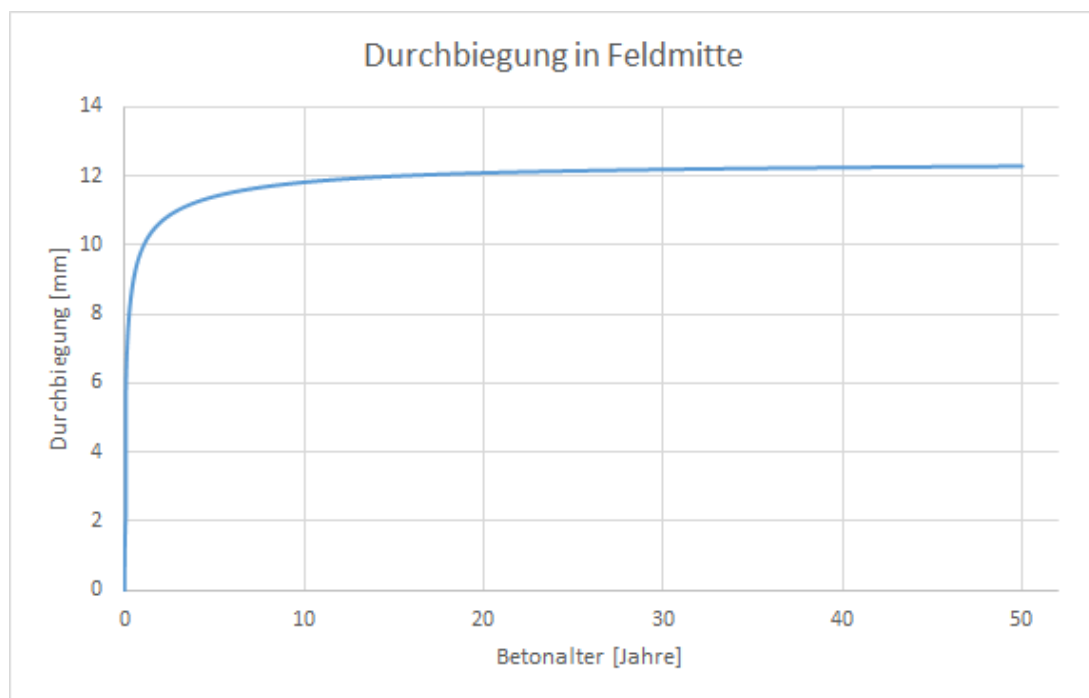


Abb. 6.15: Langzeitdurchbiegungen in Feldmitte gemäß adaptiertem Berechnungsmodell nach Fragiaco über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger

Die Berechnung des Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträgers nach dem adaptierten Fragiaco-Modell ergibt für den Zeitpunkt $t = 140$ Tage eine Durchbiegung in Feldmitte von $w_{140d} = 8,61$ mm und für den Zeitpunkt $t = \infty = 50$ Jahre eine Durchbiegung von $w_{\infty} = 12,29$ mm. In **Tab. 6.9** sind eine Zusammenfassung der Ergebnisse des adaptierten Berechnungsmodells nach Fragiaco sowie Vergleiche dieser Ergebnisse mit dem Versuch festgehalten.

Tab. 6.9: Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger gemäß adaptiertem Fragiaco-Modell zu den Zeitpunkt $t = \infty$ und $t = 140$ Tage sowie Vergleich mit dem Versuch

$w_{Versuch}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{140d,Frag}$ [mm] ($t = 140$ Tage)	$w_{\infty,Frag}$ [mm] ($t = 50$ Jahre)	$\frac{w_{140d,Frag}}{w_{Versuch}}$	$\frac{w_{\infty,Frag}}{w_{Versuch}}$
8,94	8,61	12,29	96 %	137 %

Auch bei Anwendung des angepassten Verfahrens nach Fragiaco auf den Träger mit Stahlprofil liefert das Berechnungsmodell, wie in **Tab. 6.9** ersichtlich, Ergebnisse in sehr guter Übereinstimmung mit dem Versuch ab. Zum Zeitpunkt $t = 140$ Tage ist eine geringe Abweichung von weniger als 4 % nach unten im Vergleich zum Messwert aus dem Versuch ersichtlich. Zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre ist die Durchbiegung in Feldmitte laut dem Berechnungsmodell um ca. 37 % größer als die gemessene Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 140$ Tage. Auch hier ist, wie in **Abb. 6.15** ersichtlich, ein Großteil der Verformungszuwächse durch Langzeiteffekte bereits nach wenigen Jahren abgeschlossen. Gemäß dem Berechnungsmodell ist nach nur 3 Jahren mit einer Durchbiegung von $w = 11,02$ mm beinahe 90 % der Enddurchbiegung zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre erreicht.

Die gute Übereinstimmung mit den Messwerten zeigt, dass die Überlegungen zur Adaptierung des Fragiaco-Rechenmodells an den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger auf korrekten Annahmen basieren und das angepasste Rechenmodell für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden kann.

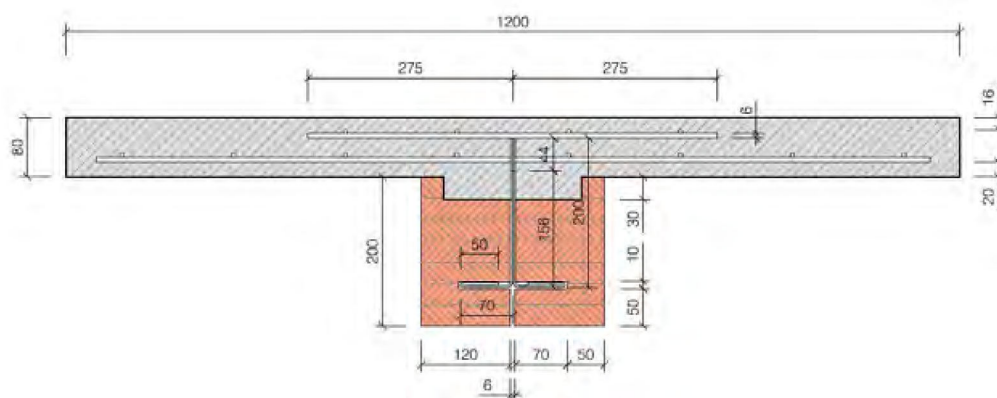
6.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Wie bereits im Kapitel 5 erwähnt dienten die Versuche unter Langzeitbelastung zur Untersuchung und weiteren Erforschung des Langzeitverhaltens. Die „Originalträger“, welche im Rahmen des Forschungsprojektes eigentlich von Interesse sind, weisen einen anderen Querschnitt sowie mit 6,00 m eine größere Spannweite auf. Die bisher anhand der „Langzeitträger“ gewonnenen Erkenntnisse zur Berechnung des Langzeitverhaltens können nun herangezogen werden um die Langzeitdurchbiegungen des Originalträgers zu berechnen. **Abb. 6.16** zeigt den Querschnitt dieses Trägers mit den Abmessungen der einzelnen Teilquerschnitte während **Abb. 6.17** den Längsschnitt mit allen relevanten Maßen darstellt. Die Produktion lief analog zur jenen der Langzeitträger, wie in Kapitel 5 beschrieben, ab. Des Weiteren wurde auf die gleichen Materialien zurückgegriffen. Die Versuche wurden als Vier-Punkt-Biegeversuche im Kurzzeitverhalten durchgeführt. Die Einzellasten, welche im Versuch angesetzt wurden, stellten eine Möglichkeit dar, theoretische Gleichlasten der Nutzungskategorie C5 (Versammlungsräume) nach EC 1 zu simulieren. Insofern kann an dieser Stelle für die Berechnung der Langzeitdurchbiegungen nach Fragiaco direkt auf ebendiese Gleichlasten zurückgegriffen werden. Laut [2] belaufen sich unter einer Nutzlast von $q_k = 5,00$ kN/m² und einer Aufbaulast von $q_k = 1,60$ kN/m², sowie unter Berücksichtigung des Eigengewichts die anzusetzenden Gleichlasten auf:

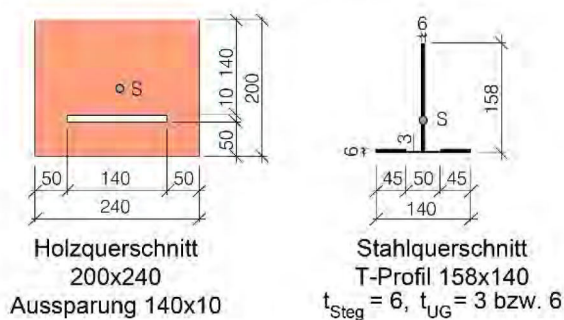
$$E_{qs} = 6,43 \text{ kN/m} \dots \text{quasiständige Einwirkungskombination} \quad (6.34)$$

$$E_{ch} = 10,63 \text{ kN/m} \dots \text{charakteristische Einwirkungskombination} \quad (6.35)$$

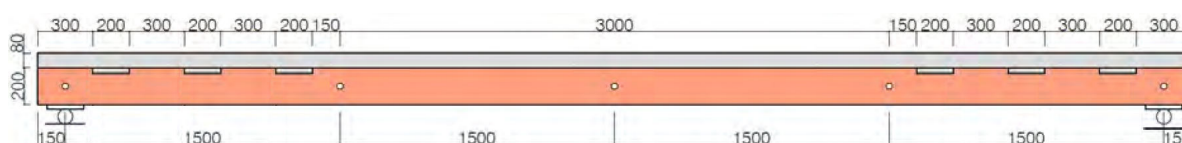
Weitere Details zu den Originalträgern sind in [2] festgehalten.



(a) Querschnitt durch eine Kerve



(b) Übersicht der Teil-Querschnitte

Abb. 6.16: Querschnitt des Originalträgers, alle Maße in [mm] [2]**Abb. 6.17:** Längsschnitt durch den Originalträger, alle Maße in [mm] [2]

Die Langzeitdurchbiegungen sind primär dann von Interesse wenn Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit laut aktuell gültigen Normen geführt werden. Gemäß EN 1995-1-1 [23] gilt für die Durchbiegung beidseitig aufgelagerter Biegestäbe eine Obergrenze im Bereich von $1/150$ bis $1/300$ der Spannweite, wobei der Nachweis üblicherweise mit dem Grenzwert $l/200$ geführt wird. Die Durchbiegung, welche diese obere Schranke einhalten muss ist die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$.

In der EN 1995-1-1 wird dabei zwischen der *Enddurchbiegung* w_{fin} und der *gesamten Enddurchbiegung* $w_{net,fin}$ unterschieden. Die gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$ ist die Durchbiegung

zum Zeitpunkt $t = \infty$, welche sich aus der elastischen Anfangsdurchbiegung bei Belastung w_{inst} und der reinen Kriechverformung w_{creep} zusammensetzt, abzüglich der Überhöhung w_c :

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (6.36)$$

Unter der Enddurchbiegung w_{fin} versteht sich die Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ inklusive der Überhöhung w_c , sodass gilt:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = w_{net,fin} + w_c \quad (6.37)$$

Abb. 6.18 aus der EN 1995-1-1 zeigt nochmal anschaulich aus welchen Anteilen sich die beschriebenen Durchbiegungen zusammensetzen.

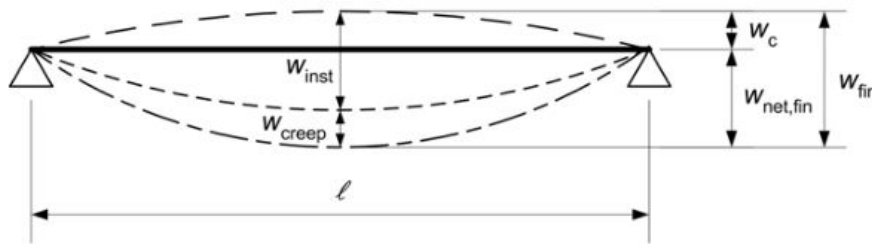


Abb. 6.18: Durchbiegungen und ihre Anteile nach EN 1995-1-1 [23]

Der genannte Grenzwert von $1/200$ der Spannweite gilt nach EN 1995-1-1 für die Enddurchbiegung w_{fin} . Für die gesamte Enddurchbiegung $w_{net,fin}$ im Fall von Überhöhungen gilt ein Grenzwert im Bereich von $1/250$ bis $1/350$ der Spannweite gemäß EN 1995-1-1 und $1/250$ der Spannweite im österreichischen nationalen Anhang. Da im Rahmen der Versuche ohne Überhöhung gearbeitet wurde, gilt es nun in weiterer Folge für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, im Sinne der Begrenzung der Verformungen, folgenden Nachweis für den Originalträger mit einer Spannweite von $l = 600$ cm zu führen:

$$w_{fin} \leq 30,00 \text{ mm} = \frac{1}{200} \cdot l \quad (6.38)$$

Im Allgemeinen werden Langzeitdurchbiegungen und gemäß EN 1995-1-1 auch die Enddurchbiegung w_{fin} anhand der quasi-ständigen Einwirkungskombination, ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten berechnet. Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist laut EN 1990 folgendermaßen definiert:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.39)$$

Wobei $G_{k,j}$ für ständige Einwirkungen, $Q_{k,i}$ für veränderliche Einwirkungen und $\psi_{2,i}$ für den Kombinationsbeiwert einer quasi ständigen Einwirkung steht.

Des Weiteren muss der - meist weniger kritische - Nachweis der Begrenzung der Verformungen für die elastische Anfangsverformung w_{inst} ebenfalls geführt werden. In der EN 1995-1-1 ist ein oberer Grenzwert für w_{inst} im Bereich von $1/300$ bis $1/500$ der Spannweite vorgeschrieben. Üblicherweise wird der Nachweis dabei mit dem, auch im österreichischen nationalen Anhang festgelegten Wert von $l/300$ geführt. Demnach gilt es für den Versuchsträger mit einer Spannweite von $l = 600$ cm zum Zeitpunkt $t = 0$ und die zugehörige Anfangsdurchbiegung w_{inst} folgenden Nachweis zu führen:

$$w_{inst} \leq 20,00 \text{ mm} = \frac{1}{300} \cdot l \quad (6.40)$$

Dieser Nachweis muss nach EN 1995-1-1 im Vergleich zu dem Nachweis der Enddurchbiegung w_{fin} nicht mit der quasi-ständigen, sondern mit der charakteristischen Einwirkungskombination ohne Teilsicherheitsbeiwerte geführt werden. Laut EN 1990 ist die charakteristische Einwirkungskombination wie folgt definiert:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.41)$$

Wobei $Q_{k,1}$ die führende veränderliche Einwirkung und $\psi_{0,i}$ den Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung darstellt.

Nachweis der Anfangsdurchbiegung

Die Anfangsdurchbiegung beläuft sich für den Originalträger laut [2] auf $w_{inst} = 11,87$ mm. Einsetzen in Gleichung 6.40 liefert:

$$w_{inst} = 11,87 \text{ mm} \leq 20,00 \text{ mm} = \frac{1}{300} \cdot l \quad \dots \text{NW erfüllt } \checkmark \quad (6.42)$$

Der Nachweis für die Begrenzung der Anfangsdurchbiegung ist somit erfüllt.

Nachweis der Enddurchbiegung

Für den Nachweis der Enddurchbiegung kann lediglich die Langzeitdurchbiegung des Berechnungsmodells nach Fragiaco herangezogen werden, da wie bereits in den vorangegangenen Abschnitten erkenntlich gemacht nur dieses Verfahren im Vergleich zu den anderen Berechnungsmethoden anhand der Untersuchungen an den Langzeitversuchen bestätigt werden konnte und Ergebnisse in sehr guter Näherung zur Realität abliefern. Der Originalträger wird dabei gemäß dem für Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger adaptierten Berechnungsmodell nach Fragiaco, welches in Abschnitt 6.4.4 vorgestellt wurde, berechnet. Das Diagramm in **Abb. 6.19** zeigt den Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahre bei Nachrechnung des Originalträgers mit ebendiesem adaptierten Berechnungsmodell nach Fragiaco. Siehe dazu auch Auszug aus der Tabellenkalkulation in Anhang A.3.

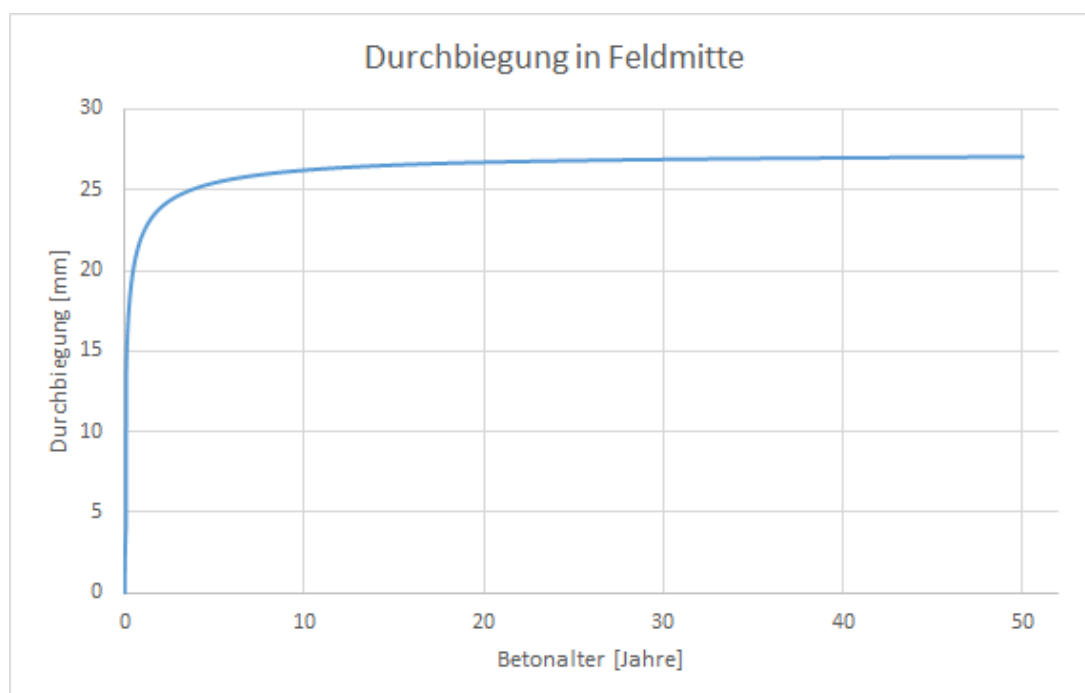


Abb. 6.19: Berechnete Langzeitdurchbiegungen in Feldmitte des Originalträgers mit $l = 6$ m gemäß adaptiertem Berechnungsmodell nach Fragiaco über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren

Die Enddurchbiegung beträgt laut dieser Berechnung $w_{fin} = 27,06$ mm. Dieser Wert wird in weiterer Folge zum Führen des Nachweises der Enddurchbiegung herangezogen. Das Einsetzen in Gleichung 6.38 zur Nachweisführung liefert:

$$w_{fin} = 27,06 \text{ mm} \leq 30,00 \text{ mm} = \frac{1}{200} \cdot l \quad \dots \text{NW erfüllt } \checkmark \quad (6.43)$$

Somit ist auch der Nachweis für die Begrenzung der Enddurchbiegung erfüllt. Allerdings beträgt hier der Ausnutzungsgrad 90,20 %, womit der Nachweis nur knapp erfüllt ist. In Anbetracht der Unsicherheiten des Berechnungsmodells, die zwar gering zu sein scheinen, ist der Nachweis aufgrund des relativ hohen Ausnutzungsgrades dennoch als grenzwertig einzustufen.

Falls die Begrenzung der Durchbiegungen ein Problem darstellt, müssen Maßnahmen gegen größere Durchbiegungen getroffen werden, wie beispielsweise eine schwindarme Betonrezeptur oder die Vorfertigung der Betonplatte [7].

6.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Nachrechnungen der Versuche haben gezeigt, dass sowohl das RSTAB-Modell als auch das Sofistik-Modell zum Zeitpunkt $t = 0$ die Durchbiegung beider Versuchsträger (mit und ohne Stahl) genau abbilden. Insbesondere das einfach aufgebaute RSTAB-Modell liefert Ergebnisse in beinahe exakter Übereinstimmung mit dem Messwert der Durchbiegung aus dem Versuch ohne Stahl. Diese Ergebnisse, die in **Tab. 6.3** sowie **Tab. 6.4** festgehalten sind, suggerieren, dass beide Modelle für weitere Untersuchungen geeignet sind.

Die Anwendung des gängigen Berechnungsmodells (Berechnung der zeitabhängigen plastischen

Prozesse der Einzelmaterialien gemäß des jeweils materialzugehörigen Eurocodes) auf die RSTAB- und Sofistik-Modelle hat gezeigt, dass die Durchbiegungen bei größerer Einsatzdauer mit diesem Berechnungsverfahren signifikant unterschätzt werden. Die Berechnung prognostiziert zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre Durchbiegungen, welche laut den Messungen bereits zum Zeitpunkt des Versuchsabbruchs bei $t = 140$ Tagen erreicht oder sogar überschritten werden. In **Tab. 6.5** und **Tab. 6.6** sind die Ergebnisse der Berechnungen der Durchbiegung nach dem Eurocode-Berechnungsverfahren dokumentiert. Daraus lässt sich schließen, dass dieses Berechnungsmodell nicht für die Berechnung des Langzeitverhaltens und somit auch nicht zum Führen von Nachweisen geeignet ist.

Das Berechnungsmodell nach Technical Specification baut auf dem Eurocode-Berechnungsmodell auf und versucht die Kriechzahlen nach den Eurocodes anzupassen. Als Nachteil zeigt sich die beschränkte Anwendbarkeit des Verfahrens, da es nur dann verwendet werden kann, wenn auch das Gamma-Verfahren anwendbar ist. Für den untersuchten Träger beispielsweise wäre dies nicht der Fall gewesen, aufgrund des Vorhandenseins von Versuchsergebnissen war allerdings durch ein iteratives Vorgehen die Anwendung möglich. Nichtsdestotrotz liefert auch dieses Berechnungsmodell ähnlich zu der Berechnung nach Eurocode für die Langzeitdurchbiegungen Ergebnisse, die deutlich auf der unsicheren Seite sind. Die Ergebnisse des Verfahrens sind in **Tab. 6.7** zusammengefasst. Als Vorteil kann genannt werden, dass im Rahmen dieses Berechnungsmodells ein zusätzlicher Zeitraum, abgesehen von $t = \infty$ im Langzeitverhalten betrachtet wird. Dies rührt daher, dass durch die unterschiedlichen zeitabhängigen plastischen Verhalten der Verbundpartner Spannungsumlagerungen innerhalb des Querschnitts hervorgerufen werden. Durch Vorschreibung der Nachweisführung in einem zusätzlichen Zeitraum soll eben jener Zeitraum untersucht werden, in welchem die Einflüsse der Spannungsumlagerungen am wesentlichsten sind und daher der Grenzzustand der Tragfähigkeit zu diesem Zeitpunkt nochmals nachgewiesen werden muss. Allerdings kann anhand der Ergebnisse festgehalten werden, dass das Berechnungsmodell in der momentanen Fassung ebenfalls nicht zur Erfassung des Langzeitverhalten in Form von Durchbiegungen geeignet ist und daher auch nicht für das Führen von Nachweisen.

Laut den Ergebnissen des Berechnungsmodells nach Fragiaco, scheint dieses Berechnungsmodell die Realität in sehr guter Näherung zu beschreiben. In **Tab. 6.10** sind die wesentlichen Ergebnisse für die Träger zusammengefasst. Ein Vorteil bietet sich darin, dass die geschlossene Lösung für die Langzeitdurchbiegung mit Hilfe einer einfachen Tabellenkalkulationssoftware ermittelt werden kann und sich daraus auch ein zeitlicher Verlauf berechnen und darstellen lässt. Der Formelapparat an sich ist relativ umfangreich, verglichen mit anderen Berechnungsverfahren für die Langzeitdurchbiegung. Insgesamt handelt es sich um eine Berechnungsmethode, welche das Langzeitverhalten genau beschreibt und sich somit auch zur Nachweisführung eignet, allerdings liefert das Verfahren Lösungen nur in Bezug auf die Durchbiegungen.

Tab. 6.10: Zusammenfassung der Ergebnisse nach Fragiaco sowie der Versuchsergebnisse für den Langzeitträger mit $l = 4$ m

Träger	Versuch w_{inst} [mm] ($t = 0$ Tage)	Versuch w_{140d} [mm] ($t = 140$ Tage)	Fragiaco w_{140d} [mm] ($t = 140$ Tage)	Fragiaco w_{∞} [mm] ($t = 50$ Jahre)	$w_{\infty} - w_{inst}$ w_{creep} [mm]
ohne Stahl	2,86	8,43	8,11	12,96	10,10
mit Stahl	3,37	8,94	8,61	12,29	8,92

Durch einfache Überlegungen war es möglich das Berechnungsverfahren nach Fragiaco anzupassen und auf den Träger mit Stahlprofil anzuwenden. Die Ergebnisse dieser Berechnung

sind in **Tab. 6.9** sowie in **Tab. 6.10** festgehalten. Auch hier liefert dieses angepasste Berechnungsverfahren Ergebnisse in guter Übereinstimmung mit den Messwerten aus dem Versuch. Im Vergleich zu den Ergebnissen des Fragiaco-Modells für den HBV-Träger ohne Stahl fällt auf, dass das Stahlprofil einen sichtbar positiven Einfluss auf die Langzeitdurchbiegungen des Trägers mit $l = 4$ m hat. Trotz größerer Anfangsdurchbiegung beim Träger mit Stahl wird laut Berechnung eine geringere Enddurchbiegung als beim Träger ohne Stahl prognostiziert. Dementsprechend sind die reinen Kriechverformungen beim Träger ohne Stahl größer als beim Träger mit Stahl, wie auch in **Tab. 6.11** ersichtlich. Während der Durchbiegungszuwachs für den Träger ohne Stahl mit 353 % prognostiziert wird, beträgt der Zuwachs bei dem Träger mit Stahl lediglich 265 %. Des Weiteren ist beim Träger mit Stahl bereits nach 3 Jahren in etwa 90 % der Enddurchbiegung erreicht, während dies beim Träger ohne Stahl erst nach 6 Jahren der Fall ist. Der positive Einfluss des Stahlprofils auf das Langzeitverhalten, welcher hier anhand der Langzeitträger mit $l = 4$ m erkenntlich wurde, wird im Zuge des Kapitel 7 durch eine Variantenstudie nochmals verdeutlicht und näher untersucht.

Tab. 6.11: Vergleich der Ergebnisse für beide Träger

Träger	$\frac{w_{\text{creep}}}{w_{\infty}}$	$\frac{w_{\infty}}{w_{\text{inst}}}$	$\frac{w_{\text{creep}}}{w_{\text{inst}}}$
ohne Stahl	78 %	453 %	353 %
mit Stahl	73 %	365 %	265 %

Die Ergebnisse der Berechnung mit den unterschiedlichen Berechnungsverfahren und der Vergleich dieser Ergebnisse mit den Messwerten aus dem Versuch haben ersichtlich gemacht, dass mit dem Berechnungsmodell nach Fragiaco nur eines der angewandten Verfahren sich dazu eignet um Nachweise im GZG zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu führen.

Die Erkenntnisse aus den Untersuchungen an den Langzeitversuchen wurden dazu genutzt, um Nachweise im GZG am „Originalträger“ mit $l = 6$ m, welcher im Rahmen des Forschungsprojektes eigentlich von Interesse ist, zu führen. Die Grenzwerte für die Nachweisführung im GZG wurden der aktuell gültigen Fassung des Eurocode 5 entnommen. Sowohl der Nachweis der Begrenzung der Anfangsverformungen zum Zeitpunkt $t = 0$ als auch die Begrenzung der Enddurchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$ waren für die Originalträger erfüllt. Allerdings gilt es zu beachten, dass letzterer Nachweis in Anbetracht der Unsicherheiten des Berechnungsverfahrens nur relativ knapp erfüllt war.

Kapitel 7

Variantenstudie

Im Rahmen dieses Kapitels soll anhand der Erkenntnisse aus Kapitel 6 eine Variantenstudie durchgeführt werden. Dazu wird der Originalträger mit 6,00 m Spannweite als Grundlage herangezogen um Untersuchungen bei Veränderung gewisser Parameter durchzuführen. Die Geometrie und der Querschnitt sind in den **Abb. 6.16** bis **6.17** ersichtlich. Als Hilfsmittel dafür dient das Berechnungsverfahren nach Fragiaco sowie dessen angepasste Version für Träger mit Stahl.

7.1 Einfluss des Stahlprofils

In erster Linie ist es von Interesse den Einfluss eines Stahlprofils auf das Langzeitverhalten des Holz-Beton-Verbunds vergleichbar zu erfassen. Zu diesem Zwecke werden zwei Vergleichsrechnungen durchgeführt.

- Vergleich zwischen den Langzeitdurchbiegungen des Originalträgers mit und ohne Stahl bei gleicher Belastung
- Vergleich zwischen den Langzeitdurchbiegungen des Originalträgers mit und ohne Stahl bei gleicher elastischer Anfangsdurchbiegung

Ersteres dient zur Verdeutlichung des Einflusses eines Stahlprofils auf das gesamte Trag- und Verformungsverhalten während letzteres zur Veranschaulichung der Wirkung des Stahlprofils auf die zeitabhängigen plastischen Verformungszuwächse dient.

Vergleich bei gleicher Last

Hierbei werden die Langzeitdurchbiegungen des Originalträgers einmal mit sowie ohne Stahlprofil berechnet. Bei beiden wird als Gleichlast ein Wert von $g = 7,00 \text{ kN/m}$ angesetzt, welcher sich von der Größenordnung her an der quasi-ständigen Einwirkungskombination für Nutzklasse C5 orientiert. Das Diagramm in **Abb. 7.1** stellt den zeitlichen Verlauf der Langzeitdurchbiegungen dieser Träger gegenüber. Es ist dabei ein deutlich positiver Einfluss des Stahlprofils auf das Trag- und Verformungsverhalten, in Form von kleineren Durchbiegungen, ersichtlich. In **Tab. 7.1** sind die Ergebnisse der Rechnungen sowie deren Vergleich festgehalten.

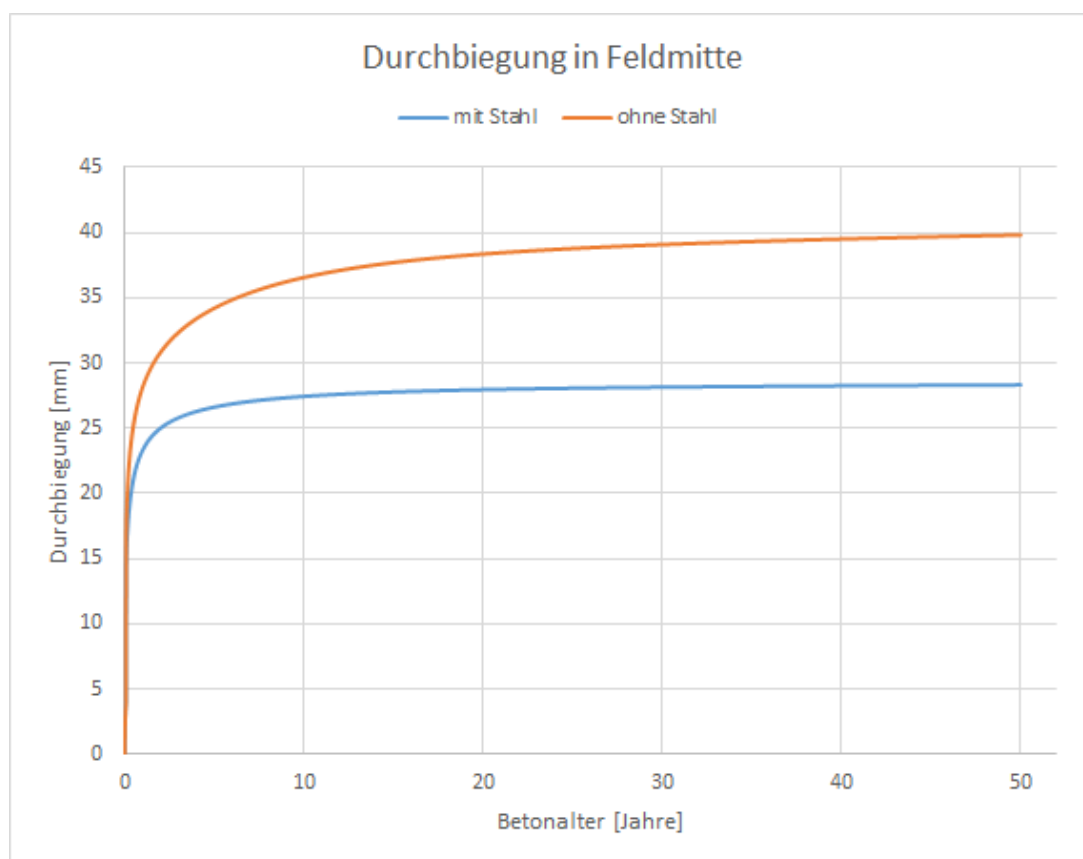


Abb. 7.1: Nach Fragiaco berechnete Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Belastung über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren

Im Anhang A.4 findet sich ein Auszug der Tabellenkalkulation wieder. Wie aus dem Vergleich hervorgeht, sind nicht nur die elastische Anfangsdurchbiegung und die Enddurchbiegung bei dem Träger mit Stahlprofil kleiner, sondern auch der Verformungszuwachs infolge zeitabhängiger plastischer Effekte geringer. Bezogen auf die Kriechverformungen des Trägers ohne Stahl sind dabei die Verformungszuwächse bei dem Träger mit Stahl etwa um $1/3$ kleiner. Des Weiteren ist anzumerken, dass für die gewählte Last der Nachweis der Enddurchbiegung für den Träger ohne Stahl nicht erfüllt wäre, wohingegen selbiger Nachweis für den Träger mit Stahlprofil erfüllt ist.

Tab. 7.1: Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Stahl bei gleicher Last

Träger	w_{inst}	w_{∞}	w_{creep}	$\frac{w_{creep}}{w_{\infty}}$	$\frac{w_{\infty}}{w_{inst}}$	$\frac{w_{creep}}{w_{inst}}$
ohne Stahl	10,1 mm	39,8 mm	29,7 mm	75 %	395 %	295 %
mit Stahl	8,2 mm	28,3 mm	20,2 mm	71 %	347 %	247 %

Vergleich bei gleicher elastischer Anfangsdurchbiegung

Ähnlich zum vorangegangenen Vergleich sollen nun die Träger mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung verglichen werden. Dafür wird für den Träger mit Stahlprofil die Last von $q = 7,00$ kN/m beibehalten und für den Träger ohne Stahl iterativ eine Last ermittelt, welche die selbe elastische Anfangsdurchbiegung hervorruft wie beim Träger mit Stahlprofil. In **Abb. 7.2** ist der Verlauf der Langzeitdurchbiegungen über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren dargestellt. Da hier die Anfangsdurchbiegungen ident sind, gibt der zeitliche Verlauf der Durchbiegungen eine

unmittelbare Aussage über den Einfluss des Stahlprofils auf die Verformungszuwächse infolge plastischer zeitabhängiger Prozesse wieder. Erkennbar ist eine deutlich schneller abflachende und letztendlich einen kleineren Endwert annehmende Kurve beim Träger mit Stahlprofil. Dies spricht für einen positiven Einfluss des Stahlprofils auf das zeitabhängige plastische Gesamtverhalten des Bauteils. In **Tab. 7.2** sind die Ergebnisse beider Träger dokumentiert (siehe auch Anhang A.5).

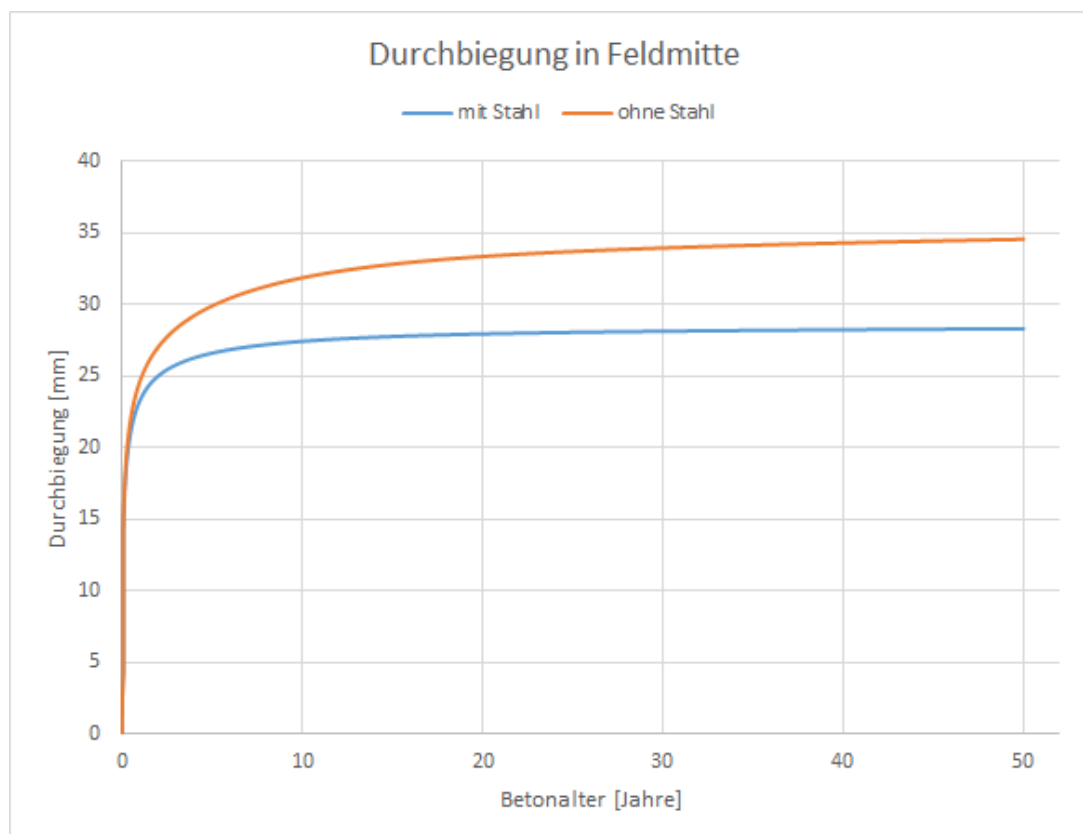


Abb. 7.2: Nach Fragiaco berechnete Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren

Bezogen auf den Verformungszuwachs des Trägers ohne Stahl sind die Verformungswächse beim Träger mit Stahlprofil um ca. $3/5$ geringer. Im direkten Vergleich der Absolutwerte zeigt sich, dass die Verformungszuwächse um 6,3 mm kleiner sind. Auch hier wäre der Nachweis der Begrenzung der Enddurchbiegung für den Träger ohne Stahl nicht erfüllt.

Tab. 7.2: Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung

Träger	W_{inst}	W_{∞}	W_{creep}	$\frac{W_{creep}}{W_{\infty}}$	$\frac{W_{\infty}}{W_{inst}}$	$\frac{W_{creep}}{W_{inst}}$
ohne Stahl	8,2 mm	34,6 mm	26,4 mm	76 %	424 %	324 %
mit Stahl	8,2 mm	28,3 mm	20,2 mm	71 %	347 %	247 %

7.2 Schwindarme Betone

Von Interesse ist auch der Einfluss des Betonschwindens. Insbesondere im Rahmen der Möglichkeiten das Schwinden des Betons durch die Verwendung schwindarmer Betone zu begrenzen.

Hierzu wird der Träger mit Stahl herangezogen und dieser wird bei sonst gleichen Rahmenbedingungen einerseits mit einem Schwindmaß von $\varepsilon_{cs,0} = -5,50 \cdot 10^{-4}$ und andererseits als schwindarmer Beton mit einem Schwindmaß von $\varepsilon_{cs,0} = -2,50 \cdot 10^{-4}$ berechnet. Das Diagramm in **Abb. 7.3** zeigt die zeitliche Entwicklung der Langzeitdurchbiegungen, wobei die blaue Kurve das Ergebnis für den Normalbeton mit einem Schwindmaß von $\varepsilon_{cs,0} = -5,50 \cdot 10^{-4}$ darstellt und die orangefarbene Kurve das Ergebnis des schwindarmen Betons ($\varepsilon_{cs,0} = -2,50 \cdot 10^{-4}$). In **Tab. 7.3** sind die wesentlichen Ergebnisse der beiden Träger ersichtlich. Ein Auszug der Tabellenkalkulation befindet sich im Anhang A.6.

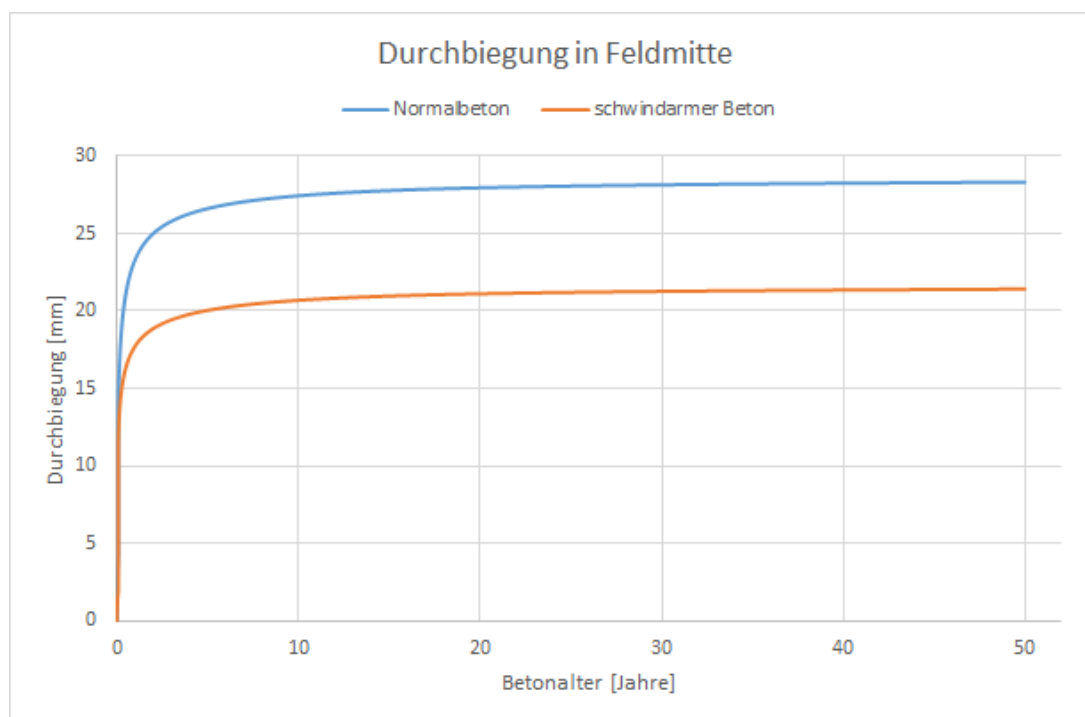


Abb. 7.3: Nach Fragiaco berechnete Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit Stahl bei unterschiedlichen Schwindmaßen über einen Zeitraum von $t = 50$ Jahren

Wie der Vergleich zeigt hat die Verwendung schwindarmer Betone einen sichtbar positiven Einfluss auf die Verformungszuwächse infolge Schwinden. Die Enddurchbiegung ist dabei um 6,9 mm kleiner bei gleicher Anfangsdurchbiegung. Bezogen auf die Verformungszuwächse des Trägers ohne schwindarmen Beton sind die Verformungszuwächse des schwindarmen Betons um etwa 1/3 kleiner.

Tab. 7.3: Vergleich der Ergebnisse mit und ohne schwindarmen Beton

Schwindmaß	W_{inst}	W_{∞}	W_{creep}	$\frac{W_{creep}}{W_{\infty}}$	$\frac{W_{\infty}}{W_{inst}}$	$\frac{W_{creep}}{W_{inst}}$
$-5,50 \cdot 10^{-4}$	8,2 mm	28,3 mm	20,2 mm	71 %	347 %	247 %
$-2,50 \cdot 10^{-4}$	8,2 mm	21,4 mm	13,3 mm	62 %	262 %	162 %

Kapitel 8

Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick

Zusammenfassung:

Elemente in Holz-Mischbauweise aus Holz-Beton und Holz-Beton-Stahl sind in ihrer Bemessung normativ nicht geregelt und somit hat der anwendende Ingenieur viel Freiraum für Interpretationen und Berechnungen. Für das Kurzzeitverhalten von HBV-Bauteilen ist dies weniger problematisch, da die Berechnung zum Zeitpunkt $t = 0$ bereits gut erforscht ist und eine Vielzahl nachgewiesener Berechnungsmöglichkeiten zur Verfügung stehen. Das Langzeitverhalten allerdings ist noch relativ wenig erforscht und daher gibt es auch deutlich weniger vorgeschlagene Berechnungsmethoden. Bei der Bemessung von Rippendecken in Holz-Mischbauweise ist daher besonderes Augenmerk auf die Langzeit-Performance zu legen. Insbesondere weil durch die Interaktion von Holz, Beton sowie deren Verbindung Vorgänge innerhalb des Verbundquerschnitts stattfinden, die nur schwer quantifizierbar sind. Die Hauptursache dafür liegt in dem unterschiedlichen Langzeitverhalten der Verbundpartner.

Im Kapitel 2 der Arbeit wurde der momentane Stand der Technik im Holz-Beton-Verbundbau aufgezeigt. Vorteile konventioneller Systeme wurden erläutert und der Aufbau von HBV-Elementen beschrieben. Als eines der Schwerpunkte des Kapitels wurden Möglichkeiten zur Sicherstellung des Verbunds und somit zur Übertragung des Längsschubs diskutiert.

Ansätze zur Berechnung nachgiebig verbundener Querschnitte im Kurzzeitverhalten wurden im Kapitel 3 besprochen. Das Verhalten im Verbund wurde erklärt und der wichtige Begriff der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge erläutert und quantifiziert. Verschiedene Berechnungsverfahren, die es zur Auswertung von HBV-Trägern zum Zeitpunkt $t = 0$ gibt, wurden vorgestellt. Im Anschluss dazu wurde im Kapitel 4 auf die Besonderheiten zeitabhängiger plastischer Prozesse eingegangen. Dabei wurde die aktuelle Normungssituation beschrieben, sowie auf bisherige wesentliche Erkenntnisse der Wissenschaft zu dem Langzeitverhalten von HBV-Trägern eingegangen. Nach Erläuterungen zu dem Langzeitverhalten der Einzelmaterialien im Verbund wurden verschiedene Berechnungsmodelle zur Erfassung von Langzeitdurchbiegungen von HBV-Trägern und -Decken aus der Literatur sowie aus den Normen vorgestellt.

Im Vorfeld zur vorliegenden Diplomarbeit wurden im Rahmen des Sparkling Science Forschungsprojektes *Vorgefertigte Rippendeckensysteme in Hybridverbundbauweise* des Instituts für Architekturwissenschaften, Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien in Kooperation mit der Camillo Sitte Lehranstalt bereits Versuche zum Langzeitverhalten von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise (Holz-Beton und Holz-Beton-Stahl) im Zuge der Diplomarbeit von Herrn Dipl.-Ing. Markus Frohofer und Herrn Dipl.-Ing. Johannes Völkl [2] durchgeführt. Im Kapitel 5 wurden die für weitere Untersuchungen relevante Versuche aus diesem Forschungsprojekt beschrieben.

Im Kapitel 6 wurden ebendiese Versuche mit Hilfe verschiedener Modelle und Methoden, welche im Kapitel 4 vorgestellt wurden, nachgerechnet. Erkenntnisse aus diesen Nachrechnungen wurden herangezogen um Nachweise im GZG für den Originalträger mit $l = 6$ m zu führen. Eine Variantenstudie im Kapitel 7 hat aufschlussreiche Aussagen über den Einfluss des Stahlprofils sowie den Einsatz von schwindarmen Betonen auf das Langzeitverhalten geliefert.

Schlussfolgerungen:

Es hat sich gezeigt, dass die gängige Berechnungsmethode nach Eurocode 5 die tatsächlichen Verformungen deutlich unterschätzt. Ebenso hat das Berechnungsverfahren nach Technical Specification Ergebnisse bezüglich der Langzeitdurchbiegungen auf der unsicheren Seite geliefert. Allerdings wird dabei in der Technical Specification bereits versucht die Vorgänge, die im Langzeitverhalten innerhalb des Verbundquerschnitts auftreten zu quantifizieren und in Rechnung zu stellen. Insbesondere wird beschrieben, dass auch der Grenzzustand der Tragfähigkeit vom Langzeitverhalten betroffen ist und zu einem Zeitpunkt $t \neq 0$ maßgebend wird, was eine wichtige Erkenntnis darstellt. Das Berechnungsverfahren für HBV-Träger nach Fragiaco welches ebenfalls zur Nachrechnung der Versuche herangezogen wurde, liefert insgesamt sehr zufriedenstellende Ergebnisse in Bezug auf die Langzeitverformungen ab. Die geschlossene Lösung beziffert dabei lediglich die Durchbiegungen ohne die Möglichkeit der Berechnung des GZT. Es wurde im Rahmen der Arbeit eine Möglichkeit vorgeschlagen, wie dieses Berechnungsmodell so angepasst werden kann, dass auch Rippendeckenelemente in Holz-Beton-Stahl Hybridverbundbauweise mit Hilfe eines adaptierten Verfahrens in ihrem Langzeitverhalten berechnet werden können.

Die Variantenstudie hat gezeigt, dass die Ergänzung eines Holz-Beton-Verbunds mit einem Stahlprofil und somit die Ausführung als Holz-Beton-Stahl-Hybridverbund mehrere positive Effekte auf das Trag- und Verformungsverhalten von Rippendeckenelementen in Holz-Mischbauweise hätte. Zu einem wurde die größere Belastbarkeit verdeutlicht, wodurch sich kleinere Durchbiegungen bei gleicher Belastung ergeben. Zum anderen wurde ersichtlich, dass die zeitabhängigen Durchbiegungszuwächse bei einem Träger mit Stahlprofil wesentlich geringer sind als bei einem Träger ohne Stahl. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass die Verwendung schwindarmer Betone einen signifikanten Beitrag zur Minimierung der Durchbiegungszuwächse infolge Schwindens leistet und somit diese Tatsache eine wesentliche Rolle für das Führen von Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit spielt.

Ausblick:

Längerfristig betrachtet besteht die Notwendigkeit der normativen Festlegung der Bemessung von Bauteilen aus Holz-Beton sowie Holz-Beton-Stahl, worin ein Berechnungsverfahren zur Erfassung des Langzeitverhaltens vorgeschrieben wird. Dieses Berechnungsverfahren sollte sowohl die Langzeitdurchbiegungen richtig in Rechnung stellen (bspw. gemäß Fragiaco) als auch den auftretenden Spannungsumlagerungen Beachtung schenken, sodass der Grenzzustand der Tragfähigkeit zum maßgebenden Zeitpunkt berücksichtigt wird (bspw. gemäß Technical Specification).

Abbildungsverzeichnis

2.1	HBV-Deckensysteme als Holzbalken-Beton-Verbunddecke sowie als Holzplatten-Beton-Verbunddecke	8
2.2	(a) HBV-Decke als Fertigteil, (b) HBV-Decke mit Stahlbeton Randträger	9
2.3	HBV-Decke mit plattenartigem Holzteilquerschnitt in Zürich	9
2.4	Birkbergbrücke in Wippra	10
2.5	Grundsätzlicher Aufbau von HBV-Decken	10
2.6	Schubübertragung bei Verbund mittels Kleber	12
2.7	Schubübertragung bei Verbund mittels Formschluss und Reibung	12
2.8	(a) Anschauliche Darstellung von Kerven, (b) Anordnung von Kerven am Trägerrand	13
2.9	Begriffe in der Kervengeometrie	13
2.10	(a) Anschauliche Darstellung von Flachstahlschlössern, (b) Detail Flachstahlschloss	14
2.11	Schubübertragung bei mechanischem Verbund	14
2.12	Belastung stiftförmiger Verbindungsmittel	15
2.13	Steifigkeiten unterschiedlich angeordneter stiftförmiger Verbindungsmittel	16
2.14	(a) Anschauliche Darstellung von HBV-Schubverbindern, (b) Detailaufnahme HBV-Schubverbinder	16
2.15	Schubübertragung durch Mischformen des Verbunds	17
2.16	Kerbe mit stiftförmigem Verbindungsmittel	17
3.1	Einfeldträger mit Gleichlast - Verbundverhalten	19
3.2	Einfeldträger mit Gleichlast - Nachgiebigkeitsfaktoren und Flächenträgheitsmomente	21
3.3	Vorgehensweise beim Schubanalogieverfahren	24
3.4	Aufbau eines Stabwerkmodells	25
3.5	(a) Ersatzsystem VM ohne Gurtsteifigkeit, (b) Ersatzsystem VM mit Gurtsteifigkeit	26
4.1	(a) Schwinden des Betons, (b) Schwinden des Holzes	28
4.2	Zeitlicher Verlauf der Kriechzahlen von Holz und Beton	36
5.1	(a) Regelquerschnitt Träger ohne Stahl, (b) Querschnitt durch Kerbe beim Träger ohne Stahl	45
5.2	(a) Regelquerschnitt Träger mit Stahl, (b) Querschnitt durch Kerbe beim Träger mit Stahl	45
5.3	Längsschnitt durch den Träger	46
5.4	Zwischenschritte in der Fertigung der Träger	46
5.5	Brettschichtholz L-Profile	48
5.6	Drei-Punkt-Biegeversuch zur Ermittlung des E-Moduls	48
5.7	Kraft-Weg-Diagramme zur Bestimmung des E-Moduls der Holzteilquerschnitte .	49
5.8	Stahlblech mit Puzzleleiste für einen der Abscherversuche	50
5.9	Aufbau der HBV-Abscherversuche	51
5.10	Aufbau der Stahl-Beton-Abscherversuche	52
5.11	Scherversagen in den HBV-Abscherversuchen	53
5.12	Scherversagen in den Stahl-Beton-Verbund Abscherversuchen	53
5.13	Last-Verschiebungs-Diagramm der Verbundmittel	54

5.14	Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Holz-Beton-Abscherveruchskörpers . . .	55
5.15	Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt des Beton-Stahl-Abscherveruchskörpers . .	55
5.16	Statisches System des Vier-Punkt-Langzeitbiegeversuchs ohne Stahl	57
5.17	Statisches System des Vier-Punkt-Langzeitbiegeversuchs mit Stahl	57
5.18	Aufnahme des tatsächlichen Versuchsaufbaus	58
5.19	Durchbiegungen mit elastischer Anfangsdurchbiegung	59
5.20	Reine Langzeitdurchbiegungen ohne elastische Anfangsdurchbiegung	59
6.1	Detail des angewendeten RSTAB-Modells für den HBV-Träger	62
6.2	Detail des angewendeten RSTAB-Modells für den Träger mit Stahl	62
6.3	Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell für den Träger ohne Stahl	65
6.4	Anordnung der Koppelstäbe im RSTAB-Modell für den Träger mit Stahl	65
6.5	(a) Verschmierte Federn im Sofistik-Modell, (b) Diskrete Federn im Sofistik-Modell	67
6.6	(a) Lasten im Sofistik-Modell mit Stahl, (b) Lasten im Sofistik-Modell ohne Stahl	68
6.7	(a) Querschnitt des Sofistik-Modells ohne Stahl, (b) Querschnitt des Sofistik- Modells mit Stahl	69
6.8	Isometrie des Sofistik-Modells ohne Stahl	69
6.9	(a) Anfangsdurchbiegung RSTAB für den Träger ohne Stahl, (b) Anfangsdurch- biegung Sofistik für den Träger ohne Stahl	70
6.10	(a) Anfangsdurchbiegung RSTAB für den Träger mit Stahl, (b) Anfangsdurchbie- gung Sofistik für den Träger mit Stahl	71
6.11	(a) Langzeitdurchbiegungen nach EC5 im RSTAB-Modell für den Träger ohne Stahl, (b) Langzeitdurchbiegungen nach EC5 im RSTAB-Modell für den Träger mit Stahl	74
6.12	(a) Langzeitdurchbiegungen nach Eurocode im Sofistik-Modell für den Träger ohne Stahl, (b) Langzeitdurchbiegungen nach Eurocode im Sofistik-Modell für den Träger mit Stahl	75
6.13	(a) Durchbiegungen des Trägers ohne Stahl im Zeitrahmen $t = 3 - 7$ Jahre nach Technical Specification, (b) Durchbiegungen des Trägers ohne Stahl zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Technical Specification	80
6.14	Langzeitdurchbiegungen nach Fragiaco für den Träger ohne Stahl	82
6.15	Langzeitdurchbiegungen nach Fragiaco für den Träger mit Stahl	84
6.16	(a) Querschnitt durch eine Kerbe des Originalträgers, (b) Übersicht der Teil- Querschnitte des Originalträgers	86
6.17	Längsschnitt durch den Originalträger	86
6.18	Durchbiegungen und ihre Anteile nach EC5	87
6.19	Berechnete Langzeitdurchbiegungen nach Fragiaco für den Originalträger	89
7.1	Variantenstudie: Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Belastung	93
7.2	Variantenstudie: Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung	94
7.3	Variantenstudie: Langzeitdurchbiegungen für den Originalträger mit Stahl bei unterschiedlichen Schwindmaßen	95

Tabellenverzeichnis

5.1	Betonzusammensetzung	47
5.2	Festigkeit und E-Modul Betonwürfel	47
5.3	Rückgerechnete E-Moduln aus den Kraft-Weg-Diagrammen	49
5.4	Ergebnisse der Versuche	60
6.1	Stabtypen und ihre Eigenschaften im Stabwerkmodell des Trägers ohne Stahl . .	62
6.2	Stabtypen und ihre Eigenschaften im Stabwerkmodell des Trägers mit Stahl . . .	63
6.3	Zusammenfassung der Kurzzeit-Berechnungsergebnisse und Vergleich mit dem Versuch für den HBV-Träger ohne Stahl	70
6.4	Zusammenfassung der Kurzzeit-Berechnungsergebnisse und Vergleich mit dem Versuch für den Holz-Beton-Stahl-Hybridverbundträger	71
6.5	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Eurocode für den Träger ohne Stahl	75
6.6	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Eurocode für den Träger mit Stahl	75
6.7	Berechnungsergebnisse nach Technical Specification für den Träger ohne Stahl . .	80
6.8	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Fragiaco für den Träger ohne Stahl	82
6.9	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse nach Fragiaco für den Träger mit Stahl	85
6.10	Zusammenfassung der Ergebnisse nach Fragiaco sowie der Versuchsergebnisse für den Langzeitträger	90
6.11	Vergleich der Ergebnisse für beide Träger	91
7.1	Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Stahl bei gleicher Last	93
7.2	Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung .	94
7.3	Vergleich der Ergebnisse mit und ohne schwindarmen Beton	95

Literaturverzeichnis

- [1] *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. ÖNORM EN 1994-1-1: 2009 07 01. Austrian Standards Institute, 2009.
- [2] M. Froihofer und J. Völkl. *Entwicklung von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2018.
- [3] S. Hölzl. *Wirtschaftliche Betrachtung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Masterarbeit. Technische Universität Graz, 2014.
- [4] A. Trummer und K. Pock. *Holzbetonverbund Konstruktion - Bemessung – Überprüfung*. 2015.
- [5] C. Radlherr. *Holz-Beton Verbund*. 13.03.2018, Folientexte zur Vorlesung Holzbau 2. Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, Technische Universität Wien, (unveröffentlicht), 2018.
- [6] F. Miebach. *Machbarkeitsstudie Holz-Beton-Verbund Brücken - die ersten Ansätze*. Internationale Holzbrückentag IHB, Bad Wörishofen, 2016.
- [7] M. Fragiaco, R. Gutkowski, J. Balogh und R. Fast. „Long-term behavior of wood-concrete composite floor/deck systems with shear key connection detail“. In: *Journal of Structural Engineering* 133.9 (2007), S. 1307–1315.
- [8] J. Schänzlin. *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation. Universität Stuttgart, 2003.
- [9] E. Edelhart. *Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2012.
- [10] A. Leib. *Erhöhte Vorfertigung durch Verkleben von Holz und Beton?* Internationales Holzbau-Forum IHF, 2015.
- [11] B. C. Michelfelder. *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Dissertation. Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Universität Stuttgart, 2006.
- [12] K. Kudla. *Kernen als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*. Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2017.
- [13] R. Glaser. *Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Dissertation. Technische Universität Cottbus, 2005.
- [14] S. Lehmann, M. Grosse und K. Rautenstrauch. „Neuartige Schubverbindung für Brettstapel-Beton-Verbunddeckenplatten“. In: *Bautechnik* 80.6 (2003), S. 385–392.
- [15] K. Timmermann und U. Meierhofer. *Holz/Beton-Verbundkonstruktionen: Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton*. Bericht 115/30. EMPA, 1993. URL: <https://books.google.at/books?id=vJHcPQAACAAJ>.

- [16] *Tragwerke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. http://ticomtec.de/wp-content/uploads/2017/09/Technisches_Dossier_HBV-Systems_2017.pdf. Zugriff am 14.02.2019.
- [17] *Holz-Beton-Verbund*. https://www.klh.at/download/public/Kreuzlagenholz/KLH_HBV.pdf. Zugriff am 15.02.2019.
- [18] F. Schönborn. *Holz-Beton-Fertigteilelemente*. Dissertation. Universität Innsbruck, 2006.
- [19] A. Frangi. *Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken*. Bd. 269. Dissertation. ETH Zürich, 2001.
- [20] L. Bettinelli und C. Radlherr. *Übung 1 und 2, Berechnung CLT und HBV*. 20.03.2018, Folientexte zur Vorlesung mit Übung Holzbau 2. Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, Technische Universität Wien, (unveröffentlicht), 2018.
- [21] S. Winter, H. Kreuzinger und P. Mestek. *Holzbau der Zukunft. Teilprojekt 15. Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen*. Bd. 1. Aufl. München. Fraunhofer IRB Verlag, 2009.
- [22] U. K. J. S. B. Michelfelder. „Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (4 2004).
- [23] *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. ÖNORM EN 1995-1-1: 2015 06 15. Austrian Standards Institute, 2015.
- [24] *Brandschutz Deckensysteme Holz-Beton-Verbund mit 60 Minuten Feuerwiderstand*. Merkblatt. Zürich. Lignum Schweizerische Holzwirtschaftskonferenz, 2001.
- [25] *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1, nationale Erläuterungen und nationalen Ergänzungen*. ÖNORM B 1995-1-1: 2015 06 15. Austrian Standards Institute, 2015.
- [26] K. Rautenstrauch, M. Grosse, S. Lehmann und R. Hartnack. „Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken, 6“. In: *Informationstag des IBK, Bauhaus-Universität Weimar* (2003).
- [27] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. ÖNORM EN 1992-1-1: 2011 12 01. Austrian Standards Institute, 2011.
- [28] H. J. Blaß und M. Romani. *Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen*. Fraunhofer-IRB-Verlag, 2002.
- [29] J. Schänzlin, G. Bosch und P. Hamm. *Ausblick auf die zukünftige Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Forschungsbericht. Hochschule Biberach, 2017.
- [30] A. Dias, M. Fragiacomio, R. Harris, P. Kuklic, V. Rajicic und J. Schänzlin. *Technical Specification - 2nd Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures - Working Draft / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2*. Forschungsbericht, 2017.
- [31] J. Schänzlin. „Eurocode 5: 2022 - Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken“. In: *Karlsruher Tage 2018-Holzbau: Forschung für die Praxis, Karlsruhe, 04. Oktober-05. Oktober 2018* (2018), S. 85.

- [32] *Ausgewählte HBV-Projekte des Hoch- und Brückenbaus aus Deutschland*. https://www.harrer-ing.net/de/downloads/2018-08_S-win_Weinfeldten_GEROLD_HBV_Vortrag.pdf. Zugriff am 23.02.2019.
- [33] U. Meierhofer, Hrsg. *Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung : Long term performance of timber concrete composite structural elements*. Forschungs- und Arbeitsberichte / Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Abteilung 115, Holz. Text dt., Zusammenfassung engl. Dübendorf: EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 1998.
- [34] B. F. M. Werner. *Holz-Leichtbeton-Verbunddecken: analytische und numerische Beschreibung des Tragverhaltens*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2016.
- [35] A. Ceccotti, M. Fragiaco und S. Giordano. „Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection“. In: *Materials and structures* 40.1 (2007), S. 15–25.
- [36] S. Capretti und A. Ceccotti. „Service behaviour of timber-concrete composite beams: A 5-year monitoring and testing experience“. In: 3 (1996), S. 443–449.
- [37] M. Fragiaco. „Long-term behavior of timber–concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation“. In: *Journal of Structural Engineering* 132.1 (2006), S. 23–33.
- [38] H. Neuhaus. *Ingenieurholzbau*. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden Imprint: Springer Vieweg, 2017. ISBN: 9783658141783.
- [39] *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*. ÖNORM EN 1990: 2013 03 15. Austrian Standards Institute, 2013.
- [40] M. Fragiaco und A. Ceccotti. „Long-term behavior of timber–concrete composite beams. I: finite element modeling and validation“. In: *Journal of structural engineering* 132.1 (2006), S. 13–22.
- [41] T. Toratti. *Creep of timber beams in a variable environment*. Helsinki University of Technology, Report 31. Espoo Finland.
- [42] Comité Euro-International du Béton. „CEB-FIP Model Code 90“. In: *CEB bulletin no. 213/214* (1993).
- [43] *CEB-FIP Model Code 90 (PDF)*. <https://www.fib-international.org/publications/ceb-bulletins/ceb-fip-model-code-90-pdf-detail.html>. Zugriff am 03.03.2019.
- [44] R. Kaba. *Rippendeckenelemente aus Holz-Stahl-Beton: Ein Beitrag zu experimentellen Untersuchungen für den Einsatz im mehrgeschossigen Wohnbau*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2018.
- [45] K. Tavoussi. *Zwischenbericht von vorgefertigten Rippendeckensystemen in Hybridverbundbauweise (Holz-Beton-Stahl) für das verdichtete Bauen im urbanen Raum*. Technische Universität Wien (unveröffentlicht), 2016.
- [46] *Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen*. ÖNORM EN 14080: 2013 08 01. Austrian Standards Institute, 2013.
- [47] F. Riola Parada. *Timber-steel hybrid beams for multi-storey buildings*. Doctoral Thesis. Technische Universität Wien, 2016.

Anhang A

Auszüge aus den Tabellenkalkulationen

A.1 Holz-Beton-Verbund Langzeitträger nach Fragiaco

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

gelbe Zellen sind Eingabefelder

Ac=	480	cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u=	136	cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
ts=	1	d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH=	37	%	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
β _{sc} =	5		(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)
f _{ck,cyl} =	48	N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,05882	cm
β _{sRH} =	0,94935	
β _{RH} =	-1,47149	
ε _{s(fcm)} =	0,00037	
ε _{cs0} =	-0,00054	

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	24	d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500	d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03		(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052	cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,53817
β(fcm)=	2,41911
β(t ₀)=	0,50297
β _H =	355,882 <1500
Φ ₀ =	3,08832

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500	kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	225000	kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

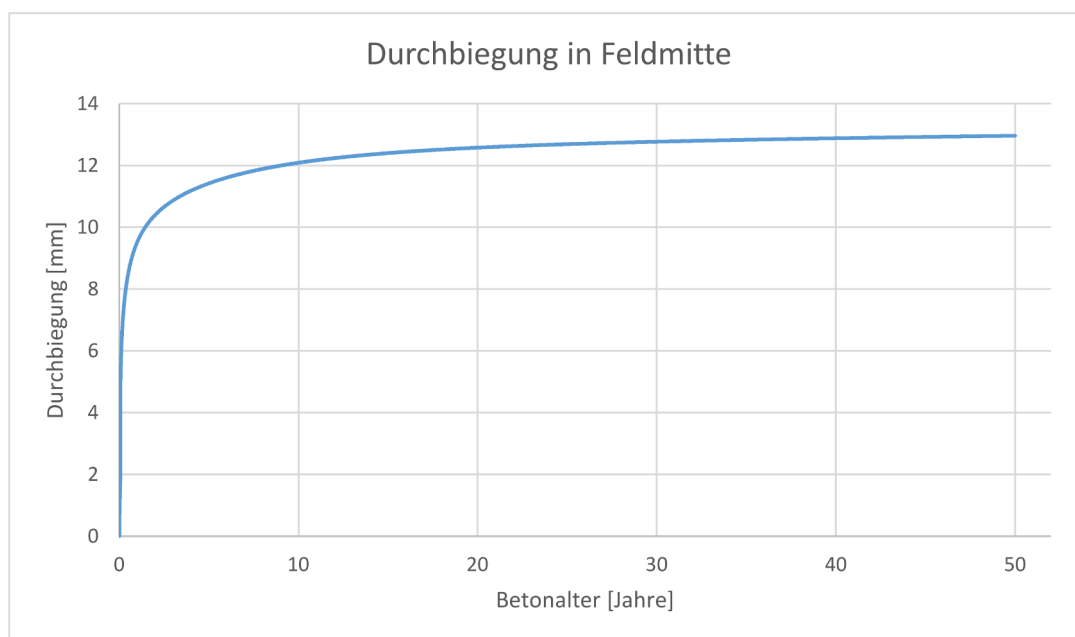
I _c =	2560	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	7870,3	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	480	cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	259	cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

s _f =	50	cm	(Abstand Kerne, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kerne pro Seite)
H=	11	cm	(Abstand Holz-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L=	4	m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	3,31	kN/m	(beinhaltet Eigengewicht + Gleichlast, welche die selbe Durchbiegung hervorruft wie die Einzellasten)
----------------------	------	------	---

Zwischenergebnisse Kriechen infolge Belastung: $\gamma_w = 1$ **Durchbiegungen zum Zeitpunkt $t = \infty$:** $w_{140d} = 8,10823 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = 140 \text{ d}$) $w_{\infty} = 12,9603 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt $t = \infty$)

t [d]	$\beta_s(t-t_s)$	$\epsilon_{cs}(t,t_s)$	$\Phi_f(t;t_0)$	$\Phi_w(t;t_0)$	$\beta_c(t-t_0)$	$\Phi_c(t;t_0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	$k_{f,eff}$	$(EI)_{abs}$	$(EA)^*$	$(EI)_{full}$	α	$w_{s=v,\epsilon}$ [mm]	v_c	a_c [cm]	a_w [cm]	$(E)_{ef}$ [kNm ²]	$w_{g=v,q}$ [mm]	w_{ges} [mm]
18242	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,72	125000,00	625,23	100765,58	1844,49	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,71	6,89	12,96
18243	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,72	125000,00	625,22	100765,26	1844,48	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,70	6,89	12,96
18244	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,72	125000,00	625,22	100764,95	1844,48	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,70	6,89	12,96
18245	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,72	125000,00	625,22	100764,63	1844,47	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,69	6,89	12,96
18246	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,71	125000,00	625,22	100764,32	1844,47	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,69	6,89	12,96
18247	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,71	125000,00	625,22	100764,00	1844,46	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,69	6,89	12,96
18248	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,71	125000,00	625,22	100763,69	1844,46	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,68	6,89	12,96
18249	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,71	125000,00	625,21	100763,37	1844,45	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,68	6,89	12,96
18250	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	514,71	125000,00	625,21	100763,05	1844,44	2,71	-6,07	0,50	4,34	6,66	1601,67	6,89	12,96

A.2 Holz-Beton-Stahl-Hybridverbund Langzeitträger nach Fragiacommo

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

			gelbe Zellen: Eingabefelder
Ac=	480 cm ²	(Beton-QS-Fläche)	blaue Zellen: von Stahl-Anpassung betroffene Felder
u=	136 cm	Trocknung ausgesetzter Umfang; laut 2007 Fragiacommo inkl Beton-Holz-Interface)	
ts=	1 d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)	
RH=	37 %	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)	
β _{sc} =	5	(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)	
f _{ck,cyl} =	48 N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)	

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,05882 cm
β _{sRH} =	0,94935
β _{RH} =	-1,47149
ε _{s(fcm)} =	0,00037
ε _{cs0} =	-0,00054

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	24 d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21	(nach Torratti 1992, bzw Fragiacommo 2007)
cw=	2,5	(nach Torratti 1992, bzw Fragiacommo 2007)
td=	29500 d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiacommo 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03	(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiacommo 2006)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052 cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiacommo 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,53817
β(fcm)=	2,41911
β(t ₀)=	0,50297
β _H =	355,882 <1500
Φ ₀ =	3,08832

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500 kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	1022727 kN/m	(Verschiebungsmodul der Verbindung Beton-Stahl)

QS-Eigenschaften:

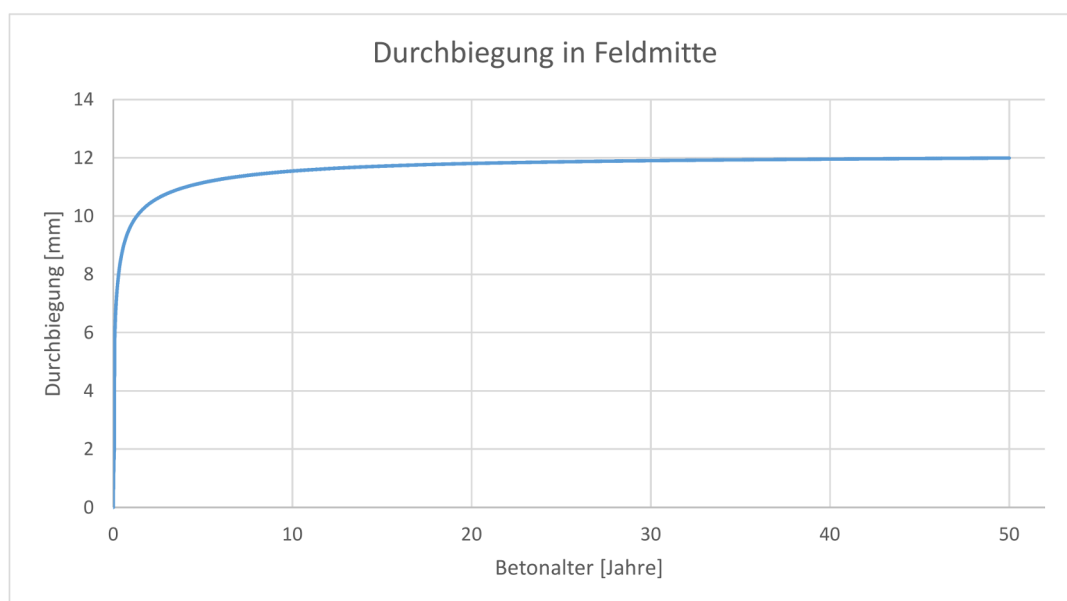
I _c =	2560 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	8067,52 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS + Stahlprofil)
A _c =	480 cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	268,48 cm ²	(Fläche Holz-QS + Stahlprofil)

Geometrieigenschaften:

sf=	50 cm	(Abstand Kerfen, laut Fragiacommo 2007 Abstand äußerer Kerfen pro Seite)
H=	11 cm	(Abstand Holz-Stahl-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie, falls nötig Lage neu ermitteln)
L=	4 m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	5,651 kN/m	(beinhaltet Eigengewicht + Gleichlast, welche die selbe Durchbiegung hervorruft wie die Einzellasten)
----------------------	------------	---

Zwischenergebnisse Kriechen infolge Belastung: $\gamma_w = 1$ **Durchbiegungen zum Zeitpunkt t=unendlich:** $w_{140d} = 8,62698 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt t=140 d) $w_{\infty} = 11,9917 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt t=unendlich)**Stahlprofil und Verbindung Beton-Stahl:** $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$ (E-Modul Stahl) $A_s = 9,48 \text{ cm}^2$ (Fläche Stahlprofil) $I_s = 197,22 \text{ cm}^4$ (Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Stahlprofil) $k_s = 1022727 \text{ kN/m}$ (Verschiebungsmodul der Verbindung Beton-Stahl)

t [d]	$\beta_s(t;ts)$	$\varepsilon_{cs}(t;ts)$	$\Phi_f(t;t0)$	$\Phi_w(t;t0)$	$\Phi_c(t;t0)$	$\Phi_{c(t;t0)}$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	E_{whs}	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	(E) _{abs}	(E) _{full}	α	$w_{s=v,\varepsilon} v_c$	a_c [cm]	a_w [cm]	(E)ef [kNm ²]	$w_{g=v,q}$	w_{ges} [mm]	
18245	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,05	3223,11	54670,93	568181,67	1218,92	184115,05	3446,71	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,29	5,81	11,99
18246	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,05	3223,12	54671,15	568181,67	1218,92	184114,86	3446,71	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,29	5,81	11,99
18247	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,05	3223,12	54671,37	568181,67	1218,92	184114,67	3446,71	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,29	5,81	11,99
18248	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,04	3223,13	54671,59	568181,67	1218,92	184114,49	3446,70	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,28	5,81	11,99
18249	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,04	3223,14	54671,81	568181,67	1218,92	184114,30	3446,70	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,28	5,81	11,99
18250	1,00	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	3,07	859,86	1238,04	3223,15	54672,04	568181,67	1218,91	184114,12	3446,69	-6,19	0,82	5,46	5,54	3244,27	5,81	11,99

A.3 Originalträger nach Fragiaco für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

Ac=	960 cm ²	(Beton-QS-Fläche)	gelbe Zellen sind Eingabefelder
u=	256 cm	Trocknung ausgesetzter Umfang; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)	blaue Zellen: von Stahl-Anpassung betroffen
ts=	1 d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)	
RH=	37 %	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)	
β _{sc} =	5	(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)	
f _{ck,cyl} =	48 N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)	

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,5 cm
β _{sRH} =	0,94935
β _{RH} =	-1,47149
ε _{s(fcm)} =	0,00037
ε _{cs0} =	-0,00054

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	28 d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500 d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03	(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052 cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,5074
β(fcm)=	2,41911
β(t ₀)=	0,48845
β _H =	362,5 <1500
Φ ₀ =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500 kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	1022727 kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

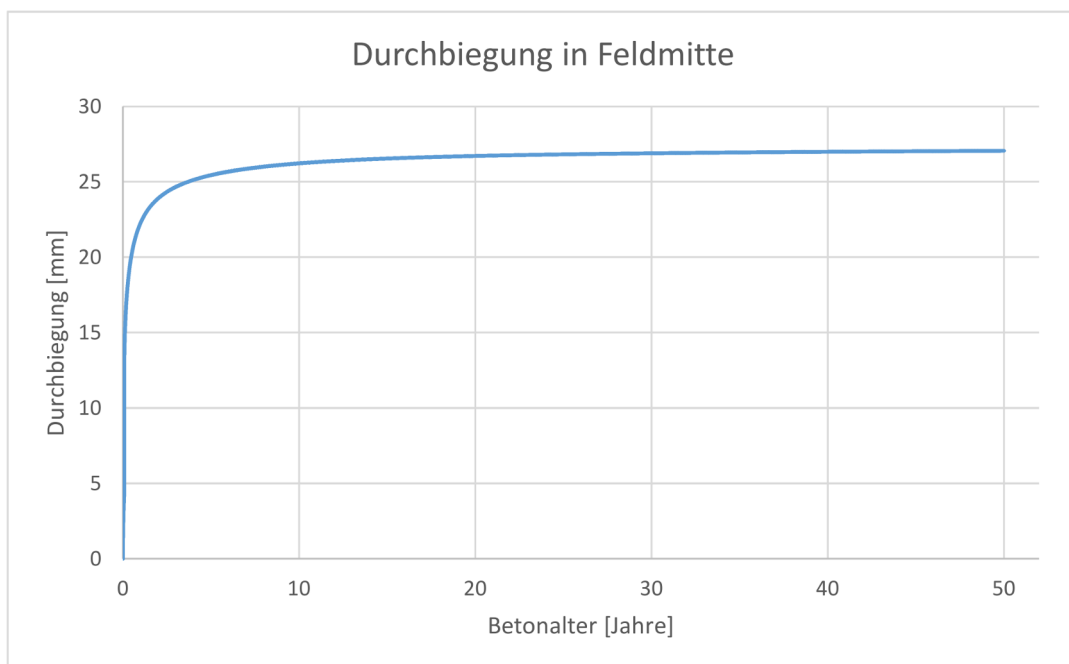
I _c =	5120 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	16139 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	960 cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	482,21 cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

sf=	50 cm	(Abstand Kerne, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kerne pro Seite)
H=	14 cm	(Abstand Holz-Stahl-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie, falls nötig neu ermitteln)
L=	6 m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	6,43 kN/m	(beinhaltet Eigengewicht + Gleichlast, welche die selbe Durchbiegung hervorruft wie die Einzellasten)
----------------------	-----------	---

Zwischenergebnisse Kriechen infolge Belastung: $\gamma_w = 1$ **Durchbiegungen zum Zeitpunkt t=unendlich:** $w_{140d} = 19,3424 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt t=140 d) $w_{\infty} = 27,0565 \text{ mm}$ (Durchbiegung zum Zeitpunkt t=unendlich)**Stahl:** $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$ $A_s = 16,21 \text{ cm}^2$ $I_s = 426 \text{ cm}^4$ $k_s = 1022727 \text{ kN/m}$ 

t [d]	$\beta_s(t;ts)$	$\epsilon_{cs}(t;ts)$	$\Phi_f(t;t0)$	$\Phi_w(t;t0)$	$\beta_c(t;t0)$	$\Phi_c(t;t0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	E_{w+s}	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	$(EI)_{abs}$	$(EI)_{full}$	α	$w_{s=v,\epsilon}$ [V_c]	a_c	a_w	$(E)_{ef}$ [kNm ²]	$w_{B=v,q}$ [w_ges [mm]		
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,52	54670,04	568181,67	2039,71	304401,37	8005,97	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	14,28	27,06
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,26	568181,67	2039,70	304401,12	8005,97	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	14,28	27,06
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,48	568181,67	2039,70	304400,87	8005,96	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,78	14,28	27,06
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,54	54670,70	568181,67	2039,70	304400,62	8005,95	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	14,28	27,06
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,55	54670,93	568181,67	2039,70	304400,37	8005,95	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	14,28	27,06
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,56	54671,15	568181,67	2039,70	304400,12	8005,94	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,76	14,28	27,06

A.4 Variantenstudie am Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Last

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

gelbe Zellen sind Eingabefelder

Ac=	960	cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u=	256	cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
ts=	1	d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH=	37	%	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
β _{sc} =	5		(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)
f _{ck,cyl} =	48	N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,5	cm
β _{sRH} =	0,94935	
β _{RH} =	-1,47149	
ε _{s(fcm)} =	0,00037	
ε _{cs0} =	-0,00054	

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	28	d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500	d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03		(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052	cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,5074
β(fcm)=	2,41911
β(t ₀)=	0,48845
β _H =	362,5 <1500
Φ ₀ =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500	kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	225000	kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

I _c =	5120	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	15713	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	960	cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	466	cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

s _f =	50	cm	(Abstand Kernen, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kernen pro Seite)
H=	14	cm	(Abstand Holz-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L=	6	m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	7	kN/m
----------------------	---	------

t [d]	$\beta_s(t-ts)$	$\epsilon_{cs}(t,ts)$	$\Phi_f(t,t0)$	$\Phi_w(t,t0)$	$\beta_c(t-t0)$	$\Phi_c(t,t0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	$k_{f,eff}$	(EI) _{abs}	(EA)*	(EI) _{full}	α	$w_{s=v,\epsilon}$	v_c	a_c	a_w	(EI) _{ef} [kNm ²]	$w_{g=v,q}$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1263,00	187151,23	4931,16	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,52	27,43	39,83
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187150,62	4931,14	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,51	27,43	39,83
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187150,02	4931,13	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,50	27,43	39,83
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187149,42	4931,11	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,49	27,43	39,83
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,98	187148,82	4931,10	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,48	27,43	39,83
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,71	125000,00	1262,98	187148,21	4931,08	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,47	27,43	39,83

Eingangsparameter Schwinden, Model Code:

A_c =	960	cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u =	256	cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
t_s =	1	d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH =	37	%	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
β_{sc} =	5		(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)
$f_{ck,cyl}$ =	48	N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

gelbe Zellen sind Eingabefelder

blaue Felder: von Stahl-Anpassung betroffen

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h =	7,5	cm
β_{sRH} =	0,94935	
β_{RH} =	-1,47149	
$\epsilon_s(f_{cm})$ =	0,00037	
ϵ_{cs0} =	-0,00054	

Parameter für Kriechfaktoren:

t_0 =	28	d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m =	0,21		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
c_w =	2,5		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
t_d =	29500	d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
$\Delta u_{\text{jährlich}}$ =	0,03		(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E_w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
$J_{w,\infty}$ =	0,00052	cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ_{RH} =	2,5074
$\beta(f_{cm})$ =	2,41911
$\beta(t_0)$ =	0,48845
β_H =	362,5 <1500
Φ_0 =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E_c =	3500	kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E_w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k_f =	1022727	kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerbe)

QS-Eigenschaften:

I_c =	5120	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I_w =	16139	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A_c =	960	cm ²	(Fläche Beton-QS)
A_w =	482,21	cm ²	(Fläche Holz-QS)

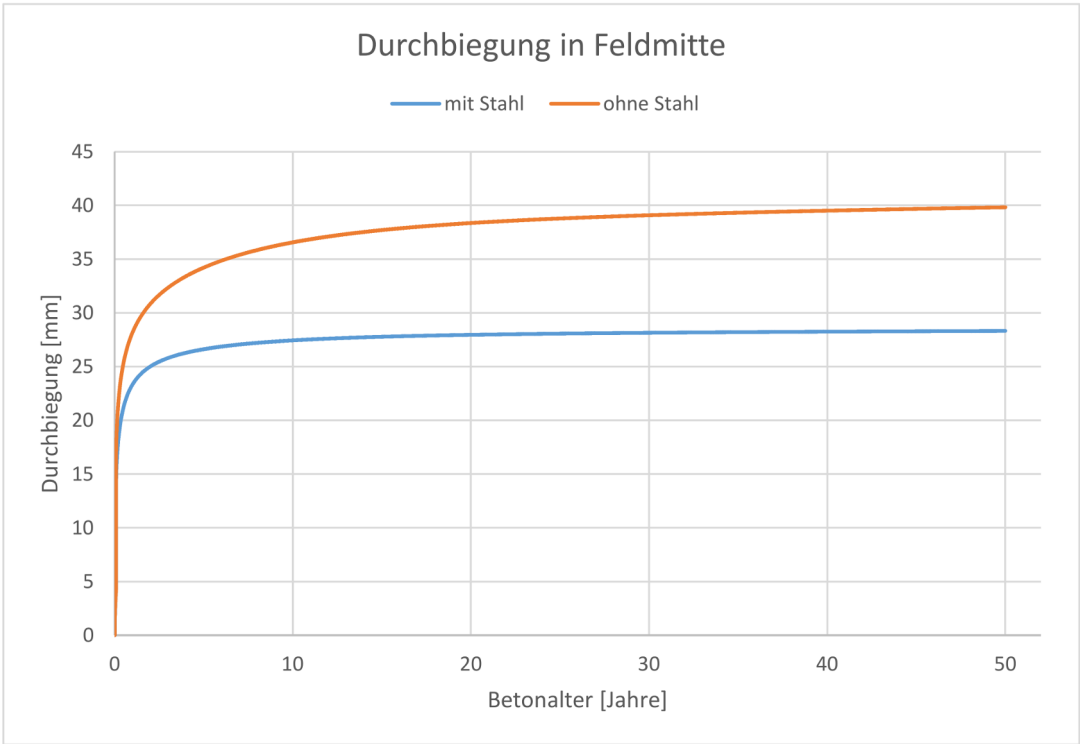
Geometrieigenschaften:

s_f =	50	cm	(Abstand Kernen, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kernen pro Seite)
H =	14	cm	(Abstand Holz-Stahl-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L =	6	m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

$g_{k,ges}$ =	7	kN/m
---------------	---	------

t [d]	$\beta_s(t;ts)$	$\epsilon_{cs}(t;ts)$	$\phi_f(t;t0)$	$\phi_w(t;t0)$	$\beta_c(t;t0)$	$\phi_c(t;t0)$	$E_{c,eff}$	E_w,eff	$E_{w,rs}$	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	(E)_abs	(EA)*	(E)_full	α	$w_{s=v_e}$	v_c	a_c	a_w	[E]ef [kNm ²]	$w_{g=v,q}$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,52	54670,04	568181,67	2039,71	304401,37	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,26	568181,67	2039,70	304401,12	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,48	568181,67	2039,70	304400,87	8005,96	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,78	15,55	28,32
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,54	54670,70	568181,67	2039,70	304400,62	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,55	54670,93	568181,67	2039,70	304400,37	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,56	54671,15	568181,67	2039,70	304400,12	8005,94	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,76	15,55	28,32



A.5 Variantenstudie am Originalträger mit und ohne Stahl bei gleicher Anfangsdurchbiegung

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

gelbe Zellen sind Eingabefelder

Ac=	960 cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u=	256 cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
ts=	1 d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH=	37 %	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
β _{sc} =	5	(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)
f _{ck,cyl} =	48 N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,5 cm
β _{sRH} =	0,94935
β _{RH} =	-1,47149
ε _{s(fcm)} =	0,00037
ε _{cs0} =	-0,00054

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	28 d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500 d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03	(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052 cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,5074
β(f _{cm})=	2,41911
β(t ₀)=	0,48845
β _H =	362,5 <1500
Φ ₀ =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500 kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	225000 kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

I _c =	5120 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	15713 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	960 cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	466 cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

sf=	50 cm	(Abstand Kernen, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kernen pro Seite)
H=	14 cm	(Abstand Holz-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L=	6 m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	5,66 kN/m
----------------------	-----------

t [d]	$\beta_s(t-t_s)$	$\epsilon_{cs}(t,t_s)$	$\Phi_f(t,t_0)$	$\Phi_w(t,t_0)$	$\beta_c(t-t_0)$	$\Phi_c(t,t_0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	$k_{f,eff}$	(EI) _{abs}	(EA)*	(EI) _{full}	α	$w_{s=v,\epsilon}$	v_c	a_c	a_w	(E)ef [kNm ²]	$w_{g=v,q}$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1263,00	187151,23	4931,16	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,52	22,18	34,58
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187150,62	4931,14	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,51	22,18	34,58
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187150,02	4931,13	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,50	22,18	34,58
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,99	187149,42	4931,11	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,49	22,18	34,58
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,72	125000,00	1262,98	187148,82	4931,10	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,48	22,18	34,58
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	514,71	125000,00	1262,98	187148,21	4931,08	2,28	-12,40	0,52	4,94	9,06	4306,47	22,18	34,58

Eingangsparameter Schwinden, Model Code:

Ac=	960	cm ²	(Beton-QS-Fläche)	gelbe Zellen sind Eingabefelder
u=	256	cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)	blaue Felder: von Stahl-Anpassung betroffen
ts=	1	d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)	
RH=	37	%	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)	
β _{sc} =	5		(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)	
f _{ck,cyl} =	48	N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)	

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h=	7,5	cm
β _{sRH} =	0,94935	
β _{RH} =	-1,47149	
ε _{s(fcm)} =	0,00037	
ε _{cs0} =	-0,00054	

Parameter für Kriechfaktoren:

t ₀ =	28	d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5		(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500	d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu _{jährlich} =	0,03		(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052	cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ _{RH} =	2,5074
β(fcm)=	2,41911
β(t ₀)=	0,48845
β _H =	362,5 <1500
Φ ₀ =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500	kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340	kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
kf=	1022727	kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

I _c =	5120	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	16139	cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	960	cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	482,21	cm ²	(Fläche Holz-QS)

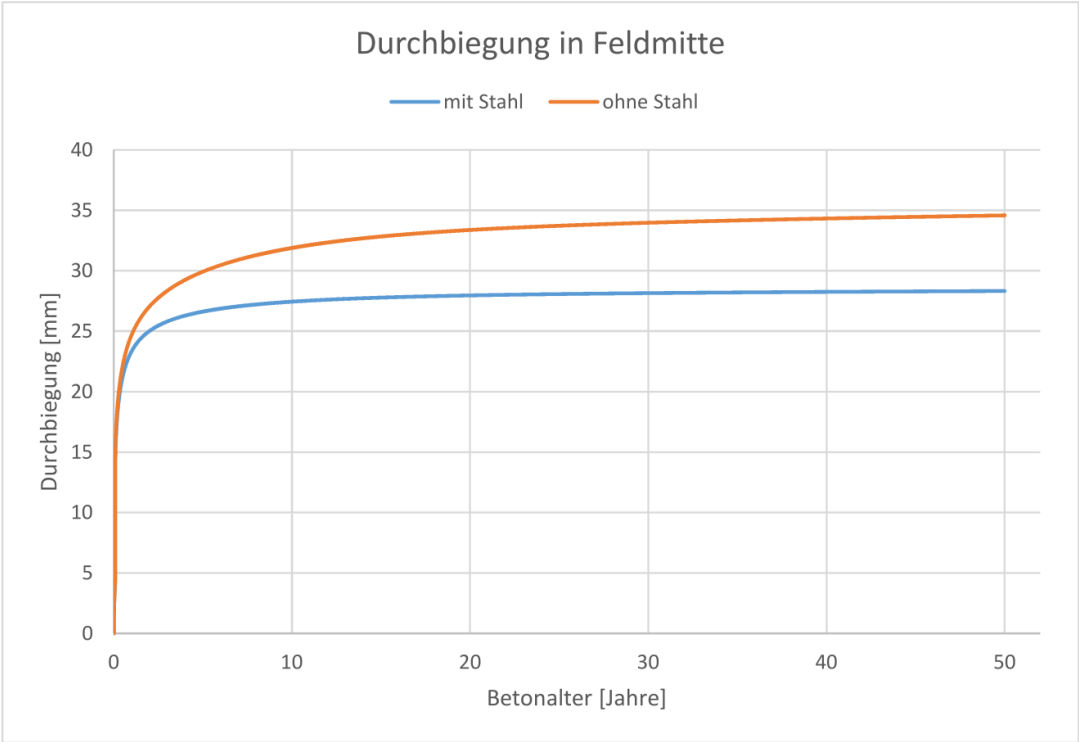
Geometrieigenschaften:

sf=	50	cm	(Abstand Kerne, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kerne pro Seite)
H=	14	cm	(Abstand Holz-Stahl-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L=	6	m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

g _{k,ges} =	7	kN/m
----------------------	---	------

t [d]	$\beta_s(t-t_s)$	$\epsilon_{cs}(t,t_s)$	$\Phi_f(t;t_0)$	$\Phi_w(t;t_0)$	$\beta_c(t-t_0)$	$\Phi_c(t;t_0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	E_{w+s}	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	$(EI)_{abs}$	$(EA)^*$	$(EI)_{full}$	α	$w_s=v_\epsilon$	v_c	a_c	a_w	$(E)_{ef}$ [kNm ²]	$w_{E=v_q}$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,52	54670,04	568181,67	2039,71	304401,37	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,26	568181,67	2039,70	304401,12	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,48	568181,67	2039,70	304400,87	8005,96	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,78	15,55	28,32
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,54	54670,70	568181,67	2039,70	304400,62	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,55	54670,93	568181,67	2039,70	304400,37	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,56	54671,15	568181,67	2039,70	304400,12	8005,94	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,76	15,55	28,32



A.6 Variantenstudie am Originalträger mit und ohne schwindarmen Beton

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

A_c =	960 cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u =	256 cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
t_s =	1 d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH =	37 %	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
β_{sc} =	5	(=5 für Zementarten N & R, =4 für Zementart SL, =5 für Zementart RS)
$f_{ck,cyl}$ =	48 N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

gelbe Zellen sind Eingabefelder

blaue Zellen von Stahl-Anpassung betroffen

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h =	7,5 cm
β_{sRH} =	0,94935
β_{RH} =	-1,4715
$\epsilon_s(f_{cm})$ =	0,00037
ϵ_{cs0} =	-0,0005

Parameter für Kriechfaktoren:

t_0 =	28 d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m =	0,21	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw =	2,5	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td =	29500 d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
$\Delta u_{\text{jährlich}}$ =	0,03	(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
E_w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
$J_{w,\infty}$ =	0,00052 cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ_{RH} =	2,5074
$\beta(f_{cm})$ =	2,41911
$\beta(t_0)$ =	0,48845
β_H =	362,5 <1500
Φ_0 =	2,96278

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E_c =	3500 kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E_w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k_f =	1022727 kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

I_c =	5120 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I_w =	16139 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A_c =	960 cm ²	(Fläche Beton-QS)
A_w =	482,21 cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

sf =	50 cm	(Abstand Kernen, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kernen pro Seite)
H =	14 cm	(Abstand Holz-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L =	6 m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:

$g_{k,ges}$ =	7 kN/m
---------------	--------

t [d]	$\beta_s(t-ts)$	$\epsilon_{cs}(t-ts)$	$\Phi_f(t;t_0)$	$\Phi_w(t;t_0)$	$\beta_c(t-t_0)$	$\Phi_{-c}(t;t_0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	E_{w+s}	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	$(EI)_{abs}$	$(EA)^*$	$(EI)_{full}$	α	$w_{s=v,E}$	v_c	a_c	a_w	$(EI)_{ef}$	$w_{E=v,q}$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,52	54670,04	568181,67	2039,71	304401,37	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18246	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,26	568181,67	2039,70	304401,12	8005,97	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	28,32
18247	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,48	568181,67	2039,70	304400,87	8005,96	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,78	15,55	28,32
18248	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,54	54670,70	568181,67	2039,70	304400,62	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18249	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,55	54670,93	568181,67	2039,70	304400,37	8005,95	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	28,32
18250	0,99	-5,42E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,56	54671,15	568181,67	2039,70	304400,12	8005,94	3,83	-12,78	0,83	5,62	8,38	7597,76	15,55	28,32

Eingangsparameter Schwinden nach Model Code:

Ac=	960 cm ²	(Beton-QS-Fläche)
u=	256 cm	(Umfang, der Trocknung ausgesetzt ist; laut 2007 Fragiaco inkl Beton-Holz-Interface)
ts=	1 d	(Alter des Betons bei Schwindbeginn)
RH=	37 %	(Relative Luftfeuchtigkeit in Prozent)
fck,cyl=	48 N/mm ²	(Betondruckfestigkeit Zylindrischer Körper zum Alter 28 Tagen +8MPa)

gelbe Zellen sind Eingabefelder

blaue zellen von Stahl-Anpassung betroffen

Zwischenergebnisse Schwinden nach Model Code:

h= 7,5 cm

 ϵ_{cs0} = -0,00025**Parameter für Kriechfaktoren:**

t0=	28 d	(Betonalter bei Belastungsbeginn)
m=	0,21	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
cw=	2,5	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
td=	29500 d	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)
Δu jährlich=	0,03	(jährliche Schwankung der Holzfeuchte, siehe Fragiaco 2006)
Ew=	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
J _{w,∞} =	0,00052239 cm ² /kN	(nach Torratti 1992, bzw Fragiaco 2007)

Zwischenergebnisse Berechnung Kriechfaktor Beton nach Model Code:

Φ_{RH} =	2,50740157
$\beta(f_{cm})$ =	2,41910796
$\beta(t_0)$ =	0,48844955
β_H =	362,500051 <1500
Φ_0 =	2,96277625

E-Moduln und Verschiebungsmodul:

E _c =	3500 kN/cm ²	(E-Modul Beton)
E _w =	1340 kN/cm ²	(E-Modul Holzwerkstoff)
k _f =	1022727 kN/m	(Verschiebungsmodul pro Verbindungsmittel bzw Kerne)

QS-Eigenschaften:

I _c =	5120 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Beton-QS)
I _w =	16139 cm ⁴	(Flächenträgheitsmoment 2. Grades, Holz-QS)
A _c =	960 cm ²	(Fläche Beton-QS)
A _w =	482,21 cm ²	(Fläche Holz-QS)

Geometrieigenschaften:

sf=	50 cm	(Abstand Kerne, laut Fragiaco 2007 Abstand äußerer Kerne pro Seite)
H=	14 cm	(Abstand Holz-Schwerlinie zu Beton-Schwerlinie)
L=	6 m	(Spannweite des Einfeldträgers)

Lasten:g_{k,ges}= 7 kN/m

t [d]	$\beta_s(t-t_s)$	$\epsilon_{cs}(t,t_s)$	$\Phi_f(t;t_0)$	$\Phi_w(t;t_0)$	$\beta_c(t;t_0)$	$\Phi_c(t;t_0)$	$E_{c,eff}$	$E_{w,eff}$	E_{whs}	$E_s(t)$	$k_{f,eff}$	(E)_abs	(EA)*	(E)_full	α	w_s-v_E	v_c	a_c	a_w	(E)lef	$w_g=v_q$	w_{ges} [mm]
18245	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,52	54670,04	568181,67	2039,71	304401,37	8005,97	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	21,41
18246	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,26	568181,67	2039,70	304401,12	8005,97	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,79	15,55	21,41
18247	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,53	54670,48	568181,67	2039,70	304400,87	8005,96	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,78	15,55	21,41
18248	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,54	54670,70	568181,67	2039,70	304400,62	8005,95	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	21,41
18249	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,55	54670,93	568181,67	2039,70	304400,37	8005,95	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,77	15,55	21,41
18250	0,99	-2,49E-04	0,80	1,60	0,99	2,95	887,13	982,40	2557,56	54671,15	568181,67	2039,70	304400,12	8005,94	3,83	-5,87	0,83	5,62	8,38	7597,76	15,55	21,41

