

Diploma Thesis

Development of material efficient timber-concrete composite continuous floors: investigation on long-term bearing behavior

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

DIPLOMARBEIT

Entwicklung von materialeffizienten Durchlaufdecken in Holzleichtbeton-Verbundbauweise: Untersuchung des Langzeitverhaltens

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

von

Paweł Górski, inż.

Matr.Nr.: 01329171

unter der Anleitung von

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

Univ. Ass. Dipl.-Ing. **Christoph Radlherr**

Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/259, A-1040 Wien

Wien, im November 2018

Inhaltverzeichnis:

1. Einführung.....	8
2. Forschungsstand	9
3. Durchlaufsysteme im Bauwesen.....	10
3.1. Durchlaufsysteme im Holzbau.....	10
3.1.1. Tramdecken.....	10
3.1.2. Brettsperrhoth 10	10
3.1.3. System Londek	10
3.2. Durchlaufsysteme im Betonbau	11
3.2.1. Spannbeton-Hohldielen	11
3.2.2. Elementdecke.....	12
3.3. Durchlaufsysteme im Verbundbau.....	13
3.3.1. Stahl-Beton-Verbundsystem	13
3.3.2. Holz-Beton-Verbunddecke (HBV).....	15
3.3.3. CLC Multifunktionsdecke	17
4. Holzleichtbeton-Verbund.....	18
4.1. System	18
4.2. Verbindungsmittel	19
4.2.1. Schrauben.....	20
4.2.2. Klebverbindung.....	21
5. Berechnungsverfahren.....	22
5.1. Verbundtheorie	22
5.2. γ -Verfahren.....	24
5.3. Schubanalogieverfahren.....	27
5.4. Finite Elemente Methoden.....	32
5.4.1. Grundprinzip.....	32
5.4.2. Vorgehensweise bei der Anwendung von FEM	32
5.4.3. Klassifizierung Finiter Elemente	33
6. Langzeitverhalten.....	34
6.1. Zeitabhängiges Verhalten von Baustoffen	34
6.2. Zeitabhängiges Verhalten des Verbundes.....	36

6.3.	Langzeitverhalten nach Norm	38
7.	Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren	40
7.1.	Aufbau und Materialspezifikation	41
7.1.1.	Ermittlung der Steifigkeit des Verbundes	42
7.1.2.	Steifigkeit in dem Bereich 1 – im Feld	43
7.1.3.	Steifigkeit in dem Bereich 2 - in dem Stützbereich	44
7.1.4.	Ermittlung der Durchbiegung und der Schnittkräfte	45
8.	Anwendung der FEM auf die Durchlaufdecke in Holzleichtbeton-Verbundbauweise	48
8.1.	Ergebnisse der Berechnung	50
8.2.	Gegenüberstellung der Ergebnisse	53
8.3.	Modellierung der Decke mit der Kleberschicht	53
8.4.	Diskussion der Ergebnisse	55
9.	Ergebnisse des Biegeversuchs	57
9.1.	Statisches System – Durchlaufträger und Kragträger	57
9.2.	Versuchsanordnung	58
9.2.1.	Aufbau des Verbundes	60
9.2.2.	Anordnung von den Messpunkten	61
9.3.	Belastungsstufen	62
9.4.	Ergebnisse	63
10.	Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation 66	
10.1.	Modellierung des Kragträgers	66
10.2.	Auswertung der Ergebnisse der Laborversuche	71
10.3.	Ergebnisse der FEM Simulation	73
10.4.	Gegenüberstellung der Ergebnisse	75
10.5.	Diskussion der Ergebnisse	76
11.	Parameterstudie	78
11.1.	Standardsystem	78
11.2.	Ergebnisse zum Zeitpunkt $t=0$	82
11.3.	Schwinden im Beton	87
11.4.	Kriechverhalten des Verbundes unter Berücksichtigung von Schwinden	93
11.5.	Optimierung der Spannung in der Holzschicht	100

11.6.	Optimierung des Verbundes	103
11.6.1.	Anzahl der Schrauben	103
11.6.2.	Betonqualität	108
11.6.3.	Optimierung der Qualität vom Holzleichtbeton	112
12.	Zusammenfassung und Ausblick	115
	Literaturverzeichnis	118
	Abbildungsverzeichnis	120
	Tabellenverzeichnis	124

Kurzfassung

Ziel dieser Diplomarbeit ist die Weiterentwicklung von Decken in Holzleichtbeton-Verbundbauweise. Die Decke besteht aus drei Elementen: Holz, Holzleichtbeton und Beton. Dieser Aufbau wurde bereits im Rahmen der Forschungstätigkeit der Abteilung Tragwerkplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien untersucht, jedoch bis jetzt nur als Einfeldsystem. Die Ausarbeitung soll die Frage beantworten, ob dieses Verbundsystem auf statisch unbestimmte Systeme erweitert werden kann. Dabei soll insbesondere der Einfluss von Schwinden und Kriechen untersucht werden.

Erstes Ziel dieser Ausarbeitung war die Betrachtung gängiger Durchlaufsysteme in der Holz-, Beton- sowie Holz-Beton-Verbundbauweise. Auf Basis dieser Informationen wurde eine Decke in der Holzleichtbeton-Verbundbauweise entwickelt.

Die Untersuchung des Deckensystems erfolgte durch ein Berechnungsmodell, welches im Zuge dieser Arbeit erstellt wurde. Das Berechnungsmodell basiert über weite Strecken auf der Finiten-Elementen-Methode. Die Ergebnisse des Berechnungsmodells wurden anschließend mit bekannten Berechnungsverfahren und experimentellen Versuchen verglichen.

Die Berechnung zeigte, dass bei Durchlaufsystem erwartungsgemäß nicht die Durchbiegung im Feld unter der Gebrauchslast maßgebend ist, sondern die Normalspannung in der Holzschicht über dem Mittelaufleger unter der Bemessungslast. Weiters kann gesagt werden, dass das Schwinden die Ergebnisse stärker als vermutet beeinflusst.

Das letzte Ziel dieser Ausarbeitung war die Herleitung jener Parameter, die den größten Einfluss auf die Tragsicherheit und das Gebrauchsverhalten des betrachteten Deckensystems aufzeigen. Es wurde das Kurz- und Langzeitverhalten von verschiedenen Deckenaufbauten bei gleichem statischen System untersucht. Dabei wurden die Beton- und Holzleichtbetonfestigkeit, sowie die Anzahl der Verbindungsmittel variiert. Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass die Festigkeit des Betons kaum einen Einfluss auf das Verhalten des Verbundes aufweist. Die Anzahl der Schrauben spielt hier auch eine untergeordnete Rolle. Erst nach Verzicht auf stiftförmige Schubverbindungsmittel werden die Ergebnisse maßgebend beeinflusst.

Abstract

The main focus of this Diploma Thesis is the further examination of slabs in timber-concrete composite light construction. Such slabs consist of three elements: timber, timber-concrete, and concrete. This slab type has already been investigated in the scope of a research project conducted by the Department of Structural Design and Timber Engineering of the TU Wien (Vienna University of Technology), but the results were limited to the case of single-span systems. This thesis assesses the usefulness of this slab type in case of statically indeterminate systems. The investigation also includes the short-term and long-term behavior of the structure by considering the aspects of creep and shrinkage.

The first objective of the paper is the research of the most popular timber, concrete, and composite continuous floor systems. Basing on the obtained information, a continuous timber-concrete composite slab is developed.

In the further part of the document, one can find a self-developed calculation approach for continuous floors. This calculation approach is based on the finite element method. The results are subsequently compared with typical methods and empirical results.

The calculation shows that in the case of continuous girders, the most critical case is not the deflection in the beam span in the ULS, but the normal stress in the timber layer over the middle support in the SLS. It can also be said that shrinkage has a significant influence on the results.

In the last part of the thesis, the most important parameters influencing ULS and SLS are derived. The short-term and long-term behavior of various slab structures (in the same statical system) were analyzed and compared. The evaluated parameters include the strength of concrete and timber-concrete, as well as the number of connectors. The results show that the strength of concrete has a very low impact on the response of the composite structure. The number of connectors is also not a crucial parameter. Only removing all shear-carrying bolts leads to a significant change in results.

Danksagung

Hiermit möchte ich mich ganz herzlich bei meinem Betreuer Assoc.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Alireza Fadai bedanken, der mich bei der Erstellung meiner Diplomarbeit unterstützt hat. Weiters möchte ich meinem zweiten Betreuer Dipl.-Ing. Christoph Radlherr meinen großen Dank aussprechen.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern Bernadeta Górski und Zbigniew Górski, die mich tatkräftig bei der Erstellung der Arbeit motiviert haben. Ohne eure Unterstützung wäre dieses Studium nie möglich gewesen.

Abschließend möchte ich mich auch bei meinen Schwestern Natalia und Monika sowie alle meinen Freunden bedanken, die mir jederzeit geholfen haben.

1. Einführung

Einleitung

Diese Arbeit stellt einen Beitrag zur Forschungstätigkeit der Abteilung Tragwerkplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien für das von dem Wissenschaftsfond (FWF) [16] geförderten Forschungsprojekt WooCon „Wood-based concrete: building construction with composite elements of wood-concrete compound and timber“ dar.

Ziel und Vorgehensweise

Erstes Ziel der vorliegenden Diplomarbeit besteht in der Auseinandersetzung mit den Materialien Holz, Holzleichtbeton, Beton sowie den stiftförmigen und flächenhaften Verbindungsmitteln. Es werden derzeit häufig genützte Durchlaufsysteme in Holz-, Beton- und Holz-Beton-Verbundbauweise sowie die Berechnungsverfahren für die Verbundquerschnitten recherchiert.

Die Forschung beinhaltet die Weiterentwicklung eines Sandwichaufbaus aus Brettsperrholz, Holzleichtbeton und Beton bei der Wirkung von negativen Biegemomenten. Dafür soll eine Berechnungsmethode mit Finiten Elementen entwickelt werden. Die Ergebnisse des Berechnungsmodells wurden anschließend mit bekannten Berechnungsverfahren und experimentellen Versuchen verglichen.

Hauptfokus dieser Arbeit ist die Ermittlung von Einflussgrößen auf die Durchlaufdecken sowie die Parameter, die in der Zukunft günstige und sichere Berechnung von Durchlaufsystemen aus Holzleichtbeton-Verbund ermöglichen.

2. Forschungsstand

Die vorliegende Ausarbeitung schließt an die Diplomarbeiten von Hofer [6], Köpl [7] und Werner [8] an.

Alle drei Arbeiten beschäftigen sich mit der Thematik des Holzleichtbeton-Verbundsystems. Hofer [6] beschäftigte sich mit der experimentellen Untersuchung der Decken. Er führte sowohl Großbauteilversuche mit einer Länge von 7,4 m als auch kleine Schubversuche durch. Seine Arbeit beinhaltet ebenfalls eine Auseinandersetzung mit der Thematik stiftförmiger und flächenhafter Verbindungsmittel. Des Weiteren führte er eine Rückrechnung der Fugensteifigkeit c_F mit dem γ -Verfahren durch. Die von ihm untersuchten Systeme sind Einfeldträger.

Die Anwendbarkeit des Schubanalogie-Verfahrens und γ -Verfahrens für Holzleichtbeton-Verbund (HHV) wurde von Köpl [7] untersucht. Sie führte die Nachrechnung der von Hofer untersuchten Systeme mit Hilfe von Gamma- und dem Schubanalogieverfahren durch. Die Berechnung zeigte, dass das γ -Verfahren nicht weitabweichende Ergebnisse für HHV Einfeldsysteme liefert und dadurch als ein gutes Näherungsverfahren angewendet werden kann.

Werner [8] stellte fest, dass die Berechnung mit Hilfe des Schubanalogie-Verfahrens oder γ -Verfahrens für ausgewählte Verbundquerschnitte möglich ist. Da die Schubsteifigkeit des Systems ausschließlich bei einem Laborversuch ermittelt werden kann und für beide Berechnungsverfahren nötig ist, lassen sich nur die bekannten Aufbauten nachrechnen. Die Arbeit beinhaltet die Entwicklung des FEM-Verfahrens für Einfeldträger aus Holzleichtbeton-Verbund. Die Methode ermöglicht es beliebige Querschnitte ohne Kenntnis der Fugensteifigkeiten auszurechnen.

Parallel zur vorliegenden Ausarbeitung entstand die Arbeit von Chmelik [33]. Er beschäftigte sich ebenfalls mit einer möglichen theoretischen Beschreibung des HHV Systems vor allem mit dem FEM-Verfahren. Die Arbeit beinhaltet die Nachrechnung der Laborversuche - Kragträger und Rippendecken, die im Sommer 2017 geprüft wurden.

Im Vergleich zu den Berechnungsverfahren der vorliegenden Ausarbeitung, die auf FEM-Volumenelementen basieren, dienen als Grundlage der FEM bei Chmelik [33] Last-Verschiebungsdiagramme der Verbindungsmittel.

3. Durchlaufsysteme im Bauwesen

Ziel der Ausarbeitung ist die Entwicklung des Durchlaufsystems im Holzleichtbeton-Verbund. Dafür werden zunächst in dem Kapitel die heutzutage üblichen Ausführungssysteme im Holzbau, Betonbau und Holzbetonverbund präsentiert. Daraus werden die Konstruktionen aus Holzleichtbeton-Verbund für Mehrfeldträger entwickelt.

3.1. Durchlaufsysteme im Holzbau

3.1.1. Tramdecken

Die wirtschaftliche Länge der Tramdecke aus Vollholz ist begrenzt auf 4 m (laut Holzforschung Austria [21]). Deswegen ist es zwar möglich ein Durchlaufsystem aus Tramdecken einzusetzen, aber nicht wirtschaftlich.

Das Vollholz in der Decke kann mit Brettschichtholz oder Vollwandträgern ersetzt werden. Die Holzstücke werden mit Hilfe einer Keilzinkung verbunden. Im Vergleich zum Vollholz ist die Länge der Elemente viel größer und die Decke kann als Durchlaufsystem gespannt werden.

3.1.2. Brettsperrholz

Brettsperrholz ist aufgrund seines symmetrischen Aufbaus geeignet für die Übertragung von positiven sowie negativen Momenten. Deshalb wird das System nicht nur als Einfeldträger sondern auch als Durchlaufträger verwendet. Dabei vergrößert sich die wirtschaftliche Spannweite der Decke von 5 m auf 6 m (laut Holzforschung Austria [21]).

Brettsperrholzsysteme sind ebenfalls geeignet für die Lastabtragung bei der Auskragung oder der Punktstützung.

Die Länge des fertigen Elements beschränkt die Transportkapazität. Da es derzeit keine Verbindungssysteme gibt, die Durchlaufwirkung für zwei separate Elemente an der Baustelle vorherrufen können, muss das ganze Deckenelement in einem Stück hergestellt und transportiert werden. Die maximale Länge wird ebenfalls mit der Produktionskapazität beschränkt und beträgt in Abhängigkeit vom Hersteller 12 m bis 20 m.

3.1.3. System Londek

Das System ist eine Weiterentwicklung der historischen Dippelbaumdecken, das oft aus Fertigteilen geliefert wird. Nach Absprache mit der Firma Longin [23] wurden weitere Informationen über das System eingeholt.

Die maximale Länge des Systems beträgt 13 m. Aufgrund der Kosten, die schnell mit der Länge steigen, werden jedoch meistens die Durchlaufträger bis 10 m verwendet.



Abbildung 3-1: Londeksystem [23]

Dank des niedrigen Eigengewichts weist die Decke eine kleine Höhe bei großer Spannweite auf. Bei der Konstruktionshöhe der Decke von 18 cm kann üblicherweise die Spannweite von 6 m überdeckt werden.

Die Hauptkonstruktion besteht meistens aus Nadelholz wie Fichte oder Kiefer, während die Verbindungselemente aus Buchenholz sind.

3.2. Durchlaufsysteme im Betonbau

Stahlbetonkonstruktionen werden oft als Fertigteile hergestellt. Allerdings werden die Durchlaufdecken öfter vor Ort betoniert als im Werk gefertigt.

Durchlaufsysteme und Einfeldsysteme die bautechnisch negative Momente übertragen können, werden hier präsentiert.

3.2.1. Spannbeton-Hohldielen

Dieses Deckensystem stellt ein weitgespanntes Deckentragwerk mit geringer Bauhöhe und minimalem Baustoffverbrauch dar. Die Decke benötigt keine Schalung und kann schnell montiert werden. Die maximale Spannweite erreicht bis zu 22 m [lt. 35]. Durch die Vorspannung des Betons erhält man ein Deckenelement, das frei von Rissen ist. Solche Decken weisen auch kleine Durchbiegungen im Vergleich zu nicht vorgespannten Systemen auf.

Es werden meistens bis zu 70 m lange Elemente auf einmal im Spannbettverfahren hergestellt. Nach der Erhärtung des Betons werden die Hohldielen auf die gewünschte Länge zugeschnitten.



Abbildung 3-2: Hohldielenelement - Oberndorfer [24]

Die Hohldielen werden oft im Hochbau verwendet. Das statische System ist allerdings fast immer ein Einfeldträger und die Ausführung mit Auskragung oder als Durchlaufträger zählt zu den Sonderfällen (lt. Kolbitsch [31]).

3.2.2. Elementdecke

Diese Decke wird oft auch Halbfertigteildecke genannt. Das System stellt einen Kompromiss zwischen Fertigteil- und Ortbetondecken dar. Die 6 – 8 cm dicke Betonplatte mit Gitterträger und unterer Bewehrung wird im Werk hergestellt. Vor Ort wird das System um die obere Bewehrung und Ortbeton ergänzt. Die Verbindung zwischen den Betonelementen erfolgt durch die Gitterträger.

Die einzelnen Fertigteile werden als Einfeld ausgeführt und auf die Baustelle transportiert. Die Durchlaufwirkung zwischen den Feldern wird mit Hilfe von Stoßbewehrung und Ortbeton erreicht.

Die Decke sammelt die Vorteile der Ortbeton- und Fertigteildecke. Im Gegensatz zu Hohldielen ermöglicht das System uneingeschränkte Konstruktionsfreiheit. Im Vergleich zur monolithischen Bauweisen ist keine Schalung notwendig.

Durch die vor Ort betonierte Schicht weist die Decke gute Eigenschaften sowohl bei der Einzellast als auch bei der dynamischen Einwirkung auf.



Abbildung 3-3: Elementdecke – Oberndorfer [24]

3.3. Durchlaufsysteme im Verbundbau

3.3.1. Stahl-Beton-Verbundsystem

Die Stahl-Beton-Verbunddecke besteht aus dünnen Trapezblechen, auf die die Betonschicht aufgebracht wird.

Das System lässt materialeffiziente Decken, Unterzüge und Stützen sowohl als Fertigteile als auch vor Ort ausführen. Der Verbund entsteht durch die schubsteife Verbundfuge zwischen Stahl und Beton. Durch das Zusammensetzen des Querschnittes werden die Vorteile der beiden Baustoffe genützt.

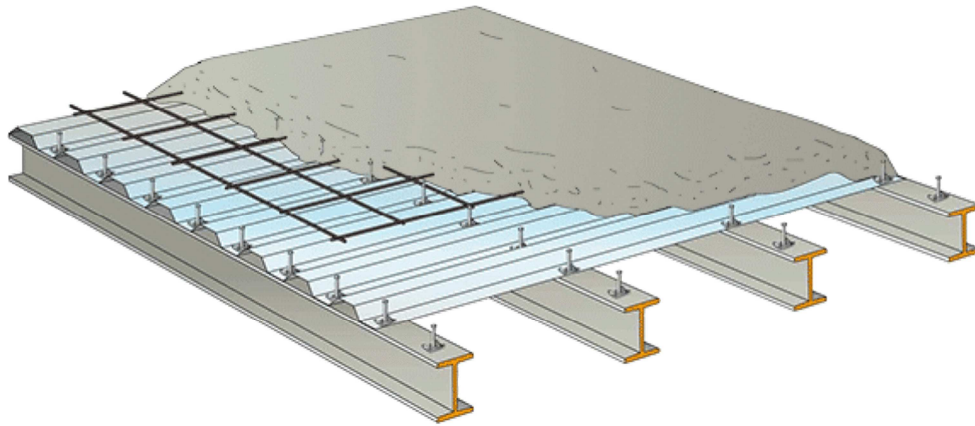


Abbildung 3-4: Aufbau der Stahl-Beton-Verbunddecke – Baulinks [34]

Die Übertragung der Schubkräfte zwischen den beiden Werkstoffen erfolgt durch:

- A. mechanischen Verbund (Sicken, Noppen, Rippen oder Löcher)
- B. Endverankerung mit durchgeschweißten Dübeln
- C. Reibungsverbund
- D. Endverankerung mit Blechverformungsankern

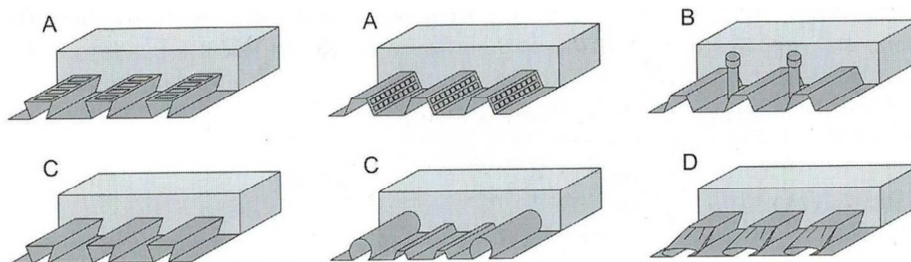


Abbildung 3-5: Ausbildung der Verbundfuge [32]

Ein Stützmoment wird sich durch die vor Ort betonierte Betonplatte oder Fuge zwischen zwei Fertigteilelemente ausbilden.

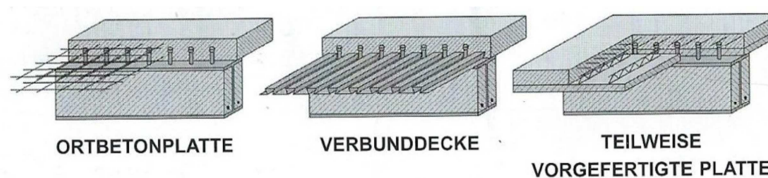


Abbildung 3-6: Verbunddeckenformen [32]

Die Spannweite der Decke beträgt in der Regel 2,4 m bis 6,0 m und die minimale Dicke des Aufbetons ist mit 4 cm festgelegt.

Slim-Floor-Decken

Diese Decke stellt eine Weiterentwicklung des Stahl- Beton-Verbundsystems dar. Die Decke, die meistens als vorgespannte Fertigteildecke oder als Profilblech-Verbund-Decke ausgeführt ist, wird auf dem unteren Flansch des Stahlträgers gelagert und der Knoten wird mit Ortbeton vergossen. Dadurch entsteht nicht nur ein Anschluss zwischen den beiden Elementen aber auch ein Verbundträger. Auf die gesamte Deckenfläche wird meistens eine Betonschicht aufgebracht, in der man die Bewehrung verlegt. Die Bewehrung dient zur Übertragung der Querkraft und zur Ausbildung des Stützmomentes.

Charakteristisch bei dem System ist, dass die Stahlträger deckengleich sind und die Decke weist eine ebene Untersicht auf.

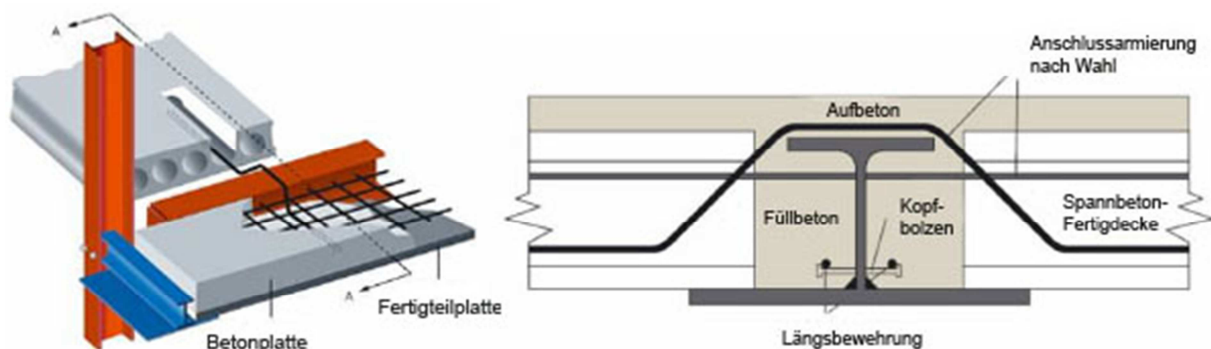


Abbildung 3-7: Slim-Floor-Decke[4]

3.3.2. Holz-Beton-Verbunddecke (HBV)

Das System wird vor allem zur Sanierung und Verstärkung der alten Doppelbaum- und Tramdecken in den Gründerzeithäusern verwendet. Mit der Ertüchtigung wird nicht nur das Tragverhalten sondern auch die Gebrauchstauglichkeit der Decke verbessert. Die Ausbildung des Betonverbundes auf der Bestanddecke verkleinert die Durchbiegung, verbessert den Schall- und Brandschutz sowie bildet die schubsteife Scheibe für die Abtragung der Erdbebenkräfte.

Die sanierten Holz-Beton-Decken repräsentieren keine Fertigteile oder Halbfertigteile und können nur als Einfeldträgersysteme ausgeführt werden. Aufgrund dessen wird der am meisten angewendete Beton-Verbund mit Tram- und Doppelbaumdecken hier nicht detailliert dargestellt.

Zwei weitere Systeme: HBV-Brettstapelbauweise und HBV mit Brettsperrholz werden oft als Fertigteile in der Werkstatt produziert und können als Durchlaufträger eingesetzt werden.

HBV-Brettstapelbauweise

Bei dem System werden zunächst die stabförmigen Brettstapel neben einander gestellt sodass flächige Holzelemente entstehen. Darauf folgend wird vor Ort oder im Werk die Betonschicht aufgebracht. Die zwischen den Elementen entstehenden Scherkräfte werden durch Verbindungsmittel übertragen. Das sind vor allem Schrauben, aber auch Flachstahlschlösser, eingeschlagene Bewehrungsstäbe, Nagelplatten oder Dübel besonderer Bauart.

Die Decke kann als Einfeldträger und als Durchlaufträger ausgeführt werden.

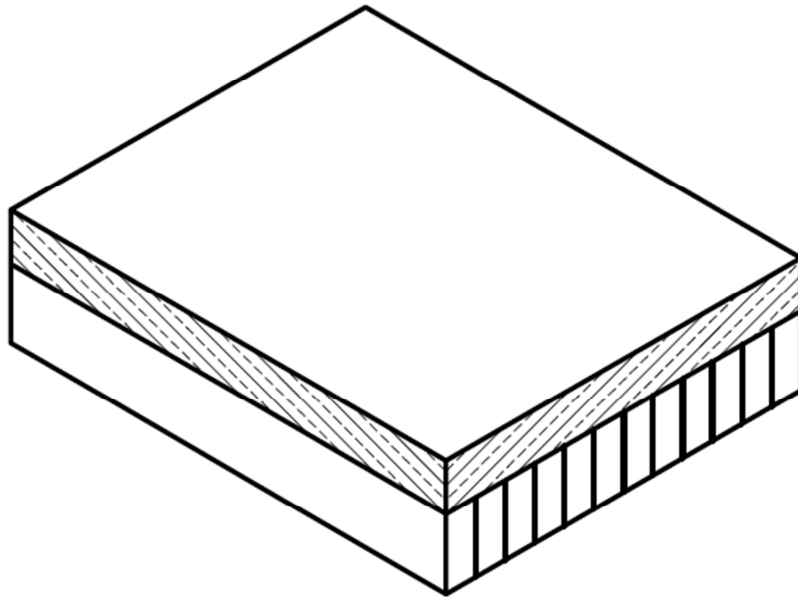


Abbildung 3-8: Die Darstellung des Bauteils in der HBV-Brettstapelbauweise

HBV mit Brettsperrholz

In dem System wird als Holzelement das Brettsperrholz (CLT) eingesetzt. Brettsperrholz entsteht aus mindestens drei kreuzweise verlegten, flächig miteinander verklebten Brettlagen aus Nadelholz. Der Querschnitt ist symmetrisch aufgebaut. Die Einzahlbretter können seitenverleimt und in Längsrichtung durch Keilzinkung (Finger Joints) verbunden sein. Durch die Keilzinkungsverbindung können beliebig lange Bauteile erstellt werden. Die Fertigteile sind nur durch Transportkapazitäten beschränkt.

Die Decke zeichnet sich durch schnelle Montage auf der Baustelle und eine hochwertige Holzuntersicht aus. Die maximale Spannweite liegt bei ca. 12 m.

Durch die Verlegung der Bewehrung in der Betonschicht kann die Decke auch negative Momente übertragen.



Abbildung 3-9: HBV mit Brettsperrholz – Mayr Melnhof Holz [3]

3.3.3. CLC Multifunktionsdecke

Das ist eine Beton-Stahl-Verbund-Decke, bei der die Betonplatte von unten ausgeführt wird. Das System weist eine hohe Tragfähigkeit bei niedrigem Gewicht auf. Durch die Vorspannung entsteht eine Überhöhung und eine rissfreie Untersicht der Decke. Zwischen den Stahlträgern kann die Haustechnik- oder Elektroinstallation verlegt werden. Die Deckenhöhe variiert zwischen 28 cm und 60 cm [laut Oberndorfer [24]]. Die Breite des Elements ist mit Transportkapazität begrenzt und wird als 2,40 m festgelegt.



Abbildung 3-10: CLC Multifunktionsdecke – Oberndorfer [24]

4. Holzleichtbeton-Verbund

4.1. System

Holzleichtbeton-Verbund (HHV, aber auch Holz-Holzleichtbeton-Verbund) entsteht aus der Zusammensetzung von drei Baustoffen: Holz, Holzleichtbeton und Beton. Die Elemente werden mit Hilfe von Klebeschichten oder/und Schrauben miteinander verbunden, damit die Längsschubkräfte übertragen werden können (siehe Abbildung 4-1).

Mit dieser Lösung werden die gewöhnlichen Holz-Beton-Verbunddecken um eine zusätzliche statische Höhe aus Holzleichtbeton vergrößert. Damit wird an Gewicht der Konstruktion im Vergleich zu dem HBV gespart.

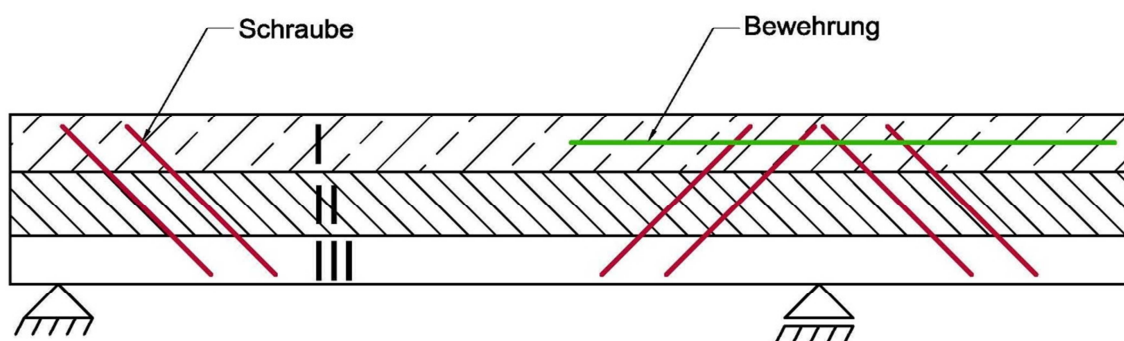


Abbildung 4-1: Schematische Darstellung der Decke aus Holz-Holzleichtbeton-Verbund

Schichten, die den Verbund bauen:

I - Betonschicht wird meistens aus Selbstverdichtender Beton SVB gebaut. Das ist ein sehr flüssiger Beton, der keine Verdichtungsenergie braucht und allein unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt. Sein größter Vorteil ist die Möglichkeit alle Unebenheiten des HLB völlig auszufüllen und dadurch den besten Verbund leisten können.

II – Holzleichtbeton (HLB) ist ein Werkstoff der aus Zement, Holzspänen, und Wasser entsteht. Die HLB-Platten sind deutlich leichter als klassischer Beton und lassen sich leicht verarbeiten. HLB kann unterschiedliche Festigkeiten aufweisen, abhängig von dem Anteil der Späne und des Zements. Je mehr Zement, desto höhere Festigkeit ist zu erreichen und je höher der Anteil der Späne, umso leichtere Platten entstehen.

HLB wird oft, aufgrund seiner Fähigkeiten, als schallabsorbierende Wandbekleidung oder Fassade verwendet. Hier verbessert er die Akustik- und Wärmeeigenschaften des Aufbaus. Es ist auch möglich die Platten mit einem höheren Feuerwiderstand zu produzieren.

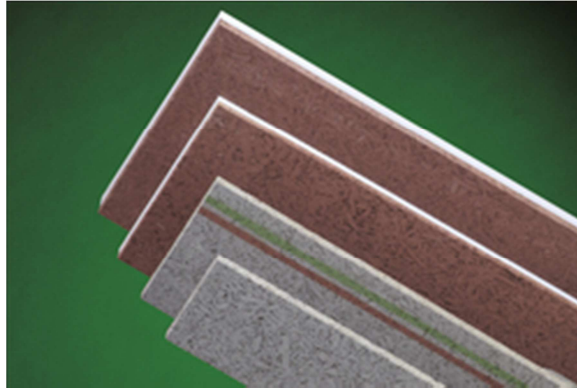


Abbildung 4-2: Holzleichtbeton-Platten [1]

III - Holzschicht wird als Brettsperrholz (BSP oder CLT) aufgrund der einfacheren Bearbeitungsmöglichkeiten verwendet. Es ist jedoch möglich die Schicht auch aus anderen Holzwerkstoffen wie z.B. Brettschichtholz oder aus Kantholz auszuführen.

BPS entsteht aus mindestens drei kreuzweise verlegten, flächig miteinander verklebten Brettlagen aus Nadelholz. Der Querschnitt ist symmetrisch aufgebaut. Die Einzelbretter können seitenverleimt und in Längsrichtung durch Keilzinkung (Finger Joints) verbunden werden.



Abbildung 4-3: Brettsperrholz-Platte [2]

4.2. Verbindungsmittel

Längsschubkräfte in Verbundbauweisen können mit mehreren Verbindungsmitteln übertragen werden:

- Schraube oder Schraubenpaar senkrecht oder geneigt $\pm 45^\circ$
- Eingeschlagener Bewehrungsstab
- Flachstahlschlösser
- Geklebte Verbindung
- Verbindung mit Formschluss wie z.B. Kerben oder unterschiedlich hohe Lamellen
- besondere Verbindungsarten wie Verbundanker

Der Aufbau von Holz-Holzleichtbeton-Verbund benötigt eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den einzelnen Schichten. Das erfolgt in dem Fall über Schrauben und/oder Klebeverbindung. Die Verbindungsmittel weisen verschiedene Kraftverschiebungsdiagramme und die diverse Preislagen auf.

4.2.1. Schrauben

Schrauben ermöglichen einen Verbund zwischen mehr als zwei Schichten zu erstellen, was bei der Herstellung von Holz-Holzleichtbeton-Verbund gebraucht wird. Der Nachteil dieser Verbindungsart liegt jedoch bei ihrem Verformungsverhalten. Das ist eine nachgiebige Verbindung, bei der die Verformung stark von der Belastung abhängt. Dieser Zusammenhang wurde für verschiedene stiftförmige Verbindungsmittel in der Abbildung 2-4 dargestellt.

Verschiebungsmodul (auch Nachgiebigkeit der Verbindung) wird als die Differenz zwischen der Kraft F und der Verschiebung u definiert.

$$K = \frac{F}{u}$$

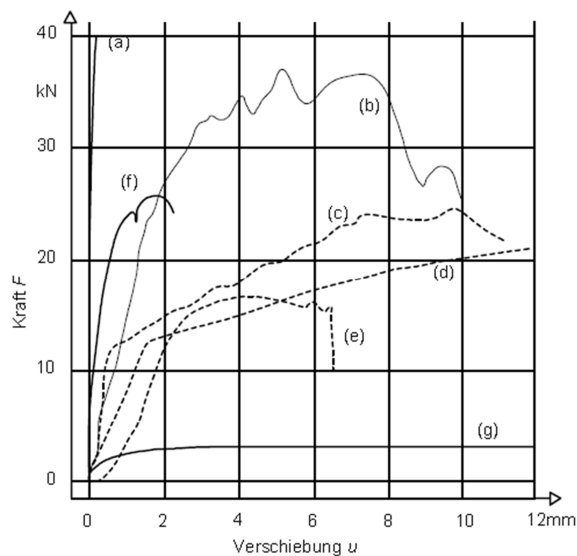
Obwohl die Kraft-Verschiebungs-Diagramme nicht linear verlaufen, wird die Nachgiebigkeit der Verbindung für die Berechnung linear idealisiert.

Das Verschiebungsmodul wird für Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeit differenziert:

K_u für den Nachweis der Tragfähigkeit

K_{ser} für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser}$$



Kraft F wurde je Scherfuge dargestellt für:

- a) geklebte Verbindung ($A = 12500 \text{ mm}^2$)
- b) Einlassdübel ($d = 100 \text{ mm}$)
- c) zweiseitiger Einpressdübel ($d = 62 \text{ mm}$)
- d) Stabdübel ($d = 14 \text{ mm}$)
- e) Bolzen ($d = 14 \text{ mm}$)
- f) Nagelplatte ($A = 10\,000 \text{ mm}^2$)
- g) Nägel ($d = 4,4 \text{ mm}$)

Abbildung 4-4: Kraft-Verschiebungs-Kurven (Verschiebungswerte) unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung nach [5]

4.2.2. Kleberverbindung

„Klebstoff ist ein nicht metallischer Stoff, der Füge­teile durch Flächenhaftung (Adhäsion als Bindungskräfte zwischen Füge­teilen und Klebeschicht) und durch innere Festigkeit (Kohäsion als molekulare Bindungskräfte in der Klebschicht) verbindet“. (nach [5])

Der Kleber ist als ein starrer Verbund definiert und weist im Vergleich zu Schrauben praktisch keine Verschiebung unter der Belastung auf.

Der Kleber wird bei dem Holz-Holzleichtbeton-Verbund zwischen zwei Holzleichtbetonplatten sowie zwischen Brettsperrholzplatte und Holzleichtbeton angewendet.

Hofer hat in seiner Diplomarbeit [6] im Rahmen der Biegeversuche drei Kleber der Firma Sika [9] untersucht. Er hat mehrere Haftzugprüfungen durchgeführt, um den Haftverbund des Klebers SikaTop®-109 ElastoCem und SikaTop®-107 Seal zu bestimmen. Der Verbund wurde sowohl mit der Veloxplatte als auch mit der Holzplatte geprüft. Die Versuche mit der Veloxplatte zeigten jedoch, dass die Festigkeit der Platte kleiner als der mittlere Wert der Festigkeit vom Kleber ist. Dadurch konnte es nicht zum Versagen des Klebers kommen und es wurde kein Haftverbund bestimmt.

In der Tabelle 4-1 wurden die Messergebnisse für die Versuche mit der Holzplatte zusammengefasst.

Tabelle 4-1: Zusammenfassung der Messergebnisse für Kleberversuchsreihe 1 und 2 von Hofer [6]

Versuchsplatte	Kraft	Spannung	Mittelwert
	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
SikaFloor®-31 AUT:	Der Kleber wurde aufgrund schwerer Verarbeitung nicht untersucht		
SikaTop®-109 ElastoCem:	1,47	0,75	0,74
	1,56	0,79	
	1,32	0,67	
SikaTop®-107 Seal:	1,25	0,85	0,91
	0,99	0,5	
	1,46	1,3	
	1,86	0,95	
	1,07	0,62	
	2,27	1,22	

5. Berechnungsverfahren

5.1. Verbundtheorie

Ein Verbundquerschnitt besteht aus mehreren Einzelquerschnitten, die starr durch Kleber oder nachgiebig durch mechanische Verbindungsmittel wie Dübel besonderer Bauart, Stabdübel, Passbolzen, Nägel Klammern oder Schrauben miteinander verbunden werden. Durch den Verbund entstehen sowohl Biegemomente und Normalkräfte in den Teilquerschnitten als auch Schubkräfte in der Verbundfugen. Aus dem Zusammenwirken der Teilquerschnitte erhöht sich das wirksame Flächenmoment des Gesamtquerschnittes sowie der Abstand vom Schwerpunkt. Dadurch lassen sich höhere Lasten über größere Spannweiten abtragen. (nach Neuhaus [5])

Verbundbauweise hat zahlreiche Vorteile: (nach Fink [10])

- kleine Querschnitte mit hoher Tragfähigkeit,
- große Spannweite, was größere stützenfreie Räume bedeutet,
- schneller, witterungsunabhängiger, termingerechter Bauablauf durch weitgehandelte Vorfertigung im Werk,
- Reduktion der Kapitalkosten durch einen raschen Baufortschritt,
- geringer Flächenbedarf für Montage und Baustelleneinrichtung,
- kurze Bau- und Montagezeit,
- weniger Arbeitskräfte,
- frühere Mieteinnahme,

Man unterscheidet starrer Verbund, nachgiebiger Verbund und kein Verbund (siehe Abbildung 2-12).

Bei dem **starren Verbund** sind die Einzelstäbe so steif miteinander verbunden, dass keine Längsdeformation (Schlupf) unter Belastung vorkommt. Die Schubkräfte, die in der Verbundfuge entstehen, werden voll durch das Verbindungsmittel übertragen. Die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist gültig. Der Flächenträgheitsmoment I_{eff} von den beiden Stäben ist gleich dem Flächenträgheitsmoment bezogen auf die Gesamthöhe $2h$. Bei dieser Verbundart ist γ gleich 1.

$$I_{eff} = \frac{b \cdot (2 \cdot h)^3}{12} = 8 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Kein Verbund ist über γ gleich 0 definiert. Die Balken liegen aufeinander ohne Verbund und es findet damit keine Längsschubkräfteübertragung statt. Die Reibungskräfte werden vernachlässigt. Der Flächenträgheitsmoment ist gleich der Summe der beiden Einzelstäbe, wobei keine Steiner-Anteile bei dem Fall aufsummiert werden.

$$I_{eff} = 2 \cdot \frac{b \cdot (h)^3}{12}$$

Bei dem **nachgiebigen Verbund** handelt es sich um ein unvollständiges Zusammenwirken der Einzelstäbe. Die Teilquerschnitte verschieben sich gegeneinander unter Belastung. Diese Deformation sowie die Schubkräfte sind durch die Nachgiebigkeit des Verbindungsmittels beschränkt. Die Bernoulli-Hypothese ist nicht mehr ansetzbar. Der Flächenträgheitsmoment I_{eff} ist gleich der Summe der beiden Einzelstäbe und der Steiner-Anteile, die mit einem Abminderungsfaktor γ zu versehen sind.

$$I_{eff} = \sum I_i + \gamma \cdot \sum a_i^2 \cdot A_i$$

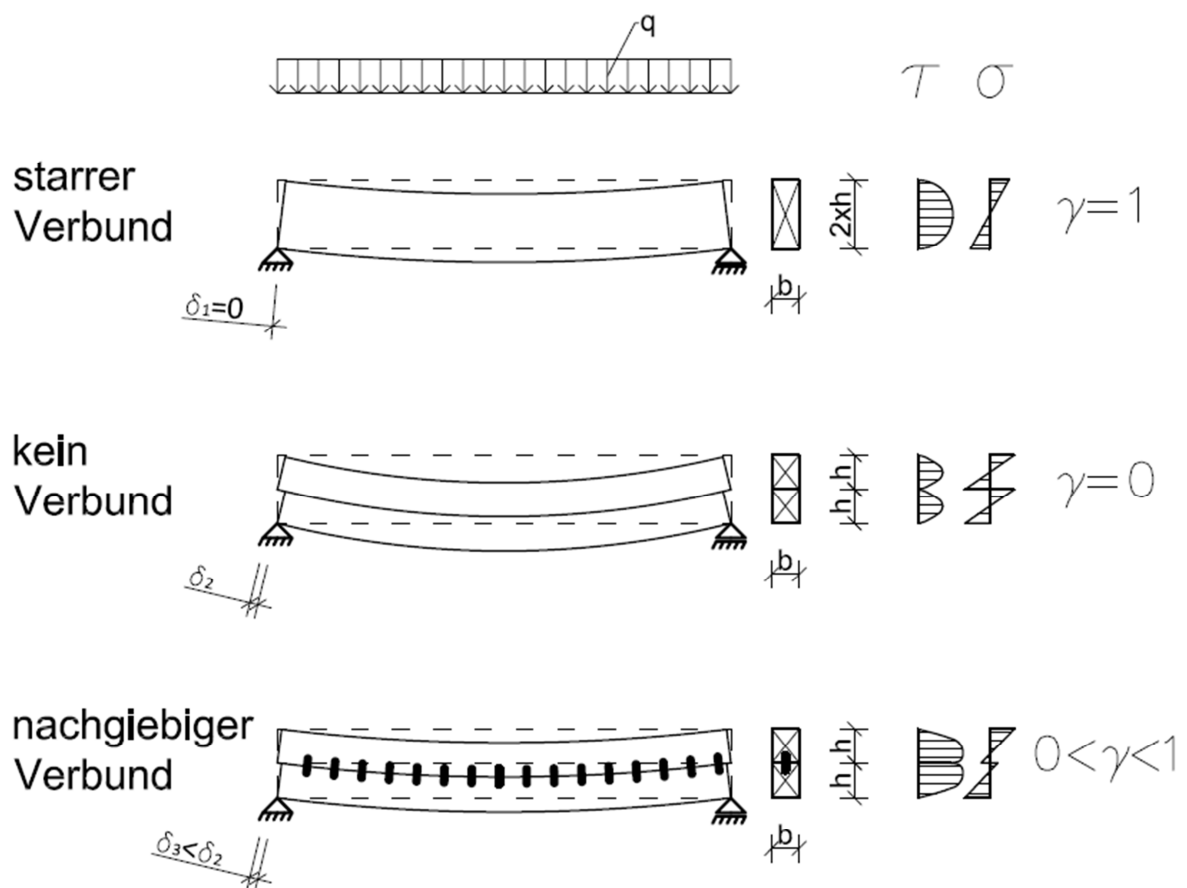


Abbildung 5-1: Arten des Verbundes und die Auswirkung auf den jeweiligen Spannungsverlauf sowie die Längsdeformation

5.2. γ -Verfahren

Wie bereits erwähnt, gilt die Bernoulli-Hypothese bei den nachgiebig verbundenen Querschnitten nicht mehr. Deswegen ist es nicht mehr möglich die Querschnitte mit der traditionellen Methode zu berechnen. Für diese Fälle gibt EC 5 [11] im Anhang das γ -Verfahren vor.

Das Rechenverfahren wird auf der linearen Elastizitätstheorie aufgebaut und ist ein Näherungsverfahren. Deswegen gibt EC Anhang B folgende Annahmen vor:

- die Biegestäbe sind statisch bestimmte Einfeldträger mit der Länge l ,
- die Durchlaufträger und Kragarme können unter Berücksichtigung der Momentennullpunkte näherungsweise berechnet werden
Durchlaufträger: $l = 0,8 l_i$
Kragarm: $l = 2 l_i$
- die einzelnen Teilquerschnitte sind ungestoßen oder geklebt,
- die einzelnen Teilquerschnitte können miteinander durch mechanische Verbindungsmittel mit einem Verschiebungsmodul K verbunden werden,
- der Abstand s der Verbindungsmittel ist entweder konstant oder entsprechend der Querkraftlinie, wobei $s_{max} \leq 4 s_{min}$
- die wirkende Belastung erzeugt ein sinusförmig oder parabolisch veränderliches Biegemoment $M = M(x)$ und eine Querkraft $V = V(x)$,

Mit dem Abminderungsfaktor γ wird die Abnahme der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts aufgrund der Nachgiebigkeit der Verbundfuge berücksichtigt.

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

c ist eine Fugensteifigkeit und errechnet sich für flächige Verbindungsmittel mit der Formel:

$$c = \frac{G_k \cdot b_k}{t_k}$$

für stiftförmige Verbindungsmittel mit der Formel:

$$c = \frac{K_i}{s_i}$$

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max}$$

Dabei ist:

$E_i \cdot A_i$ Dehnsteifigkeit [MN]

c Fugensteifigkeit [MN/m²]

l Abstand der Momentennullpunkte [m]

G_k Schubmodul des Klebers [MN/m²]

t_k, b_k Fugendicke und Fugenbreite [m]

K_i Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittel [MN/m]

s_i Abstand der Verbindungsmittel [m]

s_{ef} effektiv wirksamer Verbindungsmittelabstand [m]

i die Beiwerte der Teilquerschnitte [-]

a_i ist ein Abstand des Schwerpunktes des Teilquerschnittes i zum Schwerpunkt des Verbundquerschnittes und wird wie folgt ermittelt:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i}$$

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - a_2$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) - a_2$$

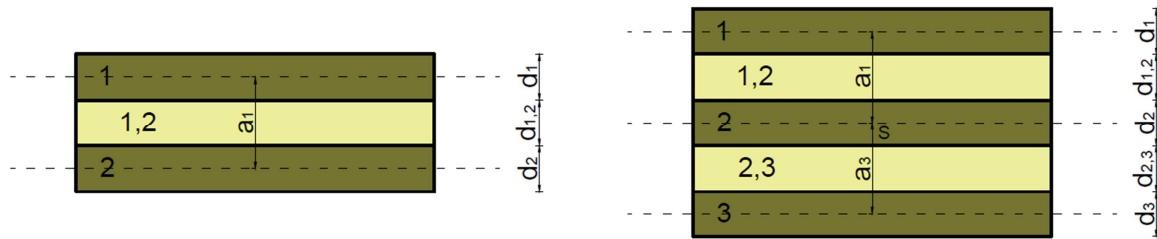


Abbildung 5-2: Die Darstellung die Teilquerschnitte und die Abstände a_1 , a_3 und d_i

Für die effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts gilt:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2)$$

A_i Fläche des Teilquerschnittes [m^2]

I_i Flächenträgheitsmoment des Teilquerschnittes [m^4]

Die Bemessungswerte der Normalkräfte und der Biegemomente in den einzelnen Teilquerschnitten lassen sich wie folgt ausrechnen:

$$N_{i,d} = \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \cdot \gamma_i \cdot a_i \cdot E_i \cdot A_i$$

$$M_{i,d} = \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \cdot E_i \cdot I_i$$

Dabei ist:

M_d der Bemessungswert des Momentes, das auf den Gesamtquerschnitt wirkt

Für den maximalen Bemessungswert der Schubspannung τ_2 und den Bemessungswert des Schubflusses $t_{1(3),d}$ in den jeweiligen Fugen zwischen den Teilquerschnitten gelten:

$$\tau_2 = \frac{V_{max,d} \cdot \left(\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot \left(a_2 + \frac{h_2}{2} \right)^2 \right)}{(EI)_{ef} \cdot b_2}$$

$$t_{1(3),d} = \frac{V_{max,d} \cdot \gamma_{1(3)} \cdot E_{1(3)} \cdot A_{1(3)} \cdot a_{1(3)}}{(EI)_{ef}}$$

5.3. Schubanalogieverfahren

Eine weitere Berechnungsmethode für zusammengesetzte Querschnitte stellt das Schubanalogieverfahren vor. Die ist im Nationalen Anhang des DIN EN 1995-1-1 [14] verankert. Mit dem Verfahren ist es möglich nicht nur die Nachgiebigkeit des Verbundes zu berücksichtigen sondern auch die Schubverformungen.

Um das Verfahren anzuwenden, muss zunächst der ideale Rechenquerschnitt ermittelt werden, der sich aus Ebene A und Ebene B zusammensetzt. Ebene A besteht aus den Eigeneinteilen der Biegesteifigkeit des realen Querschnittes und weist eine Schubsteifigkeit von unendlich auf. Ebene B ist als Steineranteile definiert. Die Ebene beschreibt das Zusammenwirken der Teilquerschnitte und weist die Biegesteifigkeit der Steineranteile sowie die gesamte Schubsteifigkeit des Verbundquerschnitts auf (siehe Abbildung 2-14).

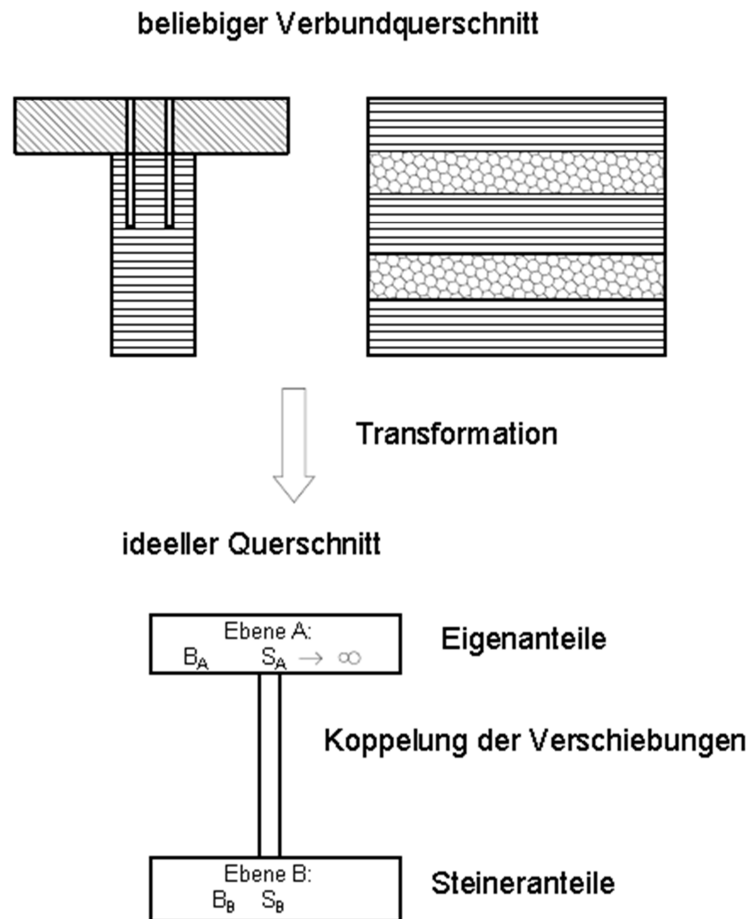


Abbildung 5-3: Transformation in den ideellen Rechenquerschnitt nach [15]

Dabei ist:

- B_A Biegesteifigkeit der Ebene A (Eigenanteile)
- B_B Biegesteifigkeit der Ebene B (Steineranteile)
- S_A Schubsteifigkeit der Ebene A ($S_A = \infty$)
- S_B Schubsteifigkeit der Ebene B

Für die Biegesteifigkeiten sowie für die Schubsteifigkeiten gelten:

$$B_A = \sum E_i \cdot I_i$$

$$B_B = \sum E_i \cdot A_i \cdot z_{s,i}^2$$

$$S_A \rightarrow \infty$$

$$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{a^2} \left(\sum_1^{n-1} \underbrace{\frac{e_x}{K_{x,i} \cdot n_{VBM-Reihen}}}_{u_{VBM}} + \underbrace{\frac{d_1}{2 \cdot b_1 \cdot G_{xz,1}} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{b_i \cdot G_{xz,i}} + \frac{d_n}{2 \cdot b_n \cdot G_{xz,n}}}_{u_{Schubschichten}} \right)$$

Dabei ist:

$K_{x,i}$ Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels

$G_{xz,1}$ Schubmodul der Schicht 1

$G_{xz,i}$ Schubmodul der Zwischenschichten

$G_{xz,n}$ Schubmodul der Schicht n

$n_{VBM-Reihen}$ Anzahl der Verbindungsmittel in y-Richtung (siehe Abbildung 2-15)

$e_x, a, d_1, d_i, d_n, b_1, b_i, b_n$ die Querschnittsabmessung (siehe Abbildung 2-15)

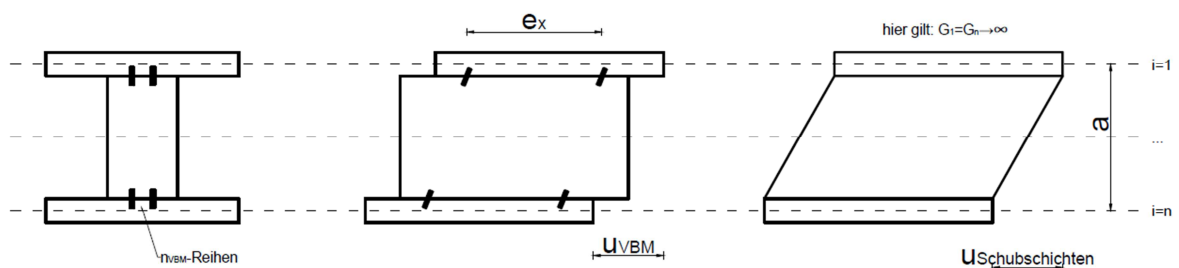


Abbildung 5-4: Die Darstellung der Abmessung für die Ermittlung der Schubsteifigkeit

Die weitere Berechnung wird mit Hilfe eines Stabwerkprogramms erfolgen. Die Ebenen werden mit den dehnstarrten Kopplungsstäben verbunden, damit die Verformungen der beiden Träger gleich groß sind.

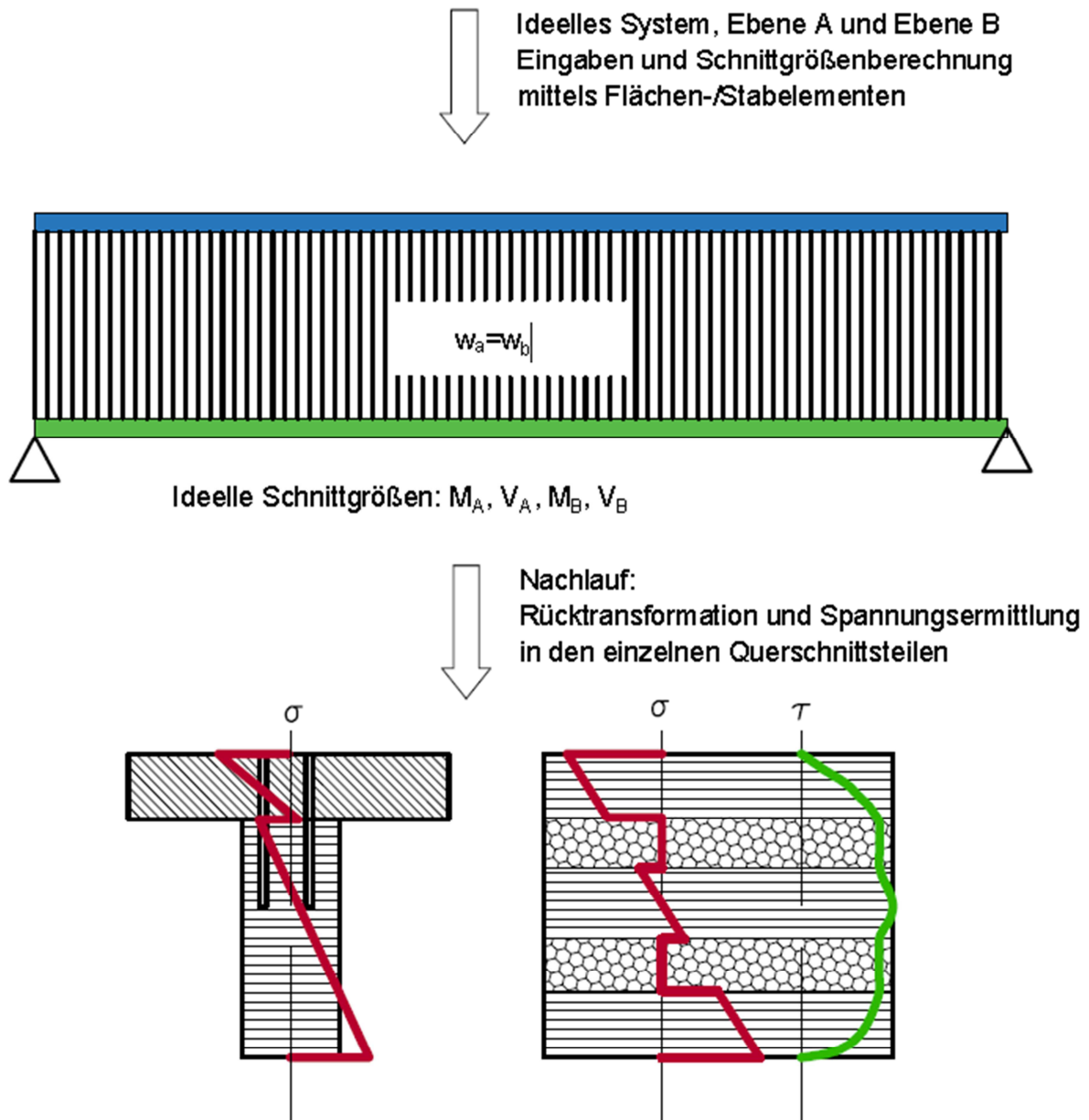


Abbildung 5-5: Die Berechnung vom ideellen System und Nachlaufrechnung nach [15]

Als Ergebnis der Berechnung des ideellen Systems im Stabwerkprogramm bekommt man die ideellen Schnittgrößen M_A, V_A, M_B, V_B und die Durchbiegung. Die Spannungsresultante werden anschließend in die Längsspannungen und Schubspannungen transformiert.

- Längsspannungen

Die Längsspannungen setzen sich aus den Biegemomenten der Ebene A sowie den Normalspannungen der Ebene B zusammen.

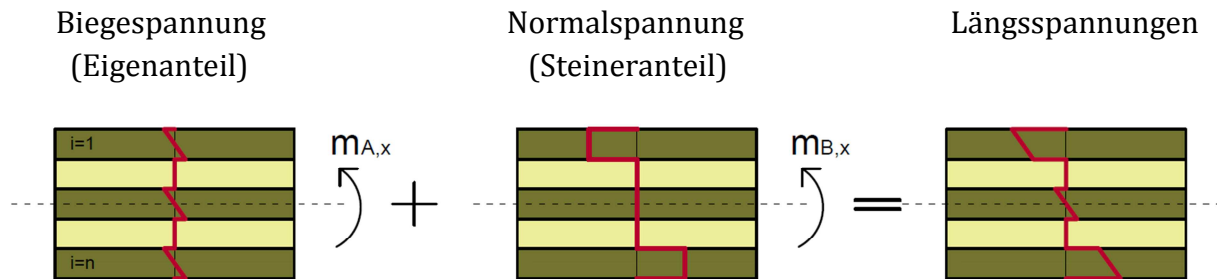


Abbildung 5-6: Längsspannungen der Teilquerschnitte

- Ebene A:

$$M_i = M_A \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{B_A}$$

$$\sigma_A = \sigma_{m,i} = \pm \frac{M_i}{I_i} \cdot z_i = \pm \frac{M_A}{B_A} \cdot E_i \cdot z_i$$

- Ebene B:

$$N_i = \pm M_B \cdot \frac{E_i \cdot A_i \cdot z_{si}}{B_B}$$

$$\sigma_B = \sigma_{t/c,0} = \pm \frac{N_i}{A_i} = \pm M_B \cdot \frac{E_i}{B_B} \cdot z_{si}$$

- Schubspannungen

Die Schubspannungen setzen sich aus Auswirkungen der Spannungsergebnisse der Ebene A und der Ebene B zusammen. Im Vergleich zu V_A , die parabelförmige Anteile erzeugt, bewirkt V_B einen linearen Verlauf.

Die vorliegenden Gleichungen sind allgemein gültig für den Schubfluss t [Kraft/Meter], der durch die entsprechende Querschnittsbreite dividiert werden muss, um die Schubspannungen in den einzelnen Teilquerschnitten zu berechnen.

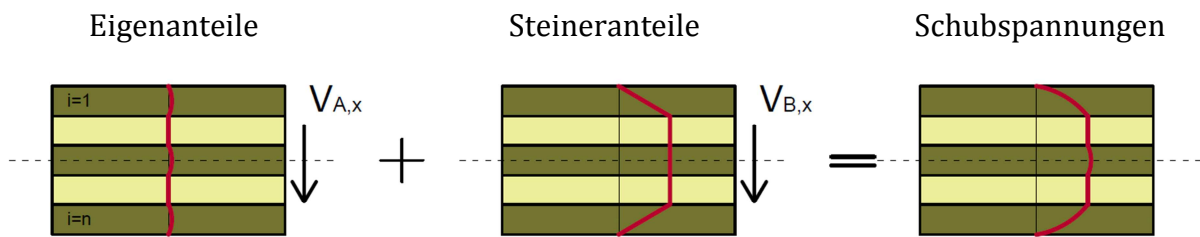


Abbildung 5-7: Schubspannungen der Teilquerschnitte

- Ebene A:

$$t_{A,i}(z_i) = -V_A \cdot \frac{E_i}{B_A} \cdot \left(\frac{z_i^2}{2} - \frac{d_i^2}{8} \right)$$

- Ebene B:

$$t_{B,i}(z_{S,i}, z_i) = -V_B \cdot \frac{E_i}{B_B} \cdot z_{S,i} \cdot \left(z_i + \frac{d_i}{2} \right) + t_{0,i}$$

Dabei ist:

- z_i $-d_i/2 < z_i < d_i/2$
- $z_{S,i}$ Schwerpunktabstand der einzelnen Lagen

Der größte Vorteil des Schubanalogieverfahrens ist die Möglichkeit der Berechnung von mehreren Belastungs- und Lagerungsfällen (für eine andere Lagerung siehe Köpl [7]), sowie die Berücksichtigung der Schubverformungen. Die weiteren Vorteile im Vergleich zum γ -Verfahren stellt die Genauigkeit der Berechnung sowie die Möglichkeit der Berechnung von Spannungen aller Teilquerschnitte dar. Das ermöglicht es bei der theoretischen Betrachtung des Holzleichtbetonverbundes, die Spannung im Holzleichtbeton zu veranschaulichen.

Der Nachteil des Verfahrens ist der Rechenaufwand und der Bedarf der Verwendung des Stabwerkprogramms.

5.4. Finite Elemente Methoden

5.4.1. Grundprinzip

Die FE-Methode basiert auf dem Lösen eines Systems aus Differentialgleichungen. Dabei muss der untersuchte Körper in viele endliche Teile von einfacher geometrischer Form zerlegt werden. Die Teile werden als finite Elemente bezeichnet und weisen eine bestimmte Anzahl an Knoten auf. Durch den Vorgang wird das ursprüngliche System mit unendlich vielen unbekannten Werten zu einem diskreten System mit endlich vielen unbekannten Werten zerlegt. Als Unbekannte erscheinen die Knotenpunktverschiebungen der finiten Elemente [27].

5.4.2. Vorgehensweise bei der Anwendung von FEM

Die Anwendung der FE-Methode kann auf mehrere Schritte aufgeteilt werden. Der erste Schritt ist die Modellierung in dem ein reales Bauteil idealisiert und diskretisiert wird. Unter Idealisierung versteht man die Vereinfachung des Systems, wie zum Beispiel ein dreidimensionales Problem, das auf eine Ebene zurückgeführt wird. Bei der Diskretisierung handelt es sich um eine Zerlegung in viele endliche Elemente. In dem Schritt entsteht ein sogenanntes FE-Netz. Um die dritte Dimension des betrachteten Bauteils zu berücksichtigen, wird die Dicke den Elementen des Netzes zugeordnet. Anschließend werden die Randbedingungen und die Belastung angegeben.

Bei den herkömmlichen FEM Programmen sind die Ergebnisse gleich nach der Modellierung sind die Ergebnisse verfügbar. Hinter der automatischen Berechnung sind jedoch die weiteren Schritte versteckt. Zunächst wird die Steifigkeitsmatrix des einzelnen Elements erstellt, die im Weiteren zu einer Systemsteifigkeitsmatrix K überlagert wird. Anschließend wird der Knotenlastvektor erstellt, der alle angreifenden Kräfte zusammenfasst. Die unbekannten Knotenpunktverschiebungen werden aus dem Gleichungssystem ermittelt:

$$K * q = p$$

K – Systemsteifigkeitsmatrix

p – Knotenlastvektor

q – Knotenpunktverschiebungen

Bevor das Gleichungssystem gelöst werden kann, müssen noch die Randbedingungen berücksichtigt werden. Im Rahmen einer Nachlaufrechnung werden die Spannungen und die Reaktionsgröße von nun bekannten Verschiebungen und Verdrehungen berechnet. [26], [27]

5.4.3. Klassifizierung Finiter Elemente

Die Berechnung mit der FE-Methode kann verschiedene Detaillierungsniveaus aufweisen. Die Systeme können aus Stäben, Flächen oder Volumenkörper bestehen. Deswegen wird die Klassifizierung vor allem nach der geometrischen Dimension des Finiten Elementes durchgeführt. So werden eindimensionale Stabelemente, zweidimensionale Flächenelemente und dreidimensionale Volumenelemente unterschieden.

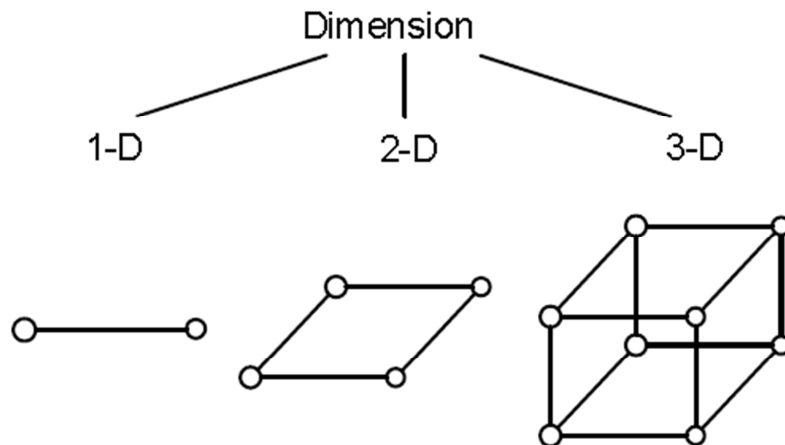


Abbildung 5-8: Klassifizierung nach der Dimension

Weiters werden die Elemente nach der Tragwirkung auf ebene (Platte, Scheibe, Faltwerk) und gekrümmte (Schale) aufgeteilt.

Wichtig für die Genauigkeit der Berechnung ist auch die Form des Elementes sowie die Anordnung und die Anzahl der Knoten. Während die primären Eckknoten mit der Form des Elementes definiert sind, werden die sekundären Knoten für die Steigung der Verschiebungsansätze und dadurch auch zur Verbesserung der Ergebnisse verwendet [25].

6. Langzeitverhalten

Unter Langzeitverhalten von Holz, Holzleichtbeton und Beton werden Kriechen und Schwinden verstanden. Der Ablauf der Prozesse wird bei den drei Baustoffen unterschieden.

6.1. Zeitabhängiges Verhalten von Baustoffen

Zeitabhängiges Verhalten von Beton

Bei Kriechen des Betons handelt es sich um eine zeitabhängige Verformungszunahme eines Körpers unter gleichbleibender Belastung, während Schwinden als Volumenverminderung des Körpers unter Feuchteänderung bezeichnet wird.

Kriechen des Betons setzt sich zusammen aus:

- verzögert elastische Verformungen
- viskose Verformungen

Der Kriechverlauf von Beton wurde auf den unteren Abbildungen dargestellt.

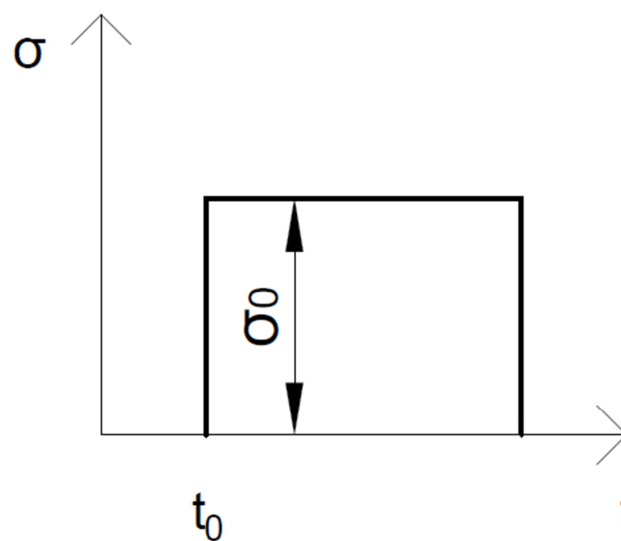


Abbildung 6-1: Kriechen des Betons

$$\varphi = \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_{el}}$$

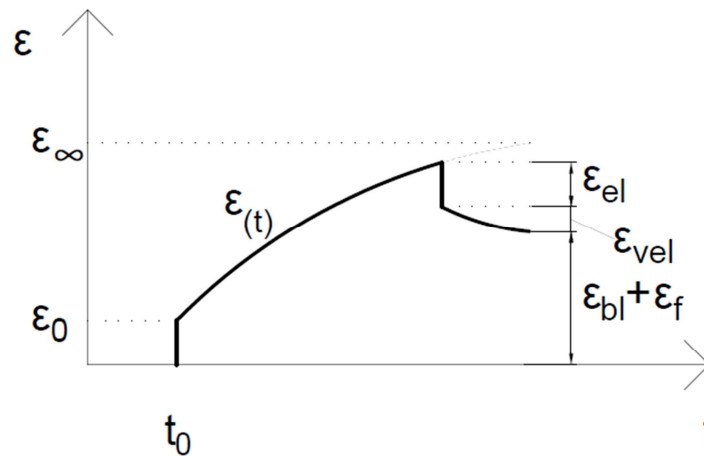


Abbildung 6-2: Kriechen des Betons

Dabei ist:

$\varepsilon_0 = \varepsilon_{el}$	Elastische Anfangsdehnung
ε_t	Kriechdehnung
$\varepsilon_{bl} \quad \varepsilon_f$	Irreversible Kriechdehnungen
ε_∞	Endkriechdehnung

Einen großen Einfluss auf das Kriechverhalten des Betons haben die Belastungsparameter, wie die Lastgröße, das Betonalter bei der Erstbelastung, sowie das Umgebungsklima. Das Schwindverhalten beeinflussen am meisten die relative Luftfeuchte und die Außentemperatur. Je kleiner die relative Luftfeuchte, umso höhere das Schwindverhalten.

Zeitabhängiges Verhalten von Holz

Bei der Belastung des Holzes über längere Zeit überlagern sich die elastische Verformung w_{inst} und die zusätzliche w_{creep} zur zeitabhängigen Gesamtverformung w_{fin} . Die Kriechverformungen können erheblich größer als die Anfangsverformung sein und die verringern sich mit zunehmender Rohdichte des Holzes sowie werden mit dem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung kleiner. Andere Faktoren die auf das Kriechverhalten einfließen sind Holzart, Dauer, Höhe und Art der Belastung. Vollholz kriecht bei Schub wesentlich stärker als bei Biegung und Druck. Die Kriechverformung wird ebenfalls durch den Feuchtegehalt des Umgebungsklimas beeinflusst.

Die Feuchteänderung beeinflusst nicht nur Kriechen sondern auch Schwind- und Quellenverformungen. Im statisch bestimmten System werden Effekte nur eine Längenänderung verursachen und bei dem Durchlaufsystem wird eine Zwangsspannung entstehen.

Zeitabhängiges Verhalten von Holzleichtbeton

Die Beurteilung des Langzeitverhaltens von Holzleichtbeton wurde von Werner [8] experimentell untersucht.

ÖNORM EN 1156 [20] beschreibt die Ermittlung der Zeitstandfestigkeit und der Kriechzahl für Holzwerkstoffe. Die Kriechzahl nach der Norm kann wie folgt ermittelt werden:

$$k_c = \frac{\alpha_T - \alpha_1}{(\alpha_1 - \alpha_0)}$$

Dabei ist:

k_c	Kriechzahl [-]
α_T	Gesamtdurchbiegung zum Zeitpunkt T [mm]
α_1	Durchbiegung nach 1 Minute [mm]
α_0	Durchbiegung des unbelasteten Prüfkörpers [mm]

Zeitabhängiges Verhalten vom Schubverbinder

Laut Glaser [19] spielt das zeitabhängige Verhalten des verwendeten Schubverbindungsmittels meistens nur eine untergeordnete Rolle. Das zeitabhängige Verhalten vom Schubverbinder hängt erheblich vom zeitabhängigen Verhalten der einzelnen Teilquerschnitte ab.

Die Klebverbindungsstärke soll unter 1 mm liegen, damit das Langzeitverhalten vom Kleber keinen großen Einfluss auf das Verhalten des Gesamtquerschnittes hat. Bei der Art der Verbindung sind Zugkräfte zu vermeiden, da die zum örtlichen Versagen der Kleberfuge führen [lt. 7]. Um das Verhalten zu vermeiden, sind zusätzlich mechanische Verbindungsmittel anzuordnen.

6.2. Zeitabhängiges Verhalten des Verbundes

Der Verbundquerschnitt ist ein innerlich statisch unbestimmtes System. Das bedeutet, dass die Verformung von einem Teilquerschnitt durch Schwinden oder Kriechen Zwangsspannungen in der anderen Schicht hervorruft. Die Zwangsspannungen, die über längere Zeit vorhanden sind, führen wiederum zu Spannungumlagerungen zwischen einzelnen Teilquerschnitten.

Die Betonplatte wird sich infolge des Schwindens verkürzen, was vom Brettschichtholz verhindert wird [13]. Aufgrund der Verformung entstehen Zugkräfte in der Betonplatte und

Druckkräfte im Holzelement. Die Kräfte bilden ein Biegemoment, das wiederum die Durchbiegung bewirkt.

Beim Schwinden des Holzes ist der Verlauf genau umgekehrt. Im Beton herrschen Druckkräfte und im Holz Zugkräfte. Die beiden Auswirkungen veranschaulichen die Abbildungen: 6-3 und 6-4.

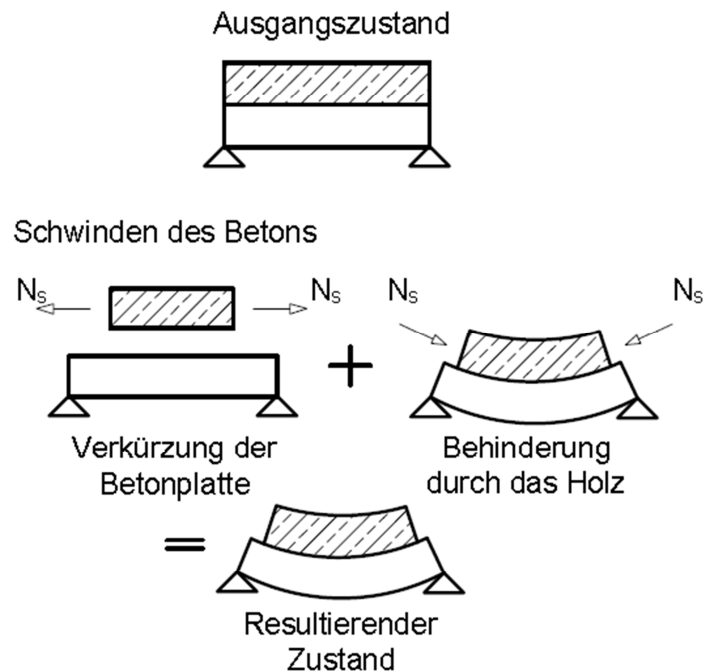


Abbildung 6-3: Auswirkungen des Schwindens von Beton nach [13]

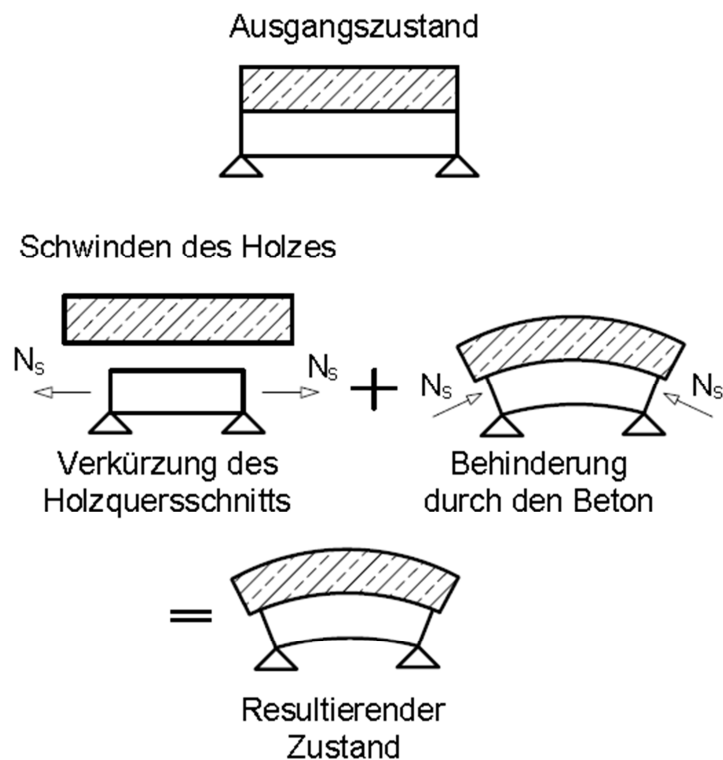


Abbildung 6-4: Auswirkungen des Schwindens von Holz nach [13]

6.3. Langzeitverhalten nach Norm

Die im oberen Abschnitt dargestellten Prozesse haben einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise.

Das Verfahren der Verminderung der Mittelwerte der Elastizitätsmodule E_{mean} , des Schubmoduls G_{mean} und der Verschiebungsmodule K_{ser} wurde in EC5 [11] geregelt.

Tabelle 6-1: Abminderung der Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmodule nach Eurocode 5

Zum Zeitpunkt $t = 0$	Endzustand der Tragfähigkeit $t = \infty$	Endzustand der Gebrauchstauglichkeit $t = \infty$
E_{mean}	$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})}$	$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})}$
G_{mean}	$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})}$	$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})}$
K_{ser}	$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})}$	$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})}$

Dabei ist:

E_{mean} Mittelwert des Elastizitätsmoduls

G_{mean} Mittelwert des Schubmoduls

K_{ser} Verschiebungsmodul

k_{def} Beiwert zur Bestimmung der Kriechverformung nach EC5 Kapitel 3.1.4

ψ_2 Beiwert für den quasi-ständigen Anteil der Einwirkung, die die größte Spannung im Verhältnis zur Festigkeit herruft (wenn diese Einwirkung eine ständige Einwirkung ist, sollte ψ_2 durch 1 ersetzt werden);
Beiwert ψ_2 wird nach EC0 [18] bestimmt

Beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis ist besonders auf die Durchbiegung zu achten. Die wurde in EC5 in mehrere Komponenten geteilt und beschränkt.

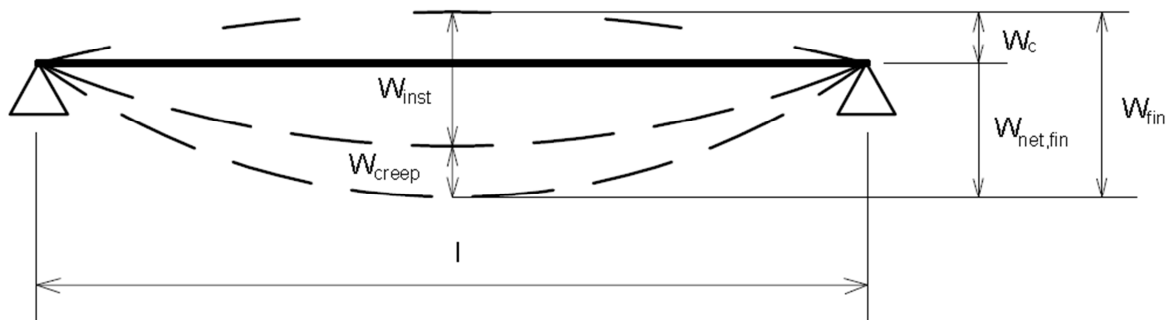


Abbildung 6-5: Anteile der Durchbiegung nach [11]

w_c	Überhöhung (falls vorhanden)
w_{inst}	Anfangsdurchbiegung
w_{creep}	Durchbiegung infolge Kriechens
w_{fin}	Enddurchbiegung
$w_{net,fin}$	gesamte Enddurchbiegung (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung)

Der Nachweis für w_{inst} ist laut dem Nationalen Anhang zu EC5 [12] für die charakteristische Kombination von Einwirkungen nach ÖNORM EN 1990, Abschnitt 6.5.3 (2) a) [18] zu bestimmen. Der Nachweis für $w_{net,fin}$ wird für quasi-ständige Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1990, Abschnitt 6.5.3 (2) c) [18] erbracht.

Die Grenzwerte für die Durchbiegungsanteile findet man in ÖNORM EN 1995-1-1 [11] in Tabelle 7.2 sowie in Nationaler Festlegung zu ÖNORM EN 1995-1-1 [12] Abschnitt 7.2 (2).

Tabelle 6-2: Grenzwerte der Durchbiegungen von Bauteilen nach [12]

Bauteil	Empfohlener Grenzwert der Durchbiegung	
	w_{inst}	$w_{net,fin}$
Durchbiegung infolge der Einwirkungskombination		
Bauteile wie z.B. Decken, Teile von begehbaren Dächern und ähnlich genutzte Bauteile	$l/300$	$l/250$
Bauteile, bei denen die Durchbiegung eine untergeordnete Bedeutung hat, wie z.B. nicht oder nur zu Instandhaltungszwecken begehbare Dächer, Dach- und Deckenkonstruktionen	$l/200$	$l/150$

7. Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren

Das Grundprinzip der Ermittlung der Schnittgrößen sowie der Verformung mit dem Schubanalogieverfahren wurde im Abschnitt 5.2 vorgestellt. Dieser Abschnitt stellt eine Weiterentwicklung der Berechnungsverfahren für einen Durchlaufträger aus HHV dar. Dafür wird ein Beispiel gerechnet. Die Angaben für die Berechnung wurden von Köpl [7, Abschnitt 4.2] bzw. von Hofer [6] hergenommen und um ein Feld vergrößert, so dass ein Zweifeldsystem entsteht.

- Belastung

Die Belastung wurde laut ÖNORM B 1991-1-1 [28] angenommen. Die Nutzlast entspricht der Nutzungskategorie A1 also ein Wohngebäude. Der Fußbodenaufbau wurde für einen massiven Fußbodenaufbau mit max. 10 cm Dicke angenommen.

Tabelle 7-1: Lastaufstellung

Eigengewicht		
	GZG	GZT
Beton	$g_k=1,44 \text{ kN/m}^2$	$g_d=1,94 \text{ kN/m}^2$
Holzspanbeton	$g_k=1,13 \text{ kN/m}^2$	$g_d=1,53 \text{ kN/m}^2$
Holz	$g_k=0,59 \text{ kN/m}^2$	$g_d=0,80 \text{ kN/m}^2$
Fußbodenaufbau		
	GZG	GZT
Massiver Aufbau	$g_k=1,6 \text{ kN/m}^2$	$g_d=2,16 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast		
	GZG	GZT
Nutzkategorie C1	$q_k=2,00 \text{ kN/m}^2$	$q_d=3,00 \text{ kN/m}^2$
Zwischenwandzuschlag	$q_k=0,80 \text{ kN/m}^2$	$q_d=1,20 \text{ kN/m}^2$

$P_d=10,63 \text{ kN/m}^2$
--

Da die Berechnung für eine 1 m breite Decke durchgeführt wird, entspricht die Flächenlast in kN/m^2 der Linienlast in kN/m .

7.1. Aufbau und Materialspezifikation

Es wurde ein dreischichtiger Aufbau des Verbundes angenommen lt. Abbildung 7-1:

- 6 cm – Beton C25/30,
- 3x5 cm - drei Platten des Holzleichtbetons miteinander geklebt,
- 11,8 cm – Holzschicht aus Brettspertholz

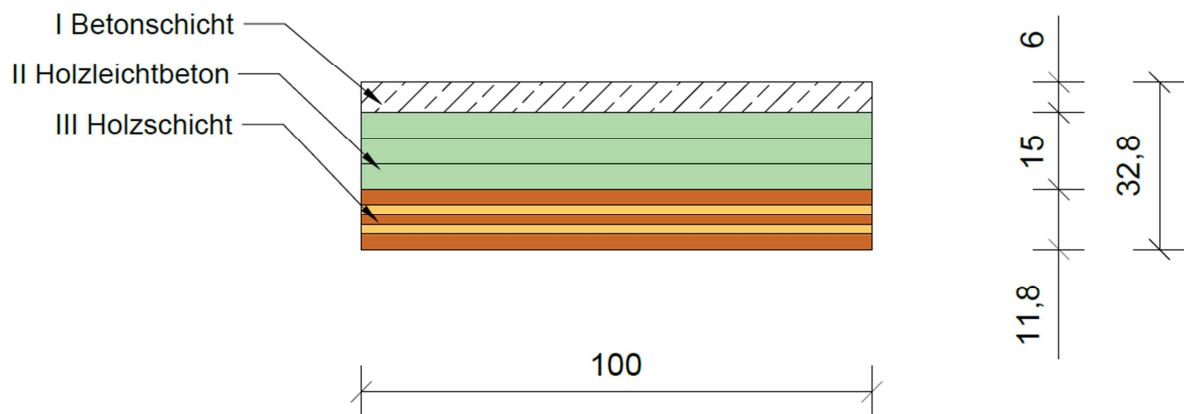


Abbildung 7-1: Der Aufbau des Verbundquerschnittes

Die Schichtdicken des Verbundes entsprechen dem Aufbau des Bauteilversuches von Hofer [6].

Folgende Materialkennwerte werden für die Berechnung aus [7] herangezogen:

- **Beton C25/30:**

Tabelle 7-2: Materialkennwerte - Beton C25/30

Rohdichte	$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
Mittelwert des E-Moduls	$E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert des Schubmoduls	$G_c = 11110 \text{ N/mm}^2$
Druckfestigkeit	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit	$f_{tm} = 1,8 \text{ N/mm}^2$
Schubfestigkeit	$\tau_d = 0,26 \text{ N/mm}^2$
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_c = 1,5$

- **Holzleichtbetonplatte:**

Tabelle 7-3: Materialkennwerte HLB

Rohdichte	$\rho_v = 750 \text{ kg/m}^3$
Mittelwert des E-Moduls	$E_v = 1082 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert des Schubmoduls	$G_v = 14,90 \text{ N/mm}^2$
Druckfestigkeit	$f_{c,0,k} = 2,81 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit	$f_{t,0,k} = 0,50 \text{ N/mm}^2$
Schubfestigkeit, 5%-Quantile	$f_{v,90,k} = 0,21 \text{ N/mm}^2$
Annahme für den Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_v = 2,0$

- **Brettsperrholz:**

Tabelle 7-4: Materialkennwerte Brettsperrholz

Rohdichte	$\rho_t = 500 \text{ kg/m}^3$
Mittelwert des E-Moduls	$E_t = 11600 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert des Schubmoduls	$G_t = 650 \text{ N/mm}^2$
Biegefestigkeit	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Druckfestigkeit	$f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Zugfestigkeit	$f_{t,0,k} = 14 \text{ N/mm}^2$
Rollschubfestigkeit	$f_{v,90,k} = 1,10 \text{ N/mm}^2$
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_t = 1,25$
Modifikationsbeiwert für KLED = mittel, Nutzungsklasse 1	$k_{mod} = 0,8$

7.1.1. Ermittlung der Steifigkeit des Verbundes

Bei dem Zweifeldsystem treten sowohl positive als auch negative Momente auf. Da der Beton verschiedene Druck- und Zugfestigkeiten aufweist, ist es notwendig zwischen dem Feld- und Stützbereich zu unterscheiden. Deswegen wurde die Ersatztragfähigkeit des Verbundes getrennt für die beiden Bereiche ermittelt. Im Weiteren wird der Feldbereich als Bereich 1 und der Stützbereich als Bereich 2 bezeichnet.

Die Längen der einzelnen Bereiche wurden wie folgt angenommen:

$$L_{\text{positiv}} = 0,85 * L = 6,12 \text{ m}$$

$$L_{\text{negativ}} = 0,15 * L = 1,08 \text{ m}$$

7. Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren

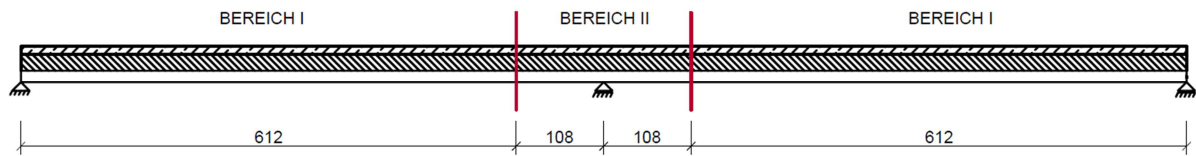


Abbildung 7-2: Bereich I und Bereich II

7.1.2. Steifigkeit in dem Bereich 1 – im Feld

Tabelle 7-5: Flächen und Trägheitsmomente des Teilquerschnittes

Beton	$A_1 = 600 \text{ cm}^2$	$I_{y,1} = 1800 \text{ cm}^4$
HLB	$A_2 = 1500 \text{ cm}^2$	$I_{y,2} = 28125 \text{ cm}^4$
Holz	$A_3 = 1180 \text{ cm}^2$	$I_{y,3} = 13692 \text{ cm}^4$

$A_{\text{eff,HOLZ}} = 800 \text{ cm}^2$
--

Tabelle 7-6: Materialkennwerte

Beton	$E_1 = 31000 \text{ N/mm}^2$	$G_c = 11110 \text{ N/mm}^2$
HLB	$E_2 = 1082 \text{ N/mm}^2$	$G_v = 14.9 \text{ N/mm}^2$
Holz	$E_3 = 11600 \text{ N/mm}^2$	$G_t = 650 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 7-7: Schichtendicke und Schwerpunkte

Beton	$h_1 = 6 \text{ cm}$	$z_1 = 3.0 \text{ cm}$	$z_{s,1} = -10.1 \text{ cm}$
HLB	$h_2 = 15 \text{ cm}$	$z_2 = 13.5 \text{ cm}$	$z_{s,2} = 0.4 \text{ cm}$
Holz	$h_3 = 11.8 \text{ cm}$	$z_3 = 26.9 \text{ cm}$	$z_{s,3} = 13.8 \text{ cm}$

$a = 23.9 \text{ cm}$	
$h_{\text{ges}} = 32.8 \text{ cm}$	$z_{s,\text{tot}} = 13.1 \text{ cm}$
$b = 100 \text{ cm}$	

Tabelle 7-8: Eigenanteile: Dehnsteifigkeit und Biegesteifigkeit

Beton	$EA_1 = 1860000 \text{ kN}$	$EI_{y,1} = 5580000 \text{ kNcm}^2$
HLB	$EA_2 = 162300 \text{ kN}$	$EI_{y,2} = 3043125 \text{ kNcm}^2$
Holz	$EA_3 = 1368800 \text{ kN}$	$EI_{y,3} = 15882643 \text{ kNcm}^2$

$\Sigma EA = 3391100 \text{ kN}$	$\Sigma EI_{y,i} = 24505768 \text{ kNcm}^2$
	$\Sigma EI_{y,i} = 2451 \text{ kNm}^2$

Tabelle 7-9: Steineranteile und Ersatzschubsteifigkeit

Beton	$EA_1 \cdot z_{s,1}^2 =$	191608545 kNcm ²
HLB	$EA_2 \cdot z_{s,2}^2 =$	19922 kNcm ²
Holz	$EA_3 \cdot z_{s,3}^2 =$	258802015 kNcm ²
	$\Sigma(EA_i \cdot z_{s,i}^2) =$	450430481 kNcm ²
	$\Sigma(EA_i \cdot z_{s,i}^2) =$	45043 kNm ²
	$S_B =$	5622 kN

7.1.3. Steifigkeit in dem Bereich 2 - in dem Stützbereich

Der Verbundträger in dem Bereich weist ein negatives Moment auf. Deswegen wird Beton mit einer Zugkraft belastet. Dadurch muss die Schicht mit der Bewehrung verstärkt werden. Es wurde eine Stabbewehrung Ø12/20 gewählt.

Die getroffenen Annahmen für die Ermittlung der Ersatzsteifigkeit im Bereich 2:

- Bewehrung weist keine Biegesteifigkeit auf
- Beton in dem gesamten Stützbereich befindet sich in einem gerissenen Zustand und hat ein E-Modul gleich 0
- Bewehrung wurde in der Mitte der obersten Schicht verlegt – Betondeckung ist gleich 3 cm

Tabelle 7-10: Fläche und Trägheitsmomente des Teilquerschnittes

Beton	$A_1 =$	600 cm ²	$I_{y,1} =$	1800 cm ⁴
Bewehrung	$A_s =$	5.65 cm ²	$I_s =$	0 cm ⁴
HLB	$A_2 =$	1500 cm ²	$I_{y,2} =$	28125 cm ⁴
Holz	$A_3 =$	1180 cm ²	$I_{y,3} =$	13692 cm ⁴
	$A_{eff,HOLZ} =$	800 cm ²		

Tabelle 7-11: Materialkennwerte

Beton/Stahl	$E_s =$	210000 N/mm ²	$G_c =$	11110 N/mm ²
HLB	$E_2 =$	1082 N/mm ²	$G_v =$	14.9 N/mm ²
Holz	$E_3 =$	11600 N/mm ²	$G_t =$	650 N/mm ²

7. Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren

Tabelle 7-12: Schichtendicke und Schwerpunkte

Beton	$h_1 = 6 \text{ cm}$	$z_1 = 3.0 \text{ cm}$	$z_{s,1} = -20.9 \text{ cm}$
HLB	$h_2 = 15 \text{ cm}$	$z_2 = 13.5 \text{ cm}$	$z_{s,2} = -10.4 \text{ cm}$
Holz	$h_3 = 11.8 \text{ cm}$	$z_3 = 26.9 \text{ cm}$	$z_{s,3} = 3.0 \text{ cm}$

$a = 23.9 \text{ cm}$	
$h_{ges} = 32.8 \text{ cm}$	$z_{s,tot} = 23.9 \text{ cm}$
$b = 100 \text{ cm}$	

Tabelle 7-13: Eigenanteile: Dehnsteifigkeit und Biegesteifigkeit

Beton	$EA_1 = 118650 \text{ kN}$	$EI_{y,1} = 0 \text{ kNm}^2$
HLB	$EA_2 = 162300 \text{ kN}$	$EI_{y,2} = 3043125 \text{ kNm}^2$
Holz	$EA_3 = 1368800 \text{ kN}$	$EI_{y,3} = 15882643 \text{ kNm}^2$
$\Sigma EA = 1649750 \text{ kN}$		$\Sigma EI_{y,i} = 18925768 \text{ kNm}^2$
		$\Sigma EI_{y,i} = \mathbf{1893 \text{ kNm}^2}$

Tabelle 7-14: Steineranteile und Ersatzschubsteifigkeit

Beton	$EA_1 * z_{s,1}^2 = 51643372 \text{ kNm}^2$
HLB	$EA_2 * z_{s,2}^2 = 17429145 \text{ kNm}^2$
Holz	$EA_3 * z_{s,3}^2 = 12626279 \text{ kNm}^2$
$\Sigma(EA_i * z_{s,i}^2) = 81698796 \text{ kNm}^2$	
$\Sigma(EA_i * z_{s,i}^2) = \mathbf{8170 \text{ kNm}^2}$	
$S_B = \mathbf{5622 \text{ kN}}$	

7.1.4. Ermittlung der Durchbiegung und der Schnittkräfte

Tabelle 7-15: Zusammenstellung der Steifigkeiten

	Steifigkeit im Bereich 1	Steifigkeit im Bereich 2
Dehnsteifigkeit	$\Sigma EA = 3391100 \text{ kN}$	$\Sigma EA = 1649750 \text{ kN}$
Biegesteifigkeit	$\Sigma EI_{y,i} = 2451 \text{ kNm}^2$	$\Sigma EI_{y,i} = 1893 \text{ kNm}^2$
Steineranteile	$\Sigma(EA_i * z_{s,i}^2) = 45043 \text{ kNm}^2$	$\Sigma(EA_i * z_{s,i}^2) = 8170 \text{ kNm}^2$
Ersatzschubsteifigkeit	$S_B = 5622 \text{ kN}$	$S_B = 5622 \text{ kN}$

Die weitere Berechnung wurde mit Hilfe von dem Stabwerksprogramm R-Stab 5 der Firma Dlubal [17] durchgeführt.

7. Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren

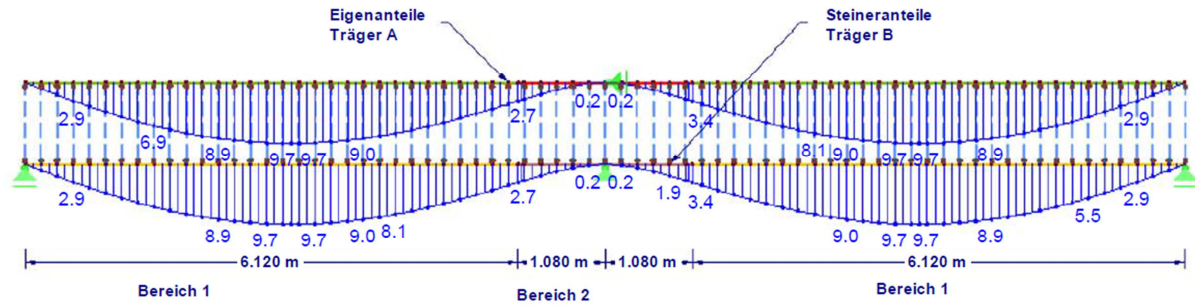


Abbildung 7-3: Die Darstellung der Durchbiegung unter charakteristischer Lasteinwirkung [mm]

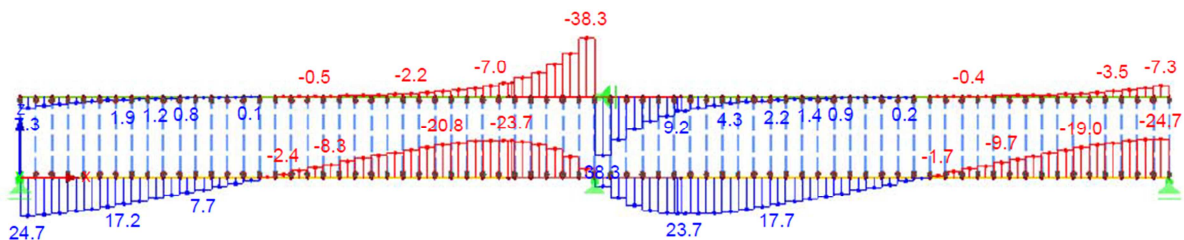


Abbildung 7-4: Darstellung der Querkraft unter Bemessungslast [kN]

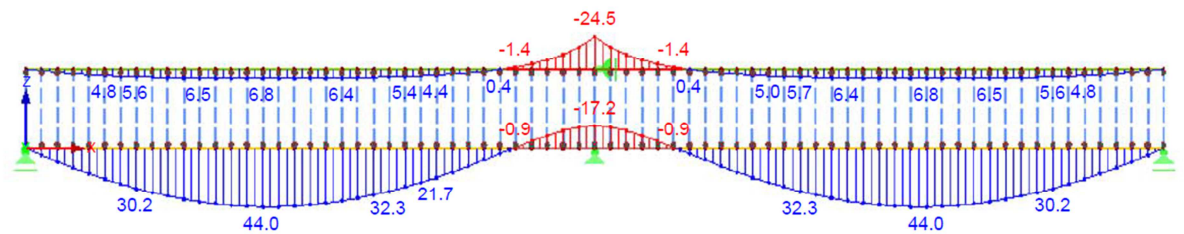


Abbildung 7-5: Darstellung des Momentenverlaufes unter Bemessungslast [kNm]

Tabelle 7-16: Verformung und maßgebende Schnittgrößen

Durchbiegung unter charakteristischer Last	
$w = 9.7 \text{ mm}$	
Schnittgrößen unter Bemessungslast	
Bereich 1	Bereich 2
$M_{\text{TrägerA}} = 6.8 \text{ kNm}$	$M_{\text{TrägerA}} = -24.5 \text{ kNm}$
$M_{\text{TrägerB}} = 44.0 \text{ kNm}$	$M_{\text{TrägerB}} = -17.2 \text{ kNm}$
$V_{\text{TrägerA}} = 9.2 \text{ kN}$	$V_{\text{TrägerA}} = 38.3 \text{ kN}$
$V_{\text{TrägerB}} = 24.7 \text{ kN}$	$V_{\text{TrägerB}} = 23.7 \text{ kN}$

7. Berechnung des Durchlaufträgers mit dem Schubanalogieverfahren

Tabelle 7-17: Normalspannung

	Bereich 1		Bereich 2
Beton:			
$z_{1,o} = 0.0\text{cm}$	$\sigma_{1,o} = -5.65\text{N/mm}^2$	$z = 3\text{ cm} \quad \sigma_s = 92.24 \text{ N/mm}^2$	
$z_{1,u} = 6.0\text{cm}$	$\sigma_{1,u} = -0.49\text{N/mm}^2$		
HLB:			
$z_{2,o} = 6.0\text{cm}$	$\sigma_{2,o} = -0.22\text{N/mm}^2$	$\sigma_{2,o} = 1.29\text{N/mm}^2$	
$z_{2,u} = 21.0\text{cm}$	$\sigma_{2,u} = 0.23\text{N/mm}^2$	$\sigma_{2,u} = -0.81\text{N/mm}^2$	
Holz:			
$z_{3,o} = 21.0\text{cm}$	$\sigma_{3,o} = -0.34\text{N/mm}^2$	$\sigma_{3,o} = 8.12\text{N/mm}^2$	
$z_{3,u} = 32.8\text{cm}$	$\sigma_{3,u} = 3.46\text{N/mm}^2$	$\sigma_{3,u} = -9.60\text{N/mm}^2$	

Tabelle 7-18: Schubspannung

	Bereich 1		Bereich 2	
z_i	$t_{i,ges}$		$t_{i,ges}$	
Beton:				
0.0 cm	0.000	N/mm ²	0.000	N/mm ²
3.0 cm	0.104	N/mm ²	0.054	N/mm ²
6.0 cm	0.104	N/mm ²	0.072	N/mm ²
HLB:				
6.0 cm	0.104	N/mm ²	0.072	N/mm ²
13.5 cm	0.115	N/mm ²	0.158	N/mm ²
21.0 cm	0.103	N/mm ²	0.121	N/mm ²
Holz:				
21.0 cm	0.103	N/mm ²	0.121	N/mm ²
26.9 cm	0.127	N/mm ²	0.469	N/mm ²
32.8 cm	0.000	N/mm ²	0.000	N/mm ²

8. Anwendung der FEM auf die Durchlaufdecke in Holzleichtbeton-Verbundbauweise

In dem Kapitel wird das Beispiel aus dem Abschnitt 7 mit Hilfe der FE-Methoden berechnet und die Ergebnisse werden präsentiert sowie diskutiert.

Parameter der FEM Simulation

Für die Modellierung der Decke wurden Volumenelemente angewendet.

Da das nicht lineare Verhalten des Betons über dem Auflager einen großen Einfluss auf die Ergebnisse hat, wurde die Schicht in zwei Bereiche geteilt. Die Aufteilung der Decke sowie die Materialkennwerte sind gleich zu dem Beispiel vom Abschnitt 7.1. Es wurde angenommen, dass der Beton über dem Auflager völlig gerissen ist und damit ein Elastizitätsmodul von null aufweist. Die Schicht wirkt jedoch positiv bei der Lastabtragung. Durch die in der Mitte der Schicht verlegte Bewehrung wird der Steineranteil aktiviert. Um die Wirkung im FE-Modell zu berücksichtigen, wurde eine Fläche aus Stahl mit einer Dicke von 0,56 mm und einer Breite von 1 m gewählt. Die Querschnittfläche von der Stahlschicht entspricht dem Bewehrungsquerschnitt bei dem Beispiel von dem Abschnitt 7. Für die Modellierung der Stahlschicht wurden flächige 2D Finite Elemente verwendet, um den Rechenaufwand zu minimieren.

Ziel des Kapitels ist es, die Eignung der FE-Methode für die Berechnung von Durchlaufdecken in Holzleichtbeton-Verbundbauweise zu beurteilen. Deswegen ist es wichtig die gleichen Annahmen wie im Kapitel 7 zu treffen und nicht unbedingt die realen Versuche von Hofer [6] nachzurechnen.

Die getroffenen Annahmen bei dieser Berechnung sind:

- Alle Materialien verhalten sich linear elastisch
- Die Klebverbindung zwischen den Schichten wird als starre Verbundfuge definiert. (Der Kleber ist als ein starrer Verbund definiert und weist im Vergleich zu den Schrauben praktisch keine Verschiebung unter Belastung auf (nach Neuhaus [5])).
- Die Holzschicht ist wie bei der Berechnung von Werner [8] homogen

Der Einfluss der Annahmen wird im weiteren Verlauf auf Grundlage der anderen Berechnung diskutiert.

Materialkennwerte und Belastung

Die Materialkennwerte bleiben im Vergleich zu dem Abschnitt 7.1 unverändert. Die Belastung wurde ebenfalls dem vorherigen Beispiel entnommen.

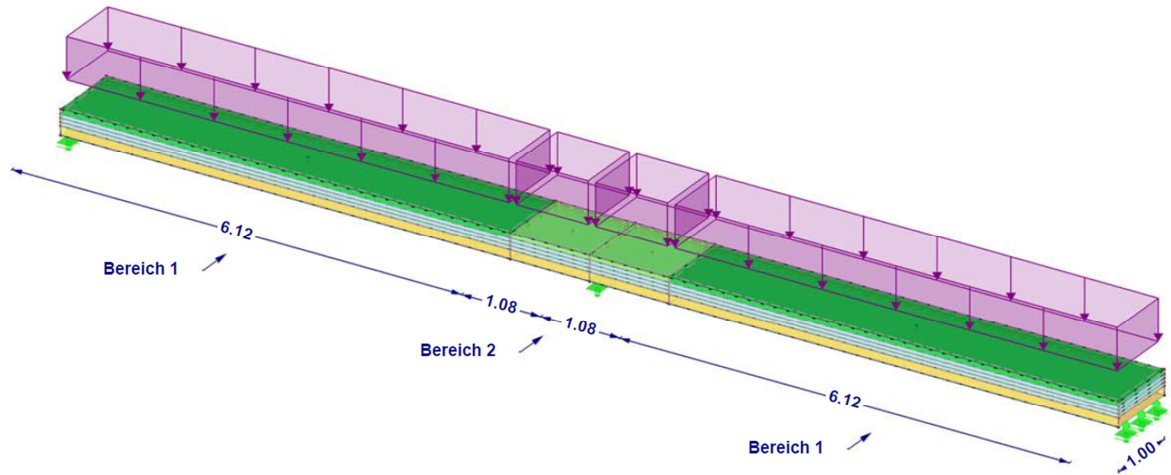


Abbildung 8-1: Modell mit der Belastung

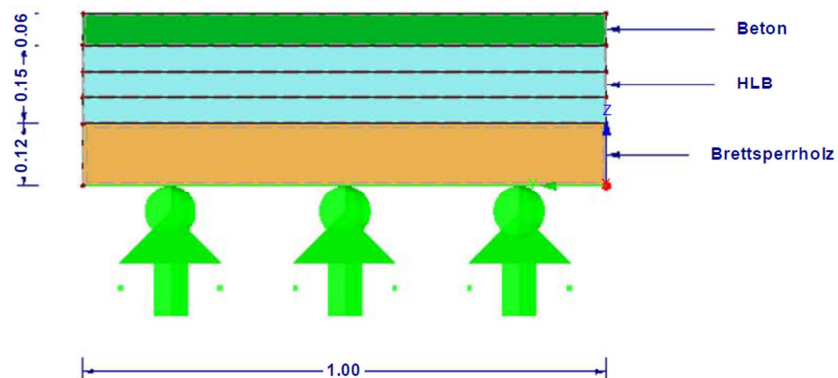


Abbildung 8-2: Modell im Schnitt

8.1. Ergebnisse der Berechnung

In der Abbildung 8-3 wurde die Gesamtverformung unter der charakteristischen Last dargestellt. Die maximale vertikale Verformung beträgt 9,9 mm.

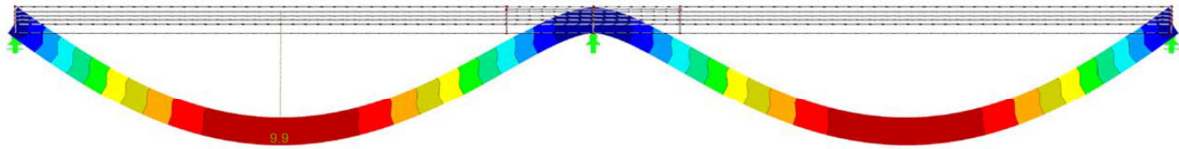
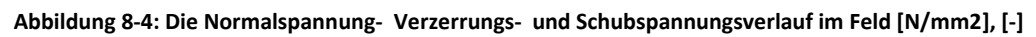


Abbildung 8-3: Durchbiegung unter charakteristischer Last [mm]

Die weiteren vier Abbildungen stellen die Normal- und Schubspannungsverläufe sowie die Verzerrungsverläufe unter der Bemessungslast dar. Die Abbildung 8-8 zeigt hingegen den horizontalen Schnitt durch die Bewehrung über dem Auflager mit der Normalspannung. Der Mittelwert bei der Grafik kann als die Zugspannung in der Bewehrung betrachtet werden.

Um den Einfluss der punktuell eingebrachten Kraft von dem Mittel- und Randaufleger zu minimieren, wurden das Ergebnis für Schubspannung in einem Abstand von $d=33\text{cm}$ (entspricht der Höhe der Decke) abgelesen. Die Schnitte für Normalspannungen wurden genau durch das Mittelaufleger für den Bereich 2 und durch die maximalen Spannungen im Feld für Bereich 1 durchgeführt.



ÜBER DEM MITTELAUFLAGER:

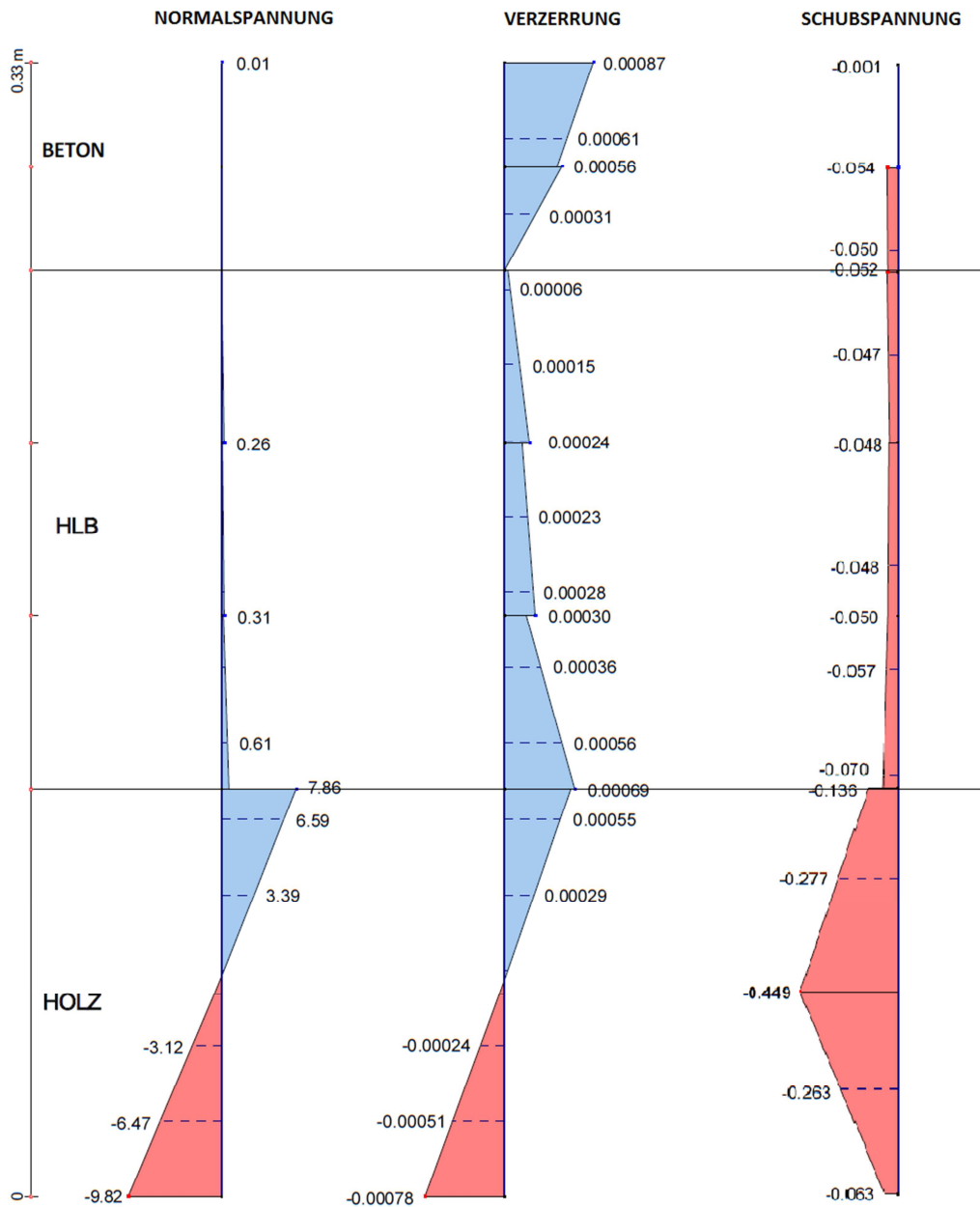


Abbildung 8-5: Die Normalspannung- Verzerrungs- und Schubspannungsverlauf über dem Mittelaufleger [N/mm²], [-]

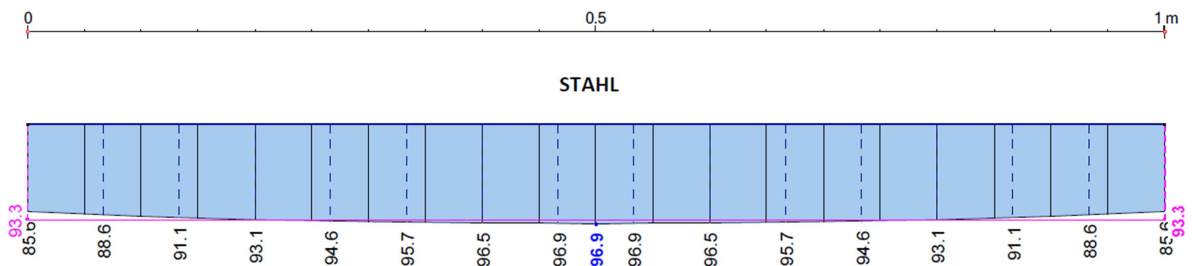


Abbildung 8-6: Normalspannung in der Stahlschicht über dem Auflager – horizontaler Schnitt [N/mm²]

8.2. Gegenüberstellung der Ergebnisse

Tabelle 8-1: Gegenüberstellung der Ergebnisse - FEM ohne Kleber und Schubanalogieverfahren

MAXIMALE VERFORMUNG						
	Schubanalogieverfahren		FEM-Berechnung		Abweichung	
	9.7 mm		9.9 mm		2.0%	
NORMALSPANNUNG in N/mm ²						
	BEREICH 1 - - maximale Spannung im Feld			BEREICH 2 - - über dem Mittelaufleger		
	Schubanalogie- verfahren	FEM- Berechnung	Abweichung	Schubanalogie- verfahren	FEM- Berechnung	Abweichung
Beton:						
oben	-5.65	-5.98	5.8%	92.24	93.30	1.0%
unten	-0.49	-0.48	2.7%			
HLB:						
oben	-0.22	-0.04	-	1.29	-0.02	-
unten	0.23	-0.05	-	-0.81	0.76	-
Holz:						
oben	-0.34	-0.33	3.3%	8.12	7.86	3.2%
unten	3.46	3.38	2.2%	-9.60	-9.82	2.3%
SCHUBSPANNUNG in N/mm ²						
	BEREICH 1 – - Bereich des Randauflegers			BEREICH 2 - Bereich des Mittelaufleger		
	Schubanalogie- verfahren	FEM- Berechnung	Abweichung	Schubanalogie- verfahren	FEM- Berechnung	Abweichung
Beton:	0.104	0.107	2.8%	0.054	0.054	0.0%
HLB:	0.104	0.099	4.8%	0.072	0.070	2.8%
Holz:	0.103	0.106	2.8%	0.469	0.449	4.3%

8.3. Modellierung der Decke mit der Kleberschicht

Die Decke aus dem Abschnitt 7 wurde hier noch Mal mit Hilfe von FEM berechnet. Diesmal wurden die Kleberschichten zwischen Holz und Holzleichtbeton und zwischen den einzelnen Holzleichtbetonplatten nicht vernachlässigt. Dadurch lässt sich feststellen, wie groß der Einfluss dieser Vereinfachung auf die Ergebnisse ist und ob die Vereinfachung in der weiteren Berechnung getroffen werden darf.

Die Schichten wurden als 2D Elemente zwischen Volumenelementen aus Holz und Holzleichtbeton modelliert.

Der Kleber Sika Top Seal 107 entspricht dem der Versuche von Hofer [6]. Die wichtigsten Materialkennwerte des Klebers wurden in der Abbildung 8-7 dargestellt. Diese Abbildung zeigt ebenfalls die Anordnung der Kleberschichten sowie die Dicken aller Schichten.

8. Anwendung der FEM auf die Durchlaufdecke in Holzleichtbeton-Verbundbauweise

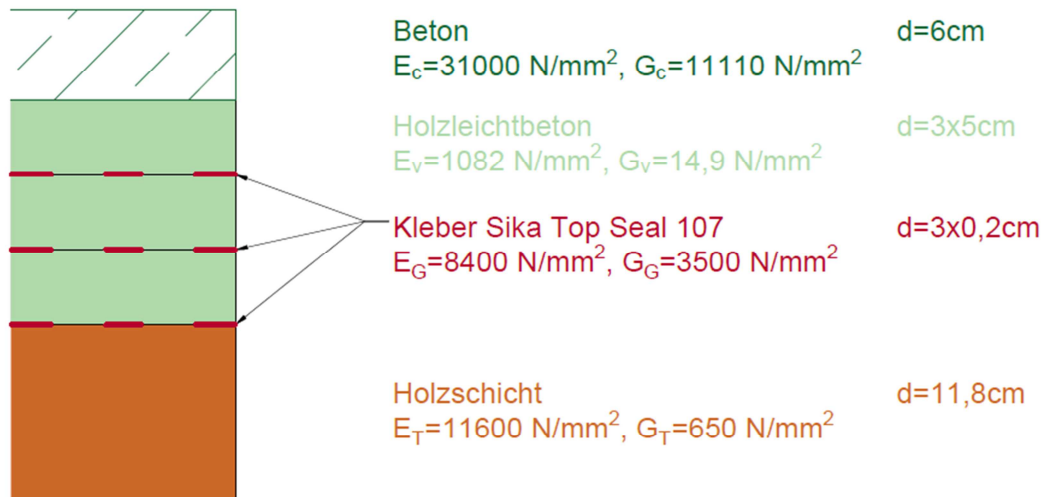


Abbildung 8-7: Schnitt durch den Verbund mit Markierung des Klebers

Tabelle 8-2: Gegenüberstellung der Ergebnisse - FEM ohne Kleber und FEM mit Kleber

VERFORMUNG in mm						
	FEM ohne Kleber		FEM mit Kleber		Abweichung	
	9.9 mm		9.9 mm		0.0%	

NORMALSPANNUNG in N/mm ²						
	BEREICH 1 - - maximale Spannung im Feld			BEREICH 2 - - über dem Mittelaufleger		
	FEM ohne Kleber	FEM mit Kleber	Abweichung	FEM ohne Kleber	FEM mit Kleber	Abweichung
Beton:						
oben	-5.98	-6.01	0.5%	93.3	91.9	-1.5%
unten	-0.48	-0.46	-4.2%			
HLB:						
oben	-0.04	-0.05	-	-0.02	-0.04	-
unten	-0.05	-0.04	-	0.76	0.75	-0.8%
Holz:						
oben	-0.33	-0.30	-9.1%	7.86	7.57	-3.7%
unten	3.38	3.40	0.6%	-9.82	-9.91	0.9%

SCHUBSPANNUNG in N/mm ²						
	BEREICH 1 - - Bereich des Randauflegers			BEREICH 2 - - Bereich des Mittelauflegers		
	FEM ohne Kleber	FEM mit Kleber	Abweichung	FEM ohne Kleber	FEM mit Kleber	Abweichung
Beton:	0.107	0.108	0.9%	0.054	0.052	-3.7%
HLB:	0.099	0.099	0.0%	0.070	0.068	-2.9%
Holz:	0.106	0.107	0.9%	0.449	0.449	0.0%

In der obenliegenden Tabelle wurden die Ergebnisse der FEM Berechnung ohne Berücksichtigung des Klebers (von Kapitel 8.2) und mit Berücksichtigung des Einflusses dieser Schichten dargestellt.

8.4. Diskussion der Ergebnisse

Vergleich zwischen dem Schubanalogieverfahren und FEM

In dem Schritt wurde der Einfluss des Klebers auf das Verhalten des Verbundes lt. Neuhaus [5] vernachlässigt. Die durchschnittliche Abweichung der Ergebnisse zwischen den beiden Methoden für die Normalspannung liegt trotzdem innerhalb einer Grenze von 2-3 %. Der maximale Unterschied hingegen überschreitet nicht 6 %.

Die größte Abweichung sieht man anhand der Spannung in der Holzleichtbetonschicht. Das lässt sich durch zusätzliche Effekte erklären, die nur mit Hilfe von FEM berücksichtigen werden können.

Die Normalspannung in der mittleren Schicht ist sehr klein im Vergleich zur Normalspannung im Beton oder im Holz und die Biegesteifigkeit von HLB ist viel kleiner als die Biegesteifigkeit des Betons und Holzes. Deswegen ist es wichtiger für die Spannung der Mittelschicht die Verzerrung der nebenliegenden Schichten und nicht den eigenen Spannungszustand der Holzleichtbetonschicht zu beachten. Die Verformung des Holzleichtbetons folgt der Verformung der viel steiferen Randschichten des Betons und des Holzes. Diese Auswirkung kann nicht mit dem Schubanalogieverfahren berücksichtigen werden. Um diese Auswirkung besser zu sehen wurden auf den Bildern 8.4 und 8.6 außer den Normalspannungsverläufen auch die zugehörigen Verzerrungsverläufe dargestellt.

Außerdem beträgt das Verhältnis zwischen dem Elastizitätsmodul des Holzes und des Holzleichtbetons ca. 10. Die Normalspannung am Rand der Holzschicht ist auch ungefähr zehn Mal größer als in demselben Punkt im Holzleichtbeton, was mit Berücksichtigung der Verzerrungsverläufe und der Hook-Gesetze diese Theorie bestätigt.

Um sicher zu sein, dass die Abweichung an der Genauigkeit der FEM Berechnung liegt und nicht an der Vereinfachung bei der Modellierung auf den Kleber zu verzichten, wurde die gleiche Decke ohne diese Annahme (Abschnitt 8.3) berechnet.

Die Abweichung bei der Spannung in der Bewehrung liegt bei einem Prozent. Der Unterschied ist sehr klein und kann eine Folge der Einstellung des FE-Netzes sein.

Die Abweichung bei der Schubspannung liegt unter 5 % und kann mit dem Einfluss des naheliegenden Auflagers erklärt werden. Die Einzelkraft in der Form des Auflagers kann die Schubspannung beeinträchtigen. Das Ergebnis der Schubspannung ist trotzdem befriedigend aber es muss bei der Berechnung von solchen Durchlaufsystemen aus Holzleichtbeton darauf Rücksicht genommen werden, dass die Schubspannung in Wirklichkeit um 5 % größer sein kann.

Die geringe Abweichung der Verformung von 2% zeigt dass das gesamte FE-Modell dem Schubanalogieverfahren gut entspricht.

Die Ergebnisse der FEM Berechnung sind sehr abhängig vom Abstand des Randes der Decke in Quer-Richtung. Dadurch kann zusätzlich der Effekt der Änderung der Spannung entlang der Breite der Decke berücksichtigt werden, was auch mit dem Schubanalogieverfahren nicht möglich ist. Der horizontale Schnitt durch die Bewehrung (Abbildung 8-6) über dem Mittelaufleger zeigt diese Eigenschaft. Die durchschnittliche Spannung der Bewehrung beträgt zwar $93,3 \text{ N/mm}^2$, aber die minimale Spannung am Rand beträgt nur $85,6 \text{ N/mm}^2$ und die maximale in der Mitte $96,9 \text{ N/mm}^2$.

Vergleich von FEM ohne und mit Modellierung des Klebers

Der Kleber Sika Top Seal 107 ist ein sehr steifer Klebstoff, der ein fast so großes Elastizitätsmodul wie Holz aufweist. Die Schicht ist auch acht Mal steifer als eine Holzleichtbeton-Schicht. Dadurch verbessern sich die Ergebnisse nach der Berücksichtigung des Klebers. Die Schicht ist jedoch so dünn ($3 \times 0,2 \text{ cm}$), dass der Unterschied geringfügig ist. Die maximale Abweichung liegt zwar bei fast 10 % aber die absolute Abweichung ist fast überall unter $0,03 \text{ N/mm}^2$. Außerdem zeigt die Modellierung der Decke mit dem Kleber kleinere Ergebnisse aufgrund der Aussteifung der Decke durch die stärkere Schicht. In Wirklichkeit kann nicht gewährleistet werden, dass die Kleberschicht überall mindestens $0,2 \text{ cm}$ beträgt und dadurch sind die besseren Ergebnisse fragwürdig.

Die geringe Abweichung der Normalspannung in der Holzleichtbeton-Schicht bestätigt endgültig, dass die Ergebnisse für die Schicht nach FEM Berechnung richtig sind und der Unterschied im Vergleich zum Schubanalogieverfahren nicht an der Vereinfachung bei der Modellierung liegt indem man auf den Kleber verzichtet.

Zusammenfassung

In Rücksicht auf die zusätzlichen Effekte der FEM-Berechnung, die das Schubanalogieverfahren nicht berücksichtigt, wie die Differenzierung der Spannung entlang der Breite der Decke sowie der Einfluss der punktuell eingetragenen Auflagerkraft, ist festzuhalten, dass das vorgeschlagene Berechnungsverfahren das Schubanalogieverfahren gut abbildet.

Für weitere Berechnung kann der Einfluss des Klebers zwischen Holz und Holzleichtbeton sowie zwischen zwei Holzleichtbetonplatten vernachlässigt werden.

9. Ergebnisse des Biegeversuchs

Im Rahmen des Forschungsprojekts WooCon „Wood-based concrete: building construction with composite elements of wood-concrete compound and timber“ wurden in der Abteilung für Architekturwissenschaften, Tragwerkplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien drei Biegeversuche der Kragträger aus Holzleichtbeton-Verbund durchgeführt.

Der Gegenstand des Abschnittes ist die Beschreibung des Aufbaus und des statischen Systems der Versuchskörper, die Vorstellung der Eigenschaften der angewandten Materialien sowie die Darstellung der Geometrie der Träger. Anschließend werden die Ergebnisse der Versuche dargestellt. Es wird das statische System des Versuchskörpers behandelt, sowie sein Einfluss auf die Ergebnisse beurteilt.

9.1. Statisches System – Durchlaufträger und Kragträger

Hauptziel des Laborversuches war die Untersuchung des Verhaltens des Verbundes im Bereich des negativen Moments. Die Laboruntersuchung dient zur Verifizierung des Rechenmodells und nicht zur Dimensionierung der Durchlaufdecke. Die Decke mit einer beliebigen Spannweite und einem gewünschten Aufbau kann nach der Verifizierung des Berechnungsverfahrens mit Hilfe von FEM berechnet werden. Dadurch war es nicht notwendig den ganzen Durchlaufträger mit zwei Feldern zu bauen. Die Abbildungen 9-1 und 9-2 zeigen die Momentenverteilung bei dem Durchlaufsystem und bei dem vereinfachten Kragssystem. Die Abweichung zwischen beiden Grafen im Bereich des Mittelaufagers ist nicht groß. Der Unterschied im Feld ist zwar größer aber die Beurteilung des Einfeldträgers ist nicht der Gegenstand der Ausarbeitung. Die Untersuchung wurde von Hofer [6] durchgeführt.

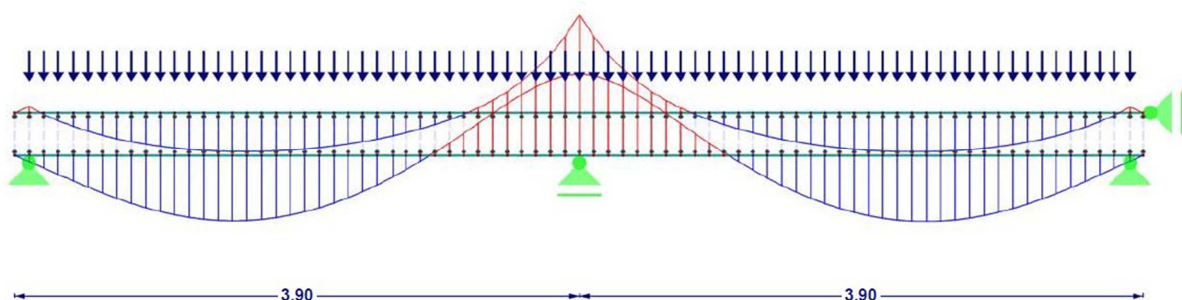


Abbildung 9-1: Momentenverteilung unter Gleichlast bei dem Durchlaufträger

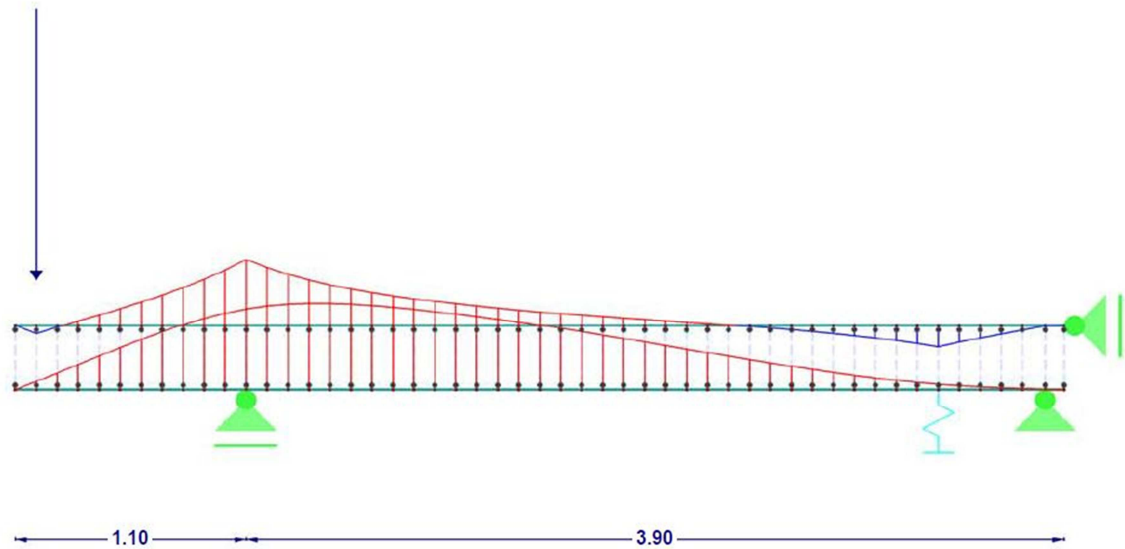


Abbildung 9-2: Momentenverteilung unter Einzellast bei dem Kragträger

9.2. Versuchsanordnung

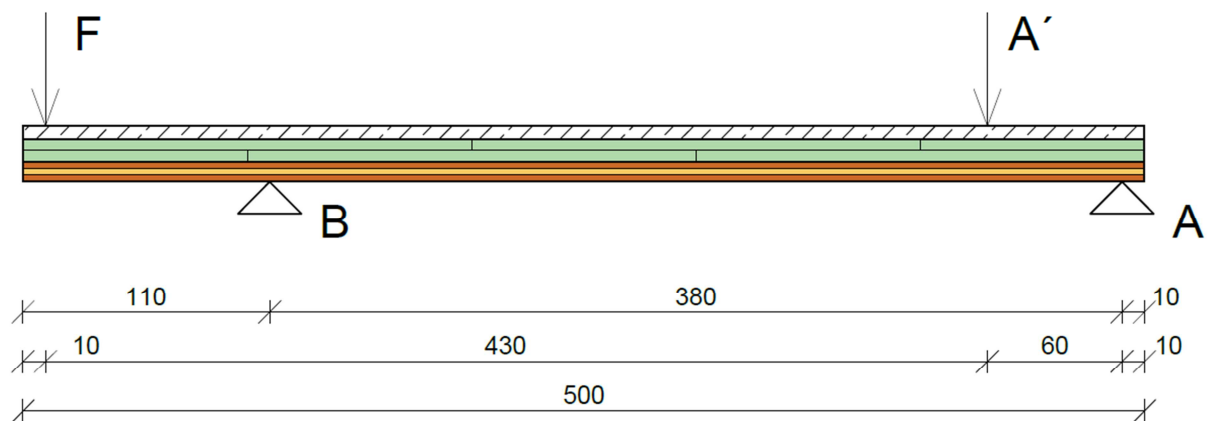


Abbildung 9-3: Die Abmessung des Kragträgers

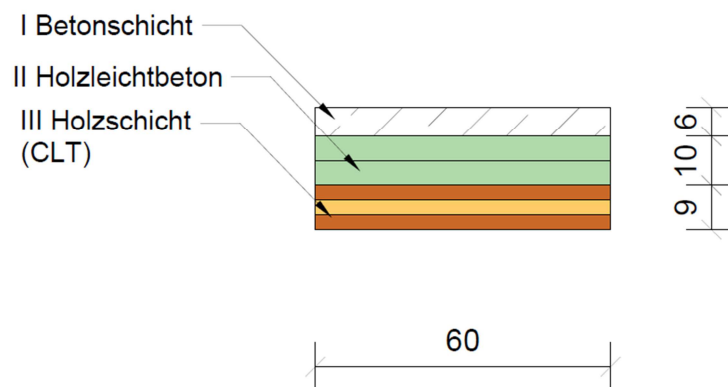


Abbildung 9-4: Die Abmessung des Kragträgers - Schnitt

Es wurden drei gleiche Versuchskörper gefertigt:

- CLT1
- CLT2
- CLT3

Die Unterschiede zwischen den Versuchen liegen bei den Belastungsstufen (siehe 9.3) und der Einstellung der Messgeräte im Feld (siehe 9.2.2).

Die Decke wurde von unten in den zwei Punkten „A“ und „B“ gelagert (siehe Abbildung 9-5). Da die gleichzeitige Wirkung des Auflagers A von unten und oben aufgrund der Laborkapazität nicht möglich ist, erfolgte die Unterstützung von oben mit dem zusätzlichen Auflager „A'“, das in Abstand von 60 cm von dem Auflager A positioniert wurde. Der Versuchskörper wurde mit der Einzelkraft „F“ auf der Auskragung im Abstand von 1 m belastet.

Die Anordnung der Auflagers und der Belastung zeigen die Fotos 9-3, 9-4 sowie die Zeichnungen 9-5, 9-6.



Abbildung 9-5: Versuchskörper - Auflager A , A' und B



Abbildung 9-6: Versuchskörper - Auflager B und die Auskragung

9.2.1. Aufbau des Verbundes

Der gesamte Querschnitt weist eine Dicke von 25 cm und eine Breite von 60 cm auf. Der Verbundträger entsteht aus der Zusammensetzung der drei folgenden Materialien:

I. Holzschicht

Die Holzschicht wurde aus Brettspertholz geplant und bei der Firma Stora Enso [2] bestellt. Die Schicht weist eine Dicke von 9 cm auf und besteht aus drei kreuzweise verlegten, flächig miteinander verklebten Brettlagen aus Nadelholz. Alle drei Schichten sind 3 cm hoch. (Materialkennwerte siehe Kapitel 10.1)

II. Holzleichtbeton

Die mittlere Schicht besteht aus zwei miteinander geklebten Platten aus Heraklith jede mit einer Dicke von 5 cm. (Materialkennwerte siehe Kapitel 10.1)

III. Beton

Die oberste Schicht stellt Beton dar und weist eine Dicke von 6 cm auf. Um die negativen Momente über dem Auflager übertragen zu können, wurde der bewährte Beton eingesetzt. Es wurde über die gesamte Länge des Trägers eine Matte AQ60 als untere Lage und eine 2 m lange Matte AQ60 als obere Lage über dem Auflager verlegt. Zusätzlich wurde es 2Ø10 über

eine gesamte Länge und 2Ø10 mit $l=2$ m über dem Mittelaufleger als mittlere Lage zwischen den beiden Matten verlegt. (Materialkennwerte siehe Kapitel 10.1)

- **Schubverbinder**

Die Verbindung zwischen den Heraklithplatten wurde durch den Kleber Revenit Bauflex 2K von der Firma Avenarius Argo geschafft. Die Heraklithplatten und Brettsper Holzplatten wurden mit Hilfe von Agropox KC 215 geklebt. Ein zusätzlicher Schubverbund ist durch Schrauben Schmid Rapid Vollgewinde 8,0x300/290 gesichert.

Die genaue Anordnung der Schrauben in dem Träger stellt die untere Abbildung dar.

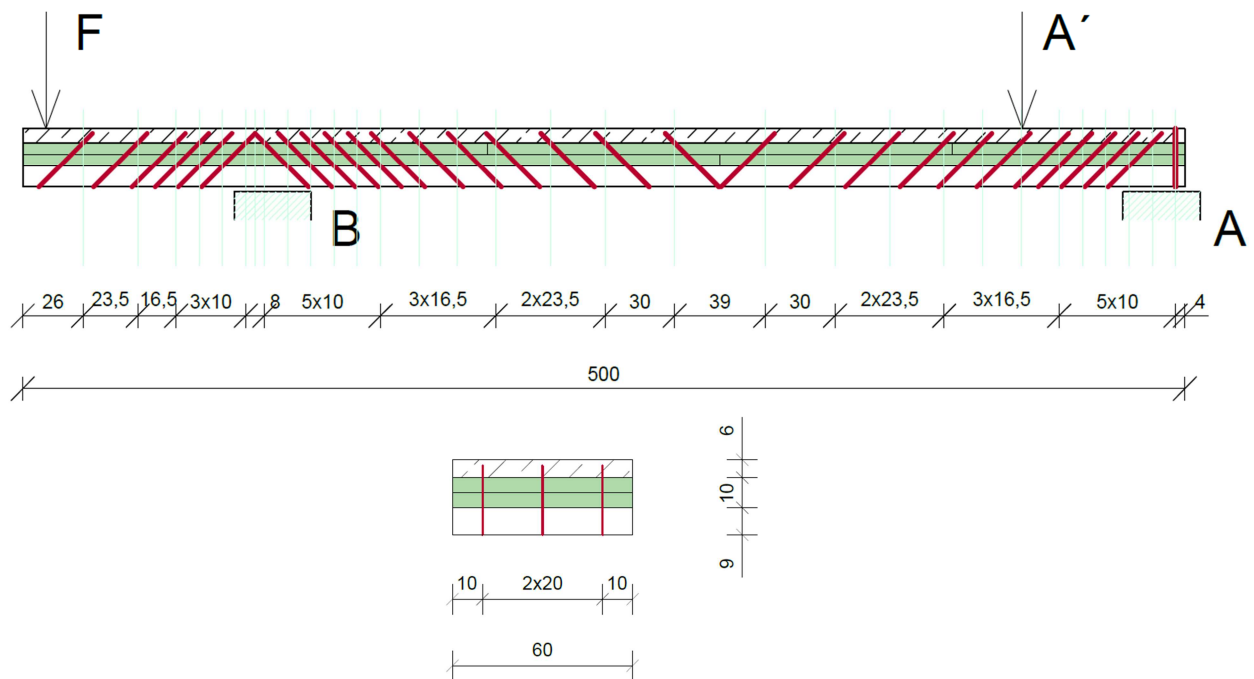


Abbildung 9-7: Die Anordnung der Schrauben

9.2.2. Anordnung von den Messpunkten

Bei dem Biegeversuch wurden 7 Messgeräte eingebaut, um die vertikale Verschiebung im Feld und an der Auskragung sowie die horizontale Verschiebung zwischen den Schichten abzumessen. Abbildung 9-8 und 9-9 zeigen die Anordnung von den Messpunkten.

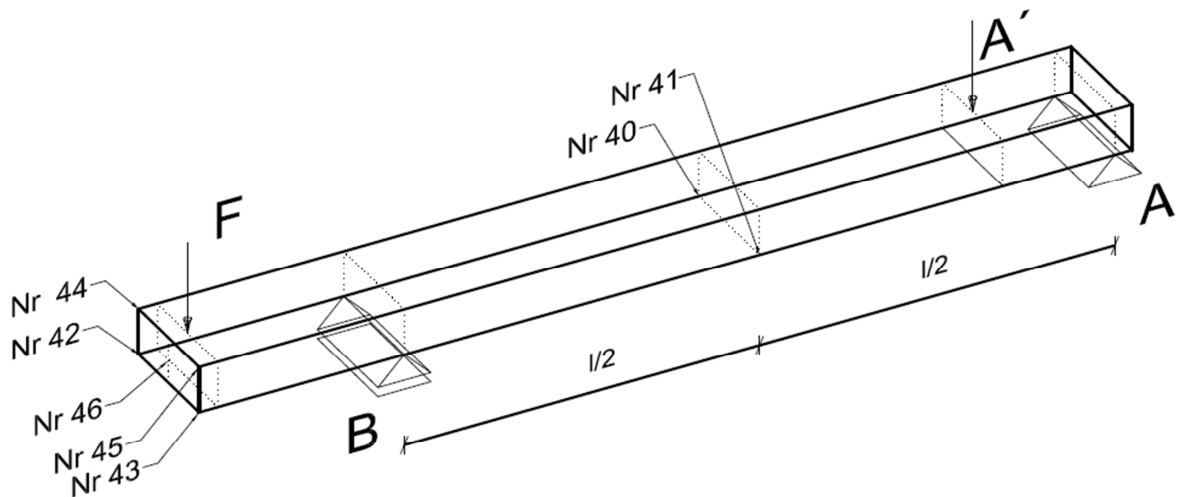


Abbildung 9-8: Einstellung der Messgeräte bei dem ersten Biegeversuch

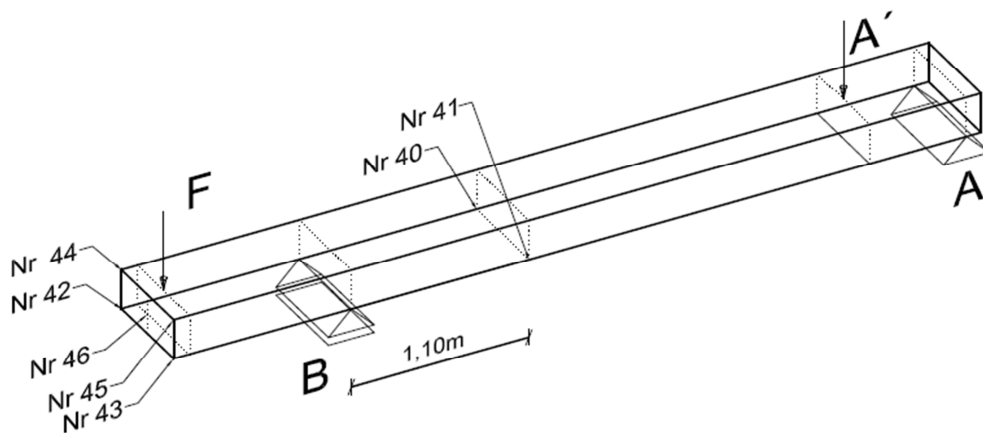


Abbildung 9-9: Einstellung der Messgeräte bei dem zweiten und dritten Biegeversuch

Nr. 40, Nr. 41 – vertikale Verschiebung im Feld

Nr. 42, Nr. 43 – vertikale Verschiebung an der Auskragung – Unterseite des BSHs

Nr. 44, Nr. 45 – vertikale Verschiebung an der Auskragung – Oberseite des Betons

Nr. 46 – horizontale Verschiebung zwischen BSH und Beton

9.3. Belastungsstufen

Da die Verformung des HHV mit der Zeit steigt, wurde die Belastung in mehrere Schritten eingegeben. Die Belastungsstufen für Kragträger CLT1 wurden für $F_{\max} = 20 \text{ kN}$ ausgerechnet. Nachdem der Träger viel mehr Kraft aufnehmen konnte, wurden die Belastungsstufen für Kragträger CLT2 und CLT3 für $F_{\max} = 40 \text{ kN}$ umgerechnet. Die Abbildungen 9-10 und 9-11 zeigen die Belastungskurven.

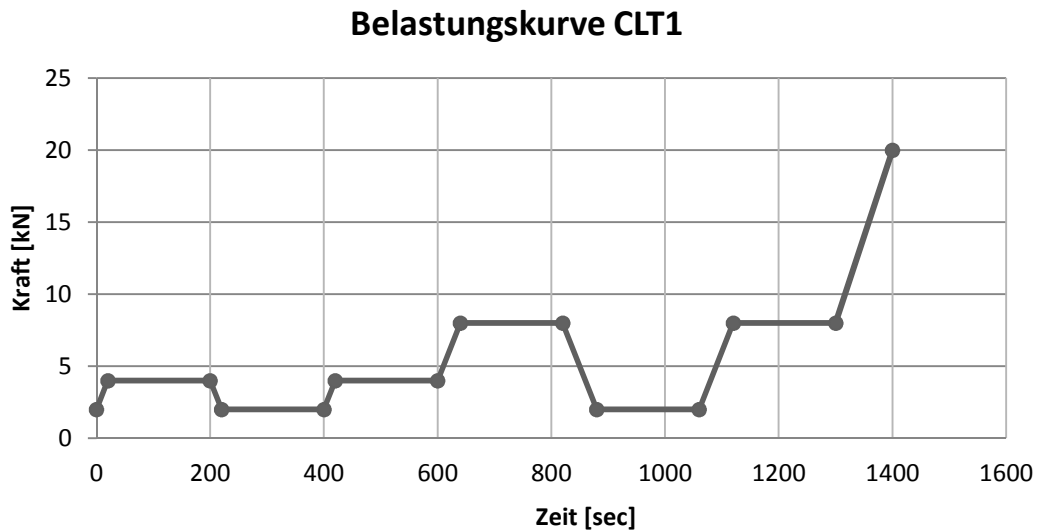


Abbildung 9-10: Belastungskurve für Kragträger CLT1

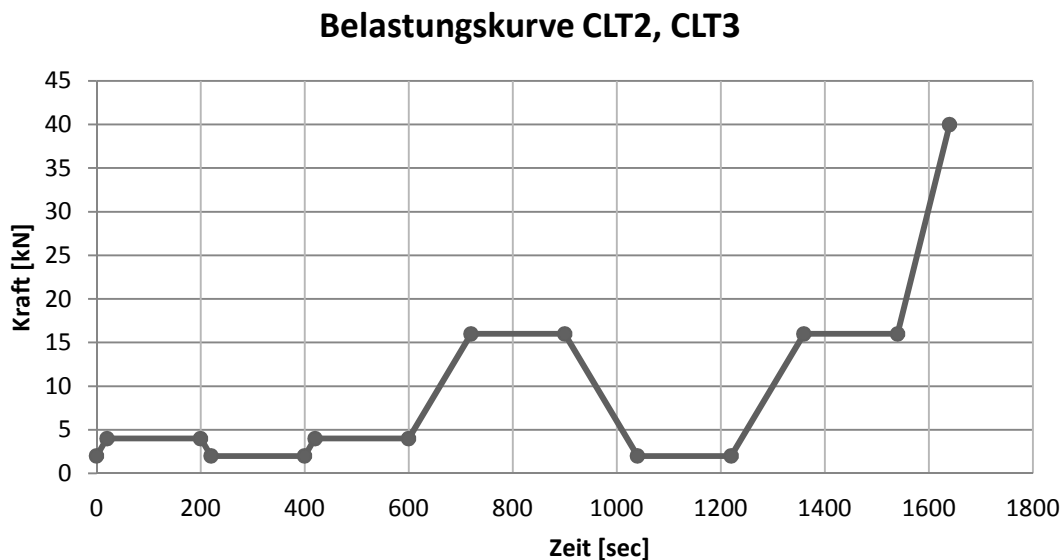


Abbildung 9-11: Belastungskurve für Kragträger CLT2 und CLT3

9.4. Ergebnisse

Das globale Versagen des Versuchskörpers wurde nicht erreicht, da die maximale Verschiebung des Kolbens früher erreicht wurde. Trotzdem wurde das lokale Versagen bei dem ersten Kragträger im Beton beobachtet (siehe Abbildung 9-13). Die Risse trafen im Abstand von 1,1 m von dem Auflager B in der Feldmitte, wo der Übergang des Bewehrungsgrades war auf.

9. Ergebnisse des Biegeversuchs



Abbildung 9-12: Versuchskörper unter Belastung



Abbildung 9-13: Lokales Versagen des Betons

Die Verformungen an der Auskragung der Versuchskörper werden auf den Abbildungen 9-14 bis 9-16 dargestellt.

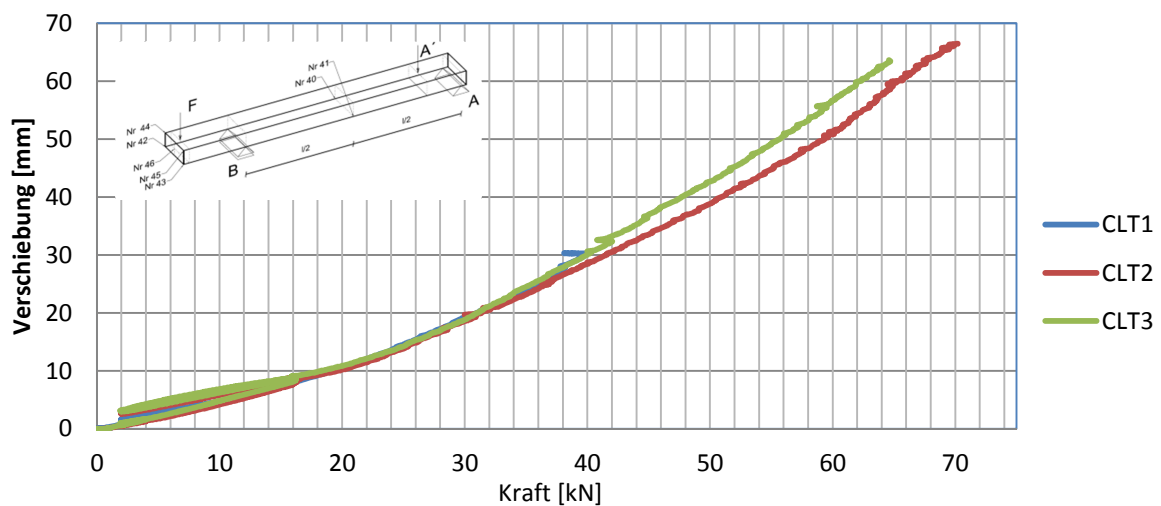


Abbildung 9-14: Kraft-Verschiebungs-Diagramm – Auskragung – Unterseite des BSHs

9. Ergebnisse des Biegeversuchs

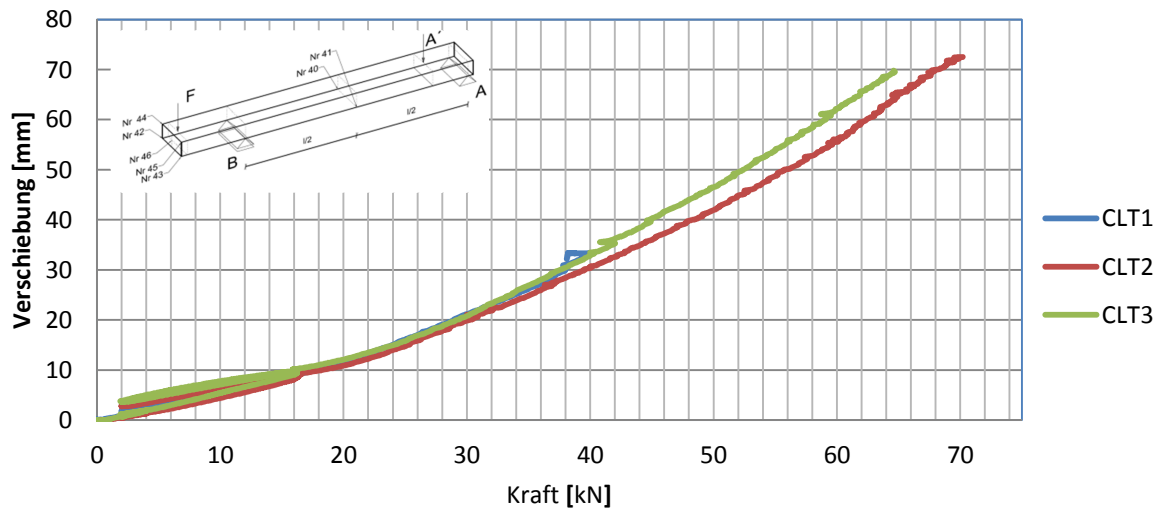


Abbildung 9-15: Kraft-Verschiebungs-Diagramm – Auskrragung – Oberseite des Betons

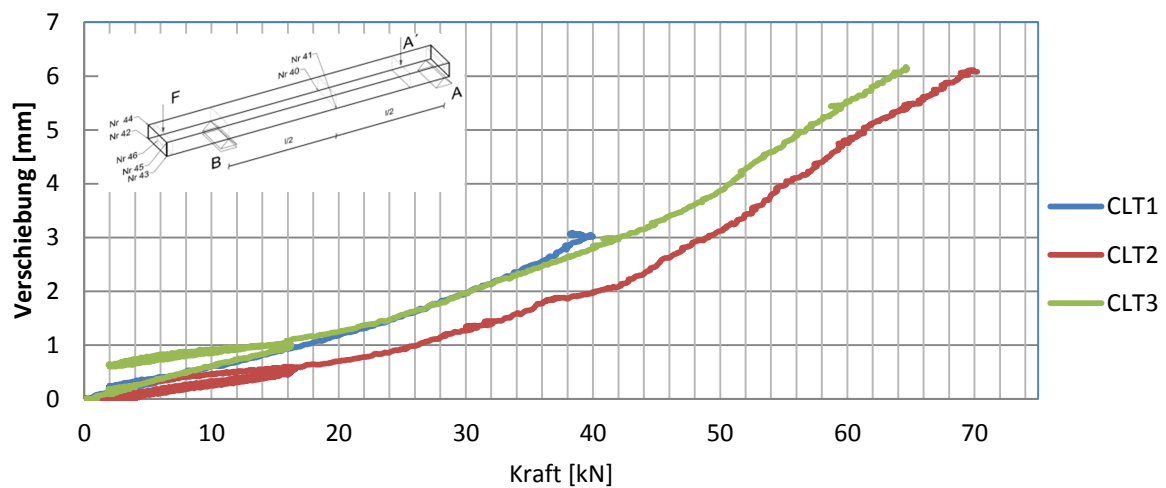


Abbildung 9-16: Unterschied zwischen der Verformung der Oberseite und der Unterseite der Auskrragung

Die dargestellten Ergebnisse dienen nur zum Zweck des Vergleiches der FEM-Simulation mit den Laborversuchen. Die exakte Beurteilung sowie die Diskussion der Versagensarten aller drei Versuchskörper ist Gegenstand einer anderen Ausarbeitung.

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

In der Berechnung, die im Abschnitt 8 durchgeführt wurde, wurde festgestellt, dass die FE-Methode der Simulation ein naheliegendes Ergebnis für die Durchlaufsysteme wie das Schubanalogieverfahren liefert. Jedoch um die Methode für weitere Berechnungen empfehlen zu können, ist es notwendig sie mit dem realen System zu vergleichen. Die Decke, die im Abschnitt 7 und 8 gerechnet wurde, ist nur mit Kleber verbunden, während in den meisten Fällen der Verbund mit Hilfe von Kleber und Schrauben gewährleistet ist. Deswegen ist es vor der weiteren Berechnung notwendig die FEM-Berechnung dem realen System mit stiftförmigen Schubverbinder gegenüber zu stellen.

10.1. Modellierung des Kragträgers

Hier wird eine Nachrechnung des Versuchskörpers vom Kapitel 9 durchgeführt. Es werden die Ergebnisse der Biegeversuche aller drei Kragträger dargestellt. Am Ende wird es eine Gegenüberstellung gegeben und es wird eine Beurteilung der Ergebnisse durchgeführt.

Parameter der FEM Simulation

Die Simulation des Versuchskörpers erfolgt mit Hilfe von Volumenelementen. Ausnahmen sind die Bewehrung und die Schrauben. Die Bewehrung wird analog wie im Abschnitt 8 als 2D Flächenelement und die Schrauben als 1D-Stäbe modelliert (siehe 5.4.4 – Klassifizierung Finiten Elemente). Der Vorteil der Simulation der Bewehrung als Fläche im Vergleich zum Volumen ist ein kleinerer Rechenaufwand. Eine weitere Vereinfachung zu den Stabelementen ist in dem Fall jedoch nicht möglich. Im Programm ist es nicht möglich eine lineare Verbindung zwischen 1D und 3D Element zu simulieren (also zwischen Bewehrung und Beton). Es lässt sich nur eine punktuelle Verbindung zwischen beiden Elementen am Rand der Schicht herstellen, wo in dem Fall die Momente gleich null sind. Diese Vereinfachung führt zur konstanten Normalkraft über die gesamte Länge der Bewehrung und damit auch zu falschen Ergebnissen.

Da die Schrauben viel kleinere Längen als die Bewehrungsstäbe aufweisen, lassen sie sich als 1D Elemente simulieren.

Da in der Berechnung im Kapitel 8.3 festgestellt wurde, dass die Modellierung des Klebers kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse aufweist, wurde die Schicht nicht modelliert. Um das Verhalten der Kragversuche besser abzubilden, wurde das nichtlineare Verhalten des Betons berücksichtigt. In Gegensatz zur Annahme vom Abschnitt 8 ist die Holzschicht nicht homogen modelliert. Alle drei Schichten des Brettsperrholzes, die verschiedene Spannrichtungen aufweisen, wurden getrennt modelliert.

Materialkennwerte

Die zur Simulation verwendeten Materialien entsprechen denen der Kragversuche (siehe Kapitel 9.2.1).

Beton:

Nr.	Farbe	Bezeichnung
1		Beton C45/55

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E : 3600.00 [kN/cm ²]
Schubmodul	G : 1500.00 [kN/cm ²]
Querdehnzahl	ν : 0.200 [-]
Spezifisches Gewicht	γ : 25.00 [kN/m ³]
Wärmedehnzahl	α : 1.0000E-05 [1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ _M : 1.00 [-]

Materialmodell	
Isotrop nichtlinear elastisch 2D/3D...	

Kommentar	
Zusätzliche Materialkennwerte sind im Dialog Materialmodell definiert	

Abbildung 10-1: Materialkennwerte des Betons

Holzleichtbeton:

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E _x : 108.20 [kN/cm ²]
	E _y : 108.20 [kN/cm ²]
	E _z : 108.20 [kN/cm ²]
Schubmodul	G _{yz} : 1.49 [kN/cm ²]
	G _{xz} : 1.49 [kN/cm ²]
	G _{xy} : 1.49 [kN/cm ²]
Querdehnzahl	☒ ν _{yz} : 0.200 [-] ☐ ν _{zy} : 0.200 [-]
	ν _{xz} : 0.200 [-] ν _{zx} : 0.200 [-]
	ν _{xy} : 0.200 [-] ν _{yx} : 0.200 [-]

Abbildung 10-2: Materialkennwerte Des Holzleichtbetons

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

Holz:

Das Brettsperrholz besteht aus drei kreuzweise verlegten Schichten aus der Sortierungsklasse C24 (laut Stora Enso [2]). Da das Holz verschiedene Eigenschaften in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung aufweist, wurden für die Schicht zwei Materialien verwendet.

Die Materialkennwerte wurden nach der Norm ÖNORM EN 1995-1-1 [11] gewählt.

The screenshot shows a software interface for defining material properties. At the top, there are three tabs: 'Nr.' (numbered 11), 'Farbe' (color selection), and 'Bezeichnung' (labeled 'Pappel und Nadelholz C24'). Below this is a section titled 'Materialkennwerte' (Material Properties) containing a table of properties with input fields and units. At the bottom, there is a 'Materialmodell' (Material Model) dropdown menu set to 'Isotrop linear elastisch'.

Property	Symbol	Value	Unit
Elastizitätsmodul	E	1100.00	[kN/cm ²]
Schubmodul	G	69.00	[kN/cm ²]
Querdehnzahl	ν	0.200	[-]
Spezifisches Gewicht	γ	4.20	[kN/m ³]
Wärmedehnzahl	α	5.0000E-06	[1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.00	[-]

Abbildung 10-3: Materialkennwerte des Holzes C24 (längs zur Faser)

This screenshot is similar to the previous one but for the transverse direction. The 'Nr.' tab is numbered 10, and the 'Bezeichnung' is 'Pappel und Nadelholz C24 (quer zur Faser)'. The 'Materialkennwerte' table shows different values for the modulus of elasticity (E) and shear modulus (G) compared to the longitudinal direction.

Property	Symbol	Value	Unit
Elastizitätsmodul	E	37.00	[kN/cm ²]
Schubmodul	G	6.90	[kN/cm ²]
Querdehnzahl	ν	0.200	[-]
Spezifisches Gewicht	γ	4.20	[kN/m ³]
Wärmedehnzahl	α	5.0000E-06	[1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M	1.00	[-]

Abbildung 10-4: Materialkennwerte des Holzes C24 (quer zur Faser)

Nichtlineares Verhalten des Betons

Die Betonschicht weist weitgehend nichtlineare Eigenschaften auf. Die sind abhängig davon, ob der Beton sich im Zustand I oder II befindet. Deswegen wurde das Material als isotrop nichtlinear elastisch modelliert (siehe Abbildung 10-5). Die maximale Zug- und Druckfestigkeit wurde von EC 2 [29] für Beton C45/55 angenommen.

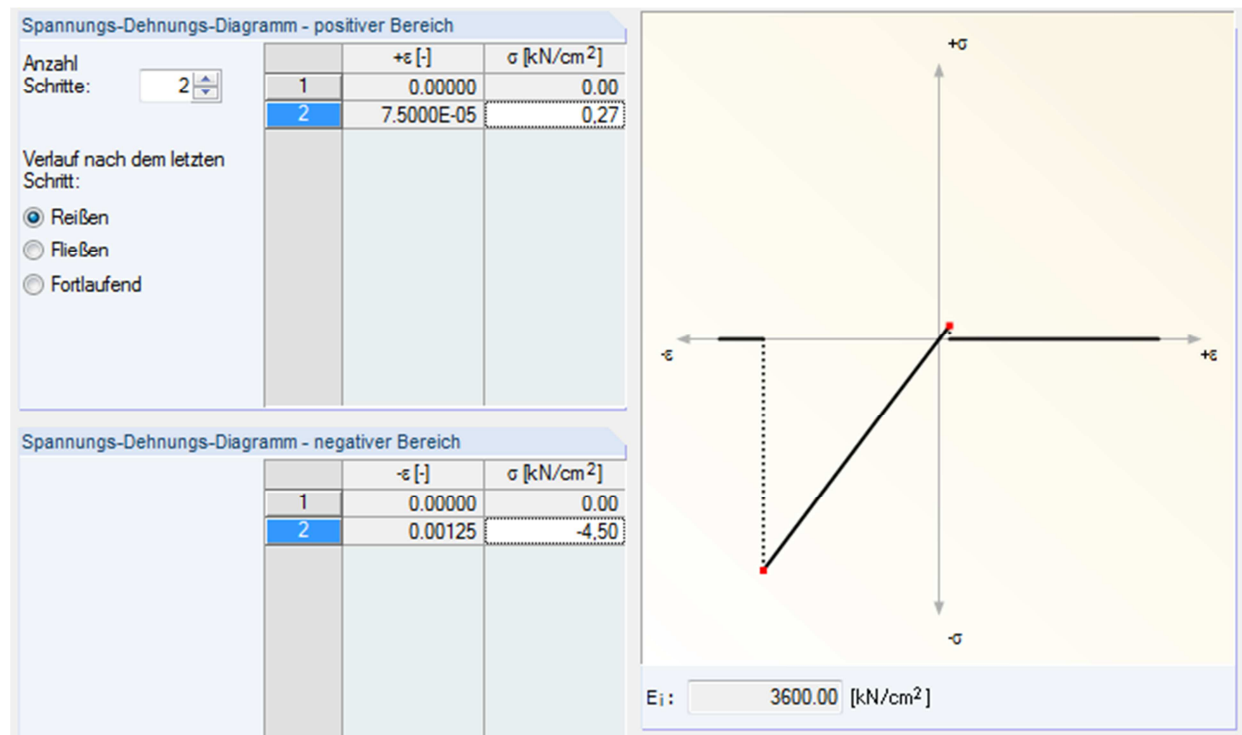


Abbildung 10-5: Die Darstellung des Spannungs-Dehnungs- Diagrammes für Beton

Schrauben

Für die genaueren Ergebnisse wurde jede einzelne Schraube getrennt modelliert. Die Anordnung der Schrauben ist analog zu dem realen Kragträger.

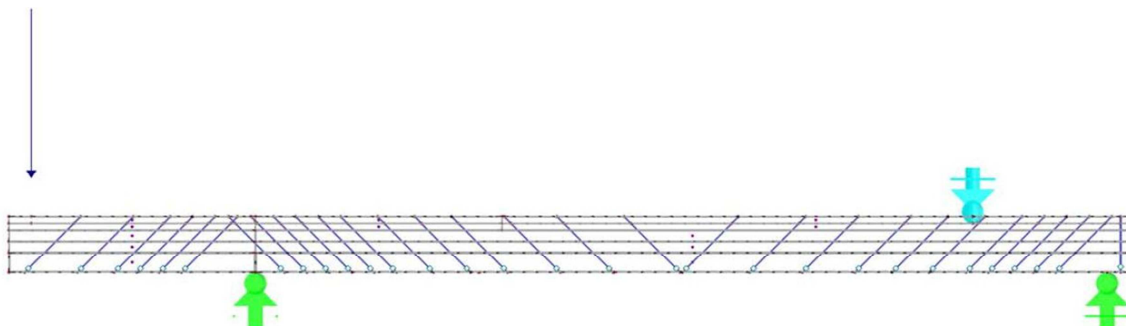
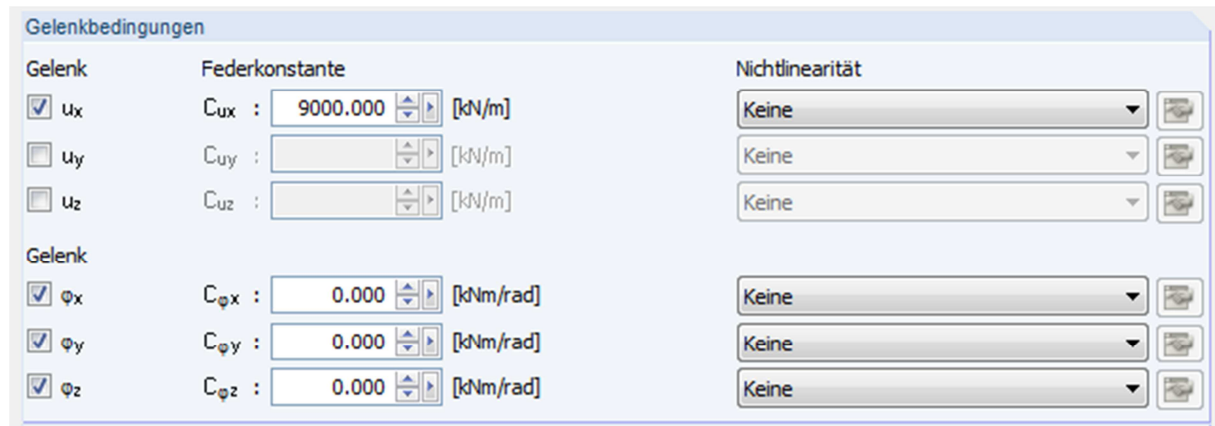


Abbildung 10-6: Modellierung der Schrauben

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

Bei der Verbindung Holz-Schraube wurden die Verschiebungsgelenke eingegeben (siehe Abbildung 10-7). Das Verschiebungsmodul K_{ser} wurde nach der Zulassung [30] für $l_{ef} = 100$ mm berechnet.

$$K_{ser} = 9000 \text{ N/mm}$$



Gelenkbedingungen		
Gelenk	Federkonstante	Nichtlinearität
☒ u_x	$C_{ux} : 9000.000$ [kN/m]	Keine
☐ u_y	$C_{uy} :$ [kN/m]	Keine
☐ u_z	$C_{uz} :$ [kN/m]	Keine
Gelenk		
☒ φ_x	$C_{\varphi x} : 0.000$ [kNm/rad]	Keine
☒ φ_y	$C_{\varphi y} : 0.000$ [kNm/rad]	Keine
☒ φ_z	$C_{\varphi z} : 0.000$ [kNm/rad]	Keine

Abbildung 10-7: Gelenkbedingungen bei dem Knoten Holz-Schraube

Belastung

Um ein exaktes Kraft-Verschiebungs-Diagramm zu erhalten, wurden 10 Laststufen modelliert (siehe Abbildung 10-8). Die Verformungen für alle anderen Punkte zwischen den Laststufen wurden linear interpoliert.

Bei dem Laborversuch wurden die Messpunkte auf einem System eingesetzt, auf dem schon das Eigengewicht wirkt. Anschließend wurden die Messgeräte auf einen Wert von Null eingestellt. Deswegen ist es nicht notwendig das Eigengewicht bei der FE-Modellierung zu berücksichtigen.

Vorhandene Lastkombinationen	
LK1	Stufe 2kN
LK2	Stufe 4kN
LK3	Stufe 6kN
LK4	Stufe 8kN
LK5	Stufe 10kN
LK6	Stufe 12kN
LK7	Stufe 14kN
LK8	Stufe 16kN
LK9	Stufe 20kN
LK10	Stufe 25kN

Abbildung 10-8: Die Belastungsstufen der Simulation

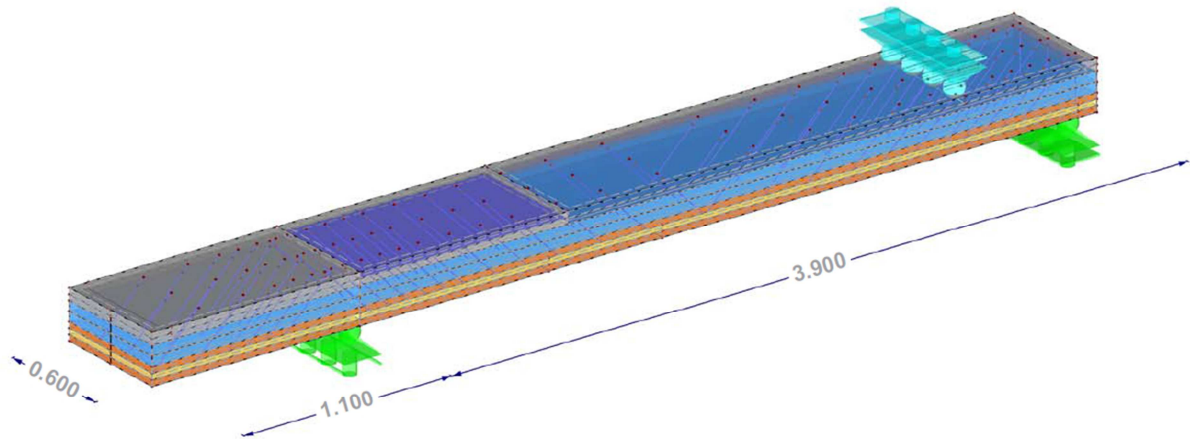


Abbildung 10-9: Modell mit Abmessung

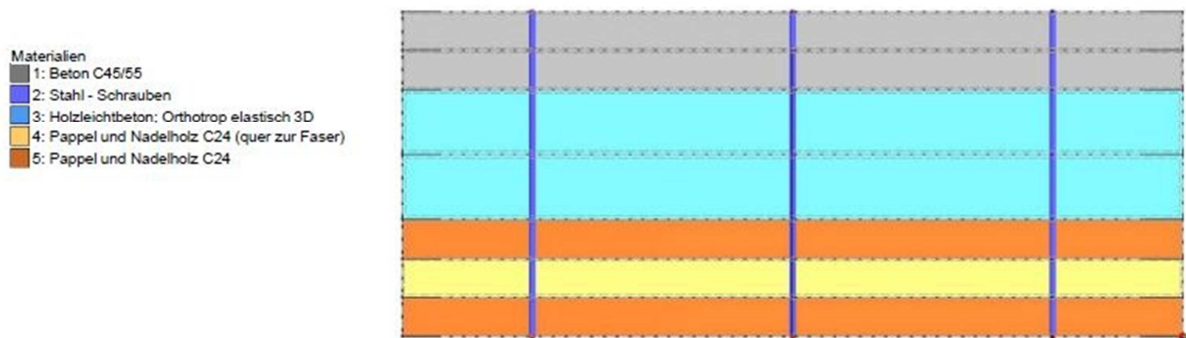


Abbildung 10-10: Schnitt durch das Modell (Abmessung nach Abbildung 9-4)

10.2. Auswertung der Ergebnisse der Laborversuche

Die Ergebnisse werden nur zu Zwecken des Vergleichs mit der FEM-Simulation ausgewertet. Die vollständige Auswertung der Ergebnisse ist Gegenstand einer anderen Ausarbeitung.

Auf der Abbildung 10-11 wurde das Kraft-Verschiebungs-Diagramm für alle 3 Kragversuche dargestellt. Die Punkte für die Kurven wurden als der Mittelwert der beiden unteren Messpunkte Nr. 42 und Nr. 43 am Kragarm (siehe Abbildung 9-8 und 9-9) ausgerechnet.

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

Aufgrund der großen Nichtlinearität der Ergebnisse sowie der Tragfähigkeit des Verbundes von 20 kN, die mit dem Schubanalogieverfahren ermittelt wurde, wurde für die weitere Beurteilung nur der Teil von 0 bis 25 kN herangezogen (siehe Abbildung 10-12).

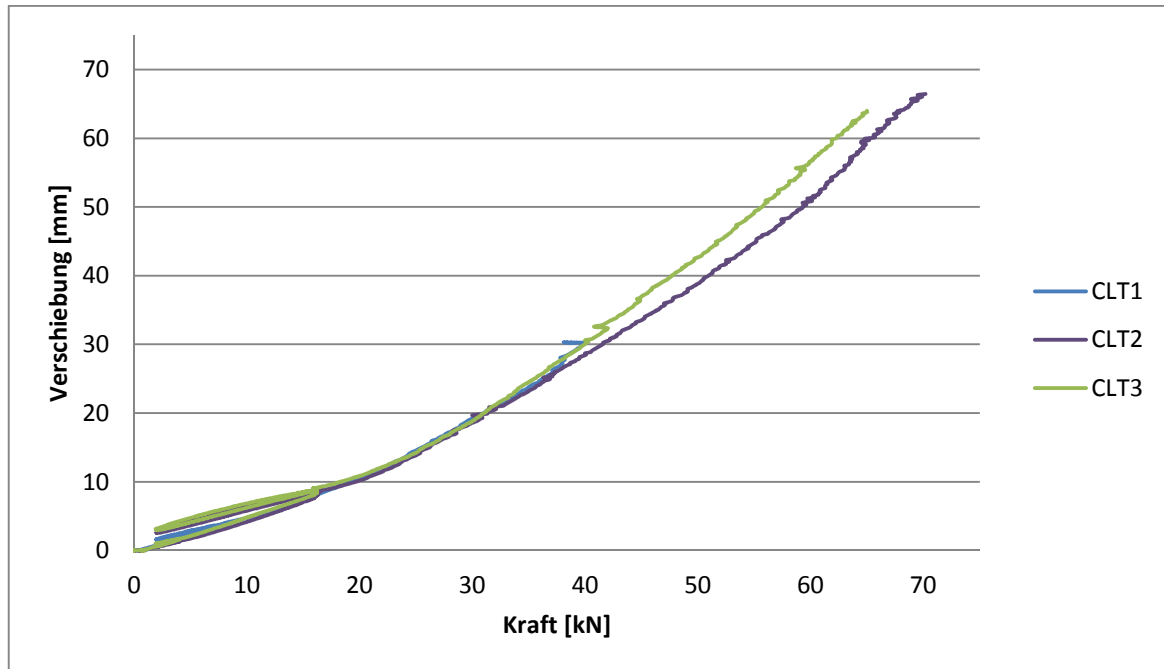


Abbildung 10-11: Gesamt Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende

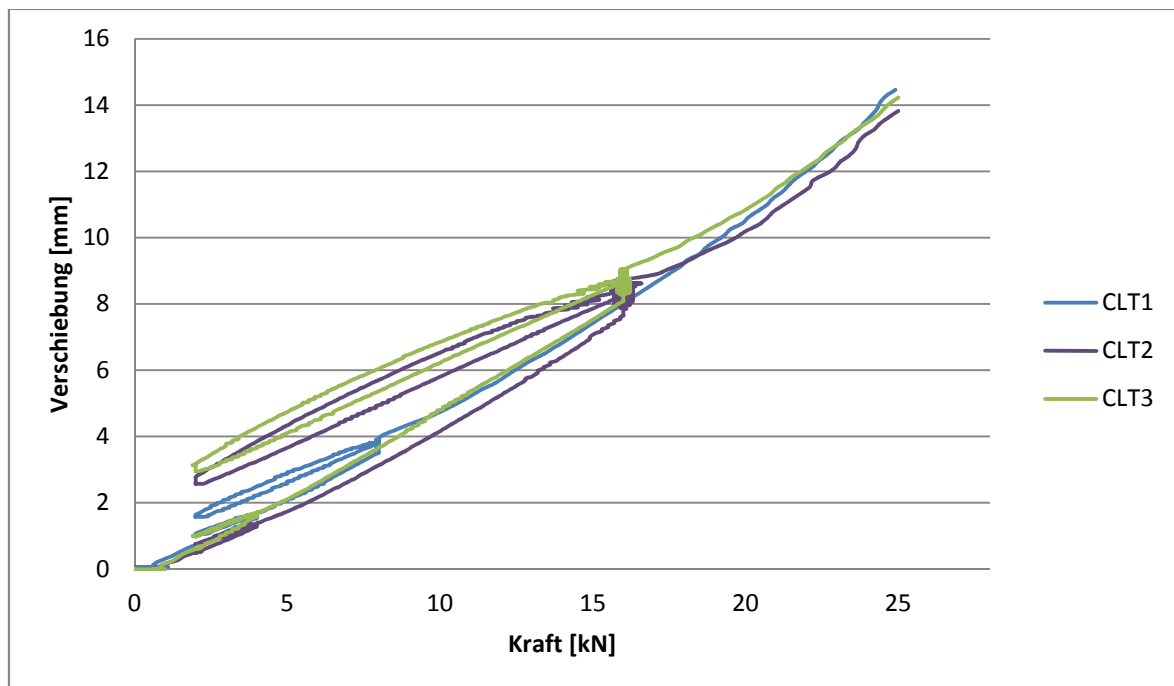


Abbildung 10-12: Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende – Teil 0 – 25 kN

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

Bei dem Versuch wurden die Träger mit mehreren Stufen belastet (siehe Abbildung 9-10 und 9-11). Die Kraft wurde mehrmals vergrößert und verkleinert. Das bewirkte eine zeitabhängige Verformung, die mit Hilfe vom FEM Programm nicht simuliert werden kann. Um die beiden Ergebnisse vergleichen zu können, wurde der Unterschied zwischen der Verformung der letzten und ersten Belastung von 2 kN abgezogen. Das somit erhaltene Diagramm wurde in Abbildung 10-13 dargestellt.

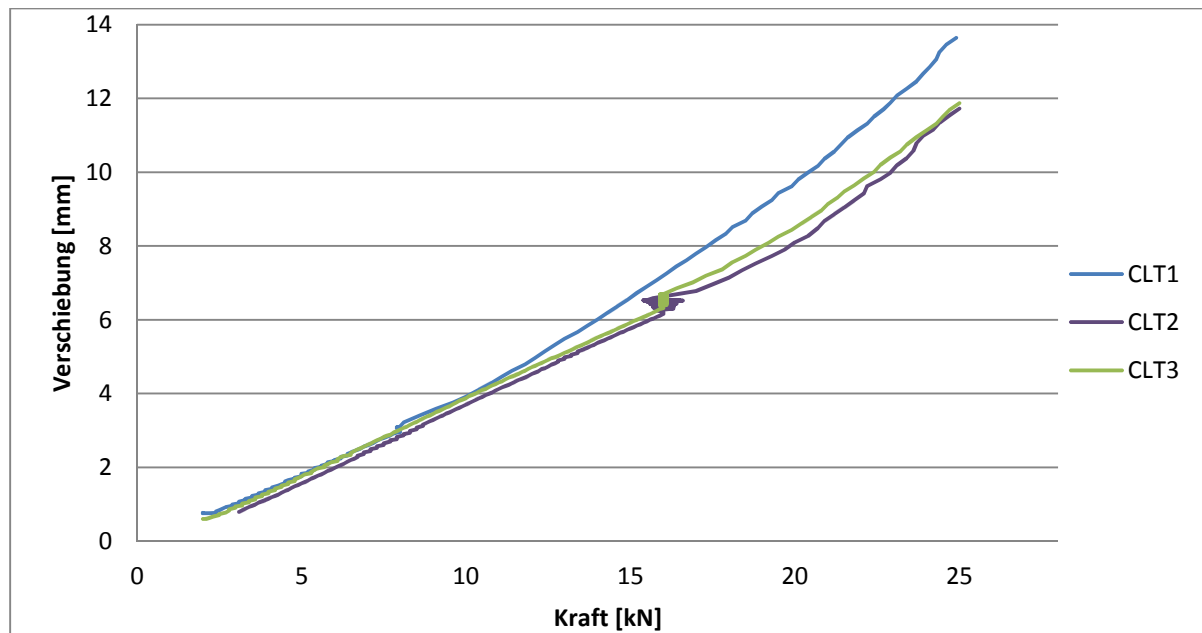


Abbildung 10-13: Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende ohne zeitabhängiger Verformung

10.3. Ergebnisse der FEM Simulation

Die zwei weiteren Bilder zeigen die vertikale Verformung sowie die Gesamtverformung unter einer maximal simulierten Belastung von 25kN.

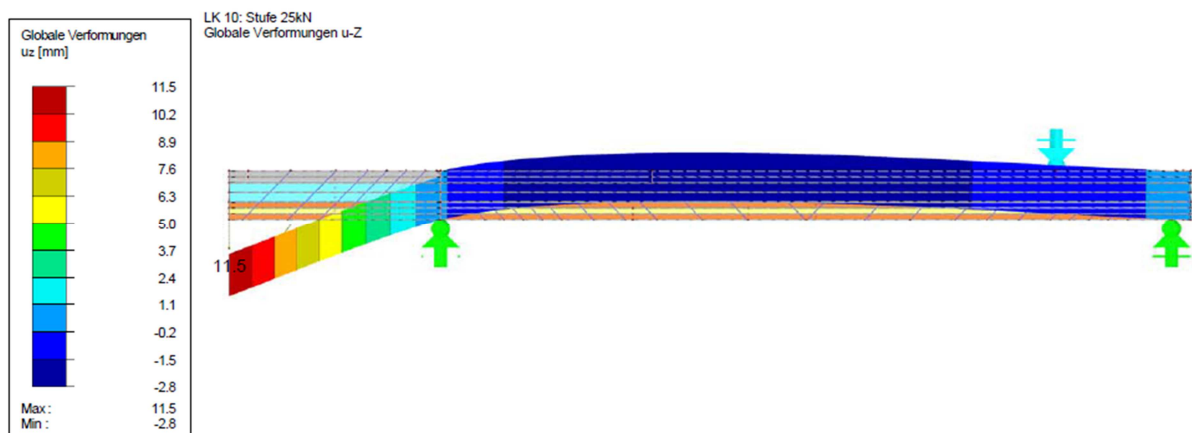


Abbildung 10-14: Vertikale Verformung u_z [mm]

10. Vergleich der Ergebnisse des experimentellen Biegeversuches mit der FEM Simulation

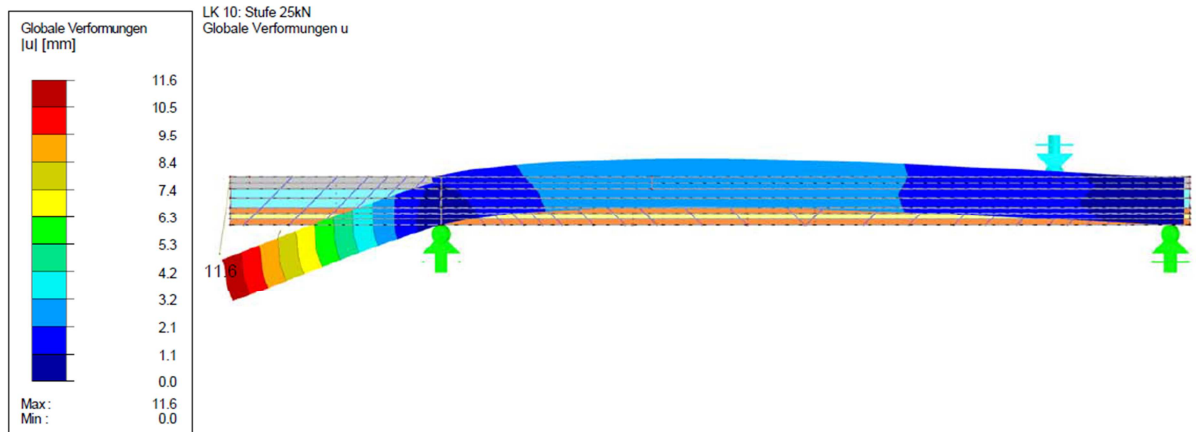


Abbildung 10-15: Gesamtverformung u [mm]

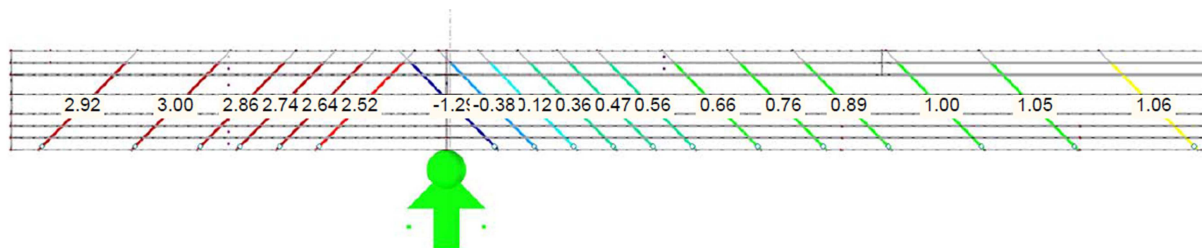


Abbildung 10-16: Normalkraft [kN] in den Schrauben über Mittelaufleger und unter der Belastung von 25 kN

Die Abbildung 10-16 stellt die Normalkräfte in den Schrauben über dem Mittelaufleger unter der Belastung von 25 kN dar. Der zulässige Auszieh Widerstand (Angaben lt. Firma Schmid [22]) wurde bei der höchsten simulierten Belastung nicht überschritten:

$$N_{GZT} = 3,00 \text{ kN} < \text{zul } N_z = 5,40 \text{ kN}$$

Nachweis erfüllt

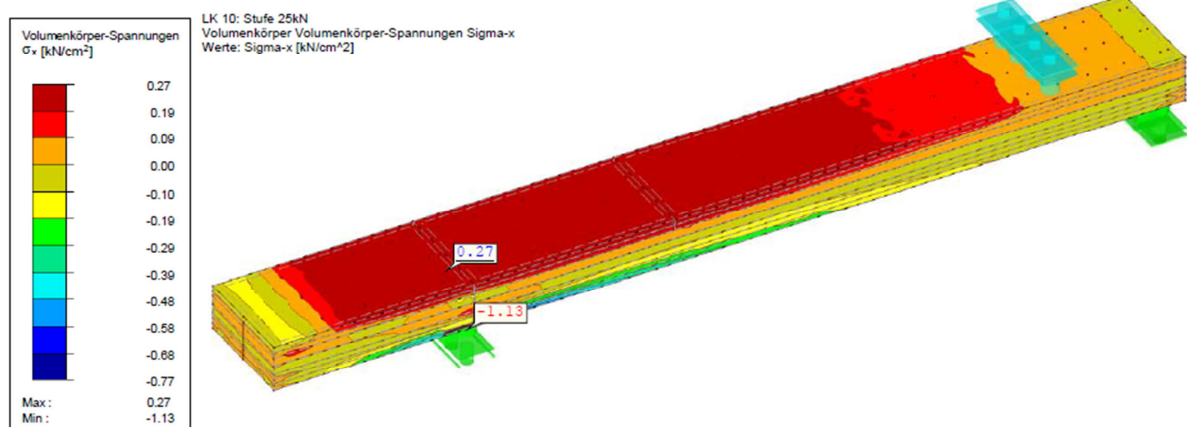


Abbildung 10-17: Normalspannung [kN/cm²] unter der Belastung von 25 kN

In der Abbildung 10-17 wurde die maximale Zugspannung in dem Beton dargestellt, die nicht größer als $0,27 \text{ kN/cm}^2$ ist (Zugfestigkeit des Betons). Anhand der Grafik lässt sich auch erkennen, wo in dem Beton der Zustand II herrscht – rote Farbe.

10.4. Gegenüberstellung der Ergebnisse

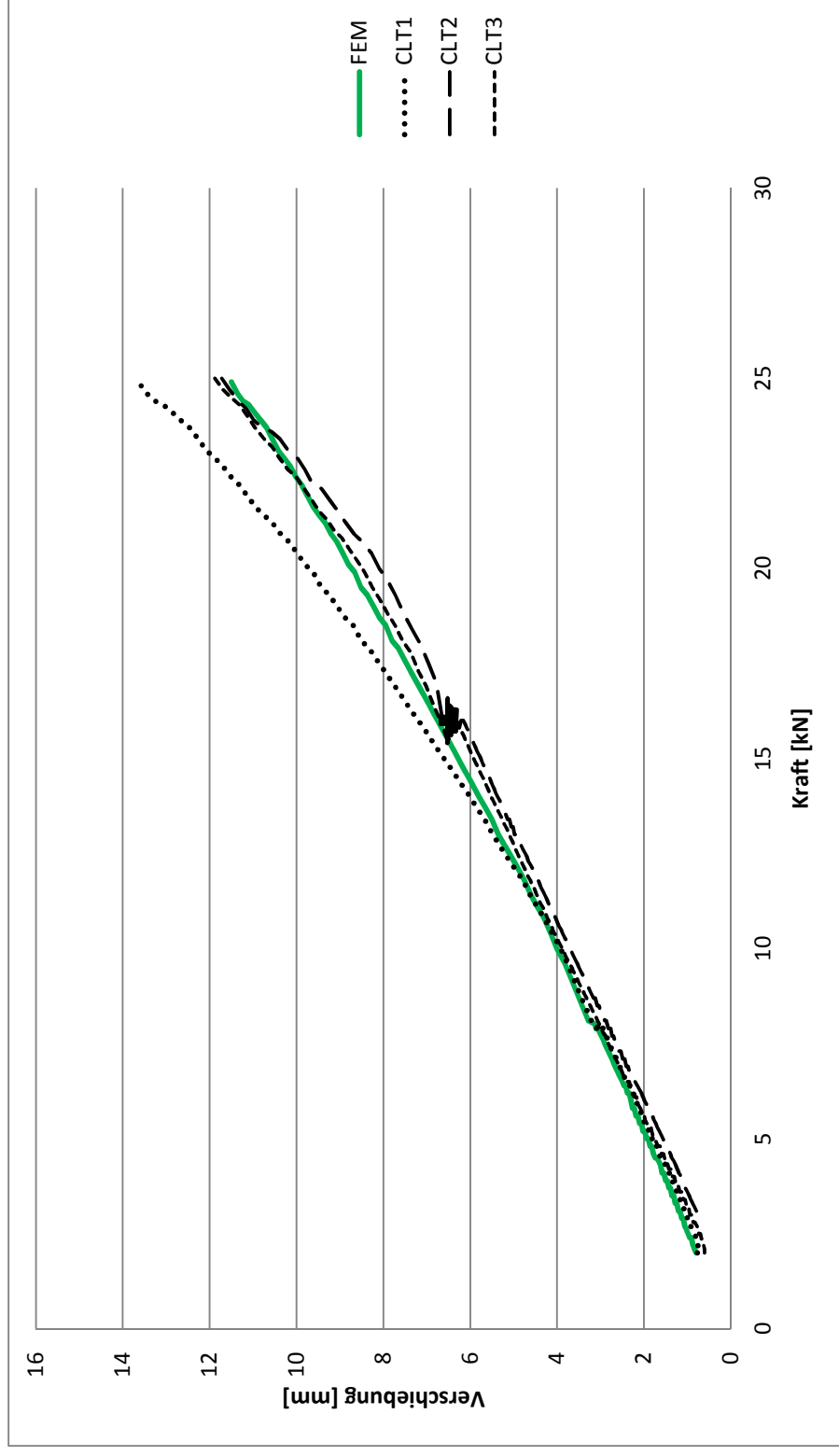


Abbildung 10-18: Gegenüberstellung FEM und Kragversuche (Verformung am Kragarm)

10.5. Diskussion der Ergebnisse

Die getroffenen Vereinfachungen

Die im Kapitel 8 getroffenen Vereinfachungen, dass der Beton sich linear verhält und die Holzschicht homogene Eigenschaften aufweist wurden bei der Berechnung nicht angenommen. Die Berechnung hat nämlich gezeigt, dass die Annahmen vom Abschnitt 8 einen negativen Einfluss auf die Genauigkeit der Ergebnisse aufweisen. Um die gleichen Ergebnisse, wie bei dem echten Kragversuch (Abschnitt 9) zu bekommen, ist es notwendig zwischen dem Zustand I und Zustand II im Beton zu differenzieren. Außerdem soll die dreischichtige Holzschicht in dem FEM Modell verschiedene Materialkennwerte in Längs- und in Querrichtung aufweisen.

Nach Berücksichtigung dieser Parameter ermöglicht es die FEM Simulation sehr genau das reale Durchlaufsystem abzubilden. Die Ergebnisse aller drei Kragversuche sowie die Modellierung wurden auf dem oberen Kraft-Verschiebungs-Diagramm (Abbildung 10-18) dargestellt. Die Kurve der FEM Simulation liegt zwischen den Kurven des Kragträgers 1 und Kragträgers 2. Damit ist die Abweichung der Simulation kleiner als die Abweichung zwischen den einzelnen Kragversuchen.

FEM mit Schraubenverbindung

Die Berechnung hat gezeigt, dass die FEM Simulation nicht nur für Durchlaufsysteme mit Klebverbindung sondern auch für Decken mit Schraubenverbindung geeignet ist. Dafür muss es jedoch das Verschiebungsmodul für die Verbindung zwischen Holz und Schraube definiert werden. Das kann im Programm in Form eines Verschiebungsgelenkes mit bestimmter Nachgiebigkeit eingegeben werden. Das bedeutet, das Verfahren kann für Durchlaufsysteme mit Kleber- und Schraubenverbindung empfohlen werden.

Kraft-Verschiebungs-Diagramm

Das Kraft-Verschiebungs-Diagramm für die FEM ist nicht linear. Die Verformung am Kragarm steigt schneller als die Belastung. Das ist durch den gleichzeitig steigenden Bereich des Betons, in dem der Zustand II herrscht, gegeben. Die Umänderung des Zustandes I auf Zustand II schwächt den Beton und damit auch den ganzen Verbund. Dadurch lagern sich die Kräfte von dem Mittelaufleger weiter in das Feld um. Die dunkle rote Farbe bei der Abbildung 10-17 zeigt den Beton mit einer maximalen Spannung von $0,27 \text{ kN/cm}^2$ und damit auch im Zustand II.

Das nichtlineare Ergebnis der Simulation entspricht den Ergebnissen der Kragversuche im Labor.

Zusammenfassung

Beim Vergleich zwischen dem Schubanalogieverfahren und der FEM Simulation in den Abschnitten 7 und 8 wurde festgestellt, dass beide ähnliche Ergebnisse liefern. Die Berechnung in dem Kapitel hat gezeigt, dass das Verfahren nahe an der Realität liegende Ergebnisse liefert. Es müssen jedoch die Nichtlinearität des Betons sowie die Heterogenität des Brettsperrholzes berücksichtigt werden.

Das Verfahren kann für weitere Berechnungen von Durchlaufsystemen aus Holzleichtbeton-Verbund empfohlen werden.

11. Parameterstudie

Ziel des Kapitels ist die Analyse des Einflusses der verschiedenen Aufbauten des Verbundes, die unterschiedliche Anzahl der Schubverbinder sowie die diversen Materialeigenschaften des Holz-Holzleichtbeton-Durchlaufträgers. Es werden mehrere Systeme aus HHV modelliert und mit Hilfe der FE-Methode ausgerechnet. Anschließend werden die Ergebnisse zusammengestellt und beurteilt. Die Berechnung wird sowohl für das Kurzzeitverhalten als auch für das Langzeitverhalten durchgeführt, obwohl der Hauptfokus der Berechnung das Verhalten der Decke zum Zeitpunkt unendlich ist.

11.1. Standardsystem

Zunächst wird eine Decke mit einer bestimmten Spannweite, Schichtendicke sowie Materialeigenschaften gewählt, berechnet und die Ergebnisse der Berechnung werden hier dargestellt. Das System wird im Weiteren als Standardsystem bezeichnet.

Statisches System

Das statische System besteht aus zwei gleichen Feldern, alle 5,50 m lang plus 0,1 m Überstand. Das bedeutet, dass das Gesamtsystem 11,20 m lang ist und die Spannweite der Decke 5,50 m beträgt. Die Breite ist 60 cm.

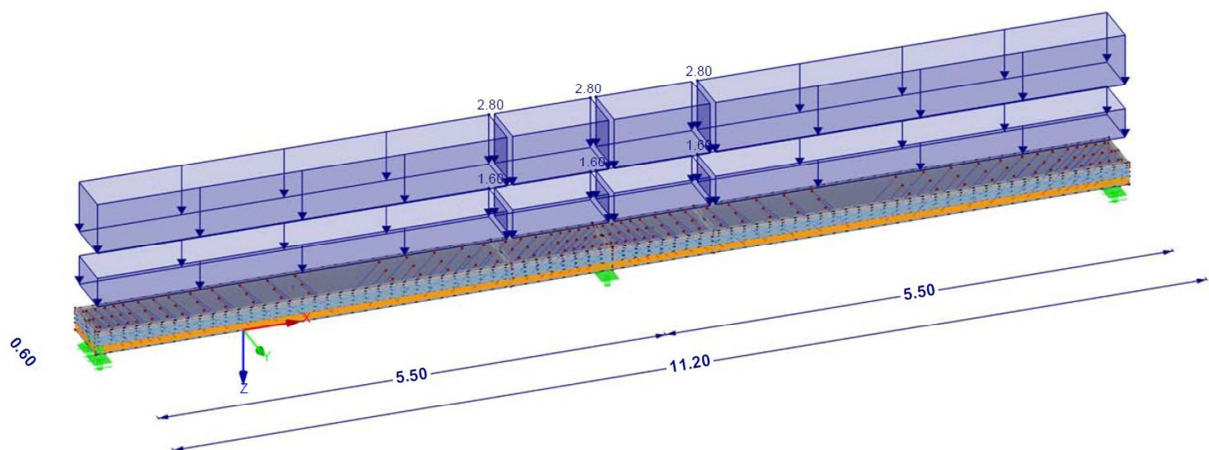


Abbildung 11-1: Standardsystem

Belastung

Es wurde die gleiche Belastung wie im Kapitel 7 angenommen. Die Belastung entspricht dem gewöhnlichen Aufbau und der Nutzlast im Wohnbau.

$$g_k = 1,6 \text{ kN/m}^2 \quad q_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Das Eigengewicht der Decke wurde automatisch nach dem Volumen und dem spezifischen Gewicht berücksichtigt.

Aufbau und Materialkennwerte

Der Aufbau des Verbundes wurde vom Kapitel 9 entnommen. Abbildung 11-2 stellt den Schnitt durch die Decke dar.

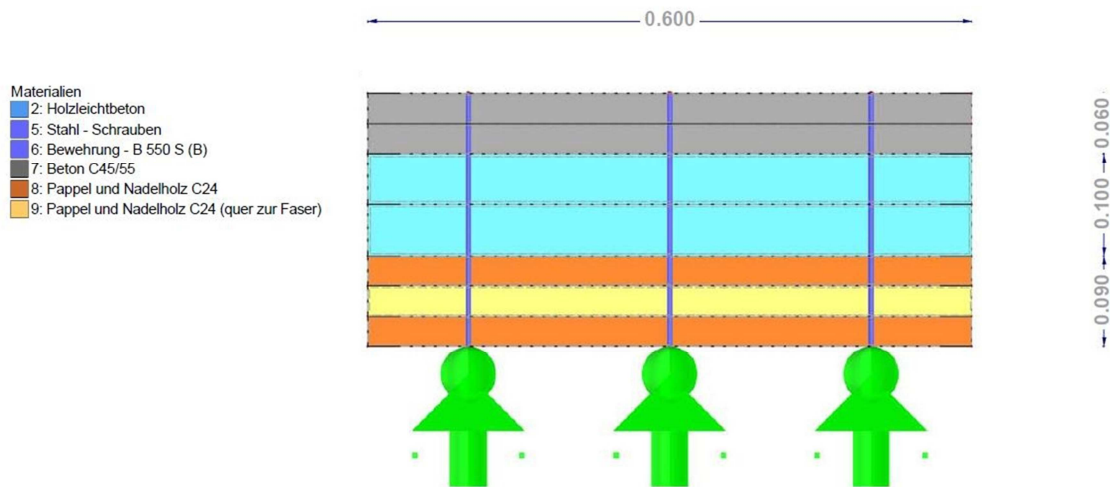


Abbildung 11-2: Aufbau des Standardsystems

Beton C45/55

Es wurde die gleiche Betongüte gewählt, wie bei dem Laborversuch. Das unterschiedliche Verhalten des Materials im Zustand I und Zustand II wurde mit Hilfe von nichtlinearem Materialverhalten angegeben. Als Grenze für die Zugspannung wurde $f_{ck,0,5}=2,7 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt.

Die Abbildung 11-3 zeigt die Eigenschaften der Schicht.

Nr.	Farbe	Bezeichnung
7		Beton C45/55

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E : 3600.00 [kN/cm ²]
Schubmodul	G : 1500.00 [kN/cm ²]
Querdehnzahl	v : 0.200 [-]
Spezifisches Gewicht	γ : 25.00 [kN/m ³]
Wärmedehnzahl	α : 1.0000E-05 [1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ _M : 1.00 [-]

Materialmodell	
Isotrop nichtlinear elastisch 2D/3D...	

Abbildung 11-3: Materialkennwerte des Betons

Holzleichtbeton

Das spezifische Gewicht beträgt $7,5 \text{ kN/m}^3$ und die anderen Materialkennwerte werden in der Abbildung dargestellt.

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E_x : 108.20 [kN/cm²]
	E_y : 108.20 [kN/cm²]
	E_z : 108.20 [kN/cm²]
Schubmodul	G_{yz} : 1.49 [kN/cm²]
	G_{xz} : 1.49 [kN/cm²]
	G_{xy} : 1.49 [kN/cm²]
Querdehnzahl	☒ v_{yz} : 0.200 [-]
	v_{xz} : 0.200 [-]
	v_{xy} : 0.200 [-]
	☐ v_{zy} : 0.200 [-]
	v_{zx} : 0.200 [-]
	v_{yx} : 0.200 [-]

Abbildung 11-4: Materialkennwerte des Holzleichtbetons

Brettsperrholz

Die unterste Schicht besteht aus Brettsperrholz. Die Eigenschaften des Materials entsprechen den Angaben der Firma Stora Enso [2] für dieses Produkt. Die Schicht weist eine Dicke von 9 cm auf und besteht aus drei kreuzweise verlegten, flächig miteinander verklebten Brettlagen. Alle Lagen sind 3 cm dick. Die Abbildungen 11-5 und 11-6 zeigen die Materialkennwerte der Schicht.

Nr.	Farbe	Bezeichnung
11		Pappel und Nadelholz C24

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E : 1100.00 [kN/cm²]
Schubmodul	G : 69.00 [kN/cm²]
Querdehnzahl	v : 0.200 [-]
Spezifisches Gewicht	γ : 4.20 [kN/m³]
Wärmedehnzahl	α : 5.0000E-06 [1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M : 1.00 [-]

Materialmodell	
Isotrop linear elastisch	

Abbildung 11-5: Brettsperrholz (längs zur Faser)

Nr.	Farbe	Bezeichnung
10		Pappel und Nadelholz C24 (quer zur Faser)

Materialkennwerte	
Elastizitätsmodul	E : 37.00 [kN/cm ²]
Schubmodul	G : 6.90 [kN/cm ²]
Querdehnzahl	v: 0.200 [-]
Spezifisches Gewicht	γ : 4.20 [kN/m ³]
Wärmedehnzahl	α : 5.0000E-06 [1/°C]
Teilsicherheitsbeiwert	γ_M : 1.00 [-]

Materialmodell	
Isotrop linear elastisch	

Abbildung 11-6: Brettsperrholz (quer zur Faser)

Schrauben

Die Grundlage zur Anordnung der Schubverbinder waren die Kragträger von den Laborversuchen. Die Abstände in der Längsrichtung bleiben gleich und die Anzahl der Schrauben wird aufgrund der größeren Spannweite vergrößert. In Querrichtung wurden drei Reihen der Schubverbinder modelliert. Die genaue Anordnung der Schrauben für das Standardsystem zeigt die Abbildung 11-7.

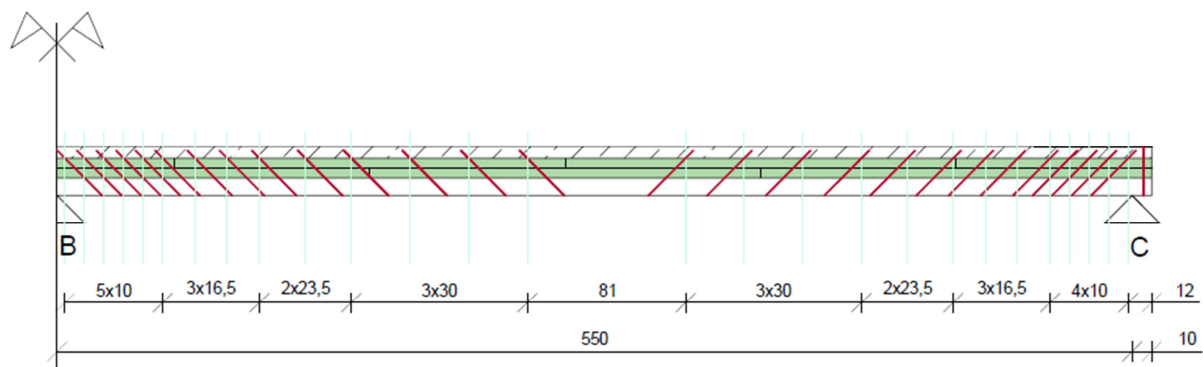


Abbildung 11-7: Anordnung der Schrauben im Standardsystem

Bewehrung

Es wurde der Bewehrungsquerschnitt von $A_s=3,3 \text{ cm}^2$ im Feld und $A_s=6,6 \text{ cm}^2$ über dem Mittelaufleger (2 x 1,10 m breit) modelliert. Die Bewehrung wurde aus der Stahlgute Bst 550 geplant.

Parameter der FE-Modellierung

Die Parameter der FE-Simulation so wie die getroffenen Annahmen entsprechen der vorherigen Berechnung und wurden in dem Abschnitt 10.1 aufgelistet.

11.2. Ergebnisse zum Zeitpunkt $t=0$

Als Erstes wurde das System zum Zeitpunkt $t=0$ ausgerechnet. In dem Unterkapitel wurde kein Schwinden berücksichtigt.

Abbildung 11-8 zeigt die Verformung der Decke unter charakteristischer Last. Die zwei weiteren Abbildungen stellen hingegen die Normal- und Schubspannungsverläufe für das Mittelaufleger und für das Feld (im Abstand $x=3,60 \text{ m}$ von Mittelaufleger) unter Bemessungslast dar. Auf der Abbildung 11-11 hingegen sieht man die Spannung in der Bewehrung für die Hälfte des Systems. Die zwei letzten Bilder stellen die Normalkraft in den Schrauben dar. Da die Normalkraft konstant ist, wurde auf den Verlauf verzichtet und die Kräfte wurden farbig dargestellt.

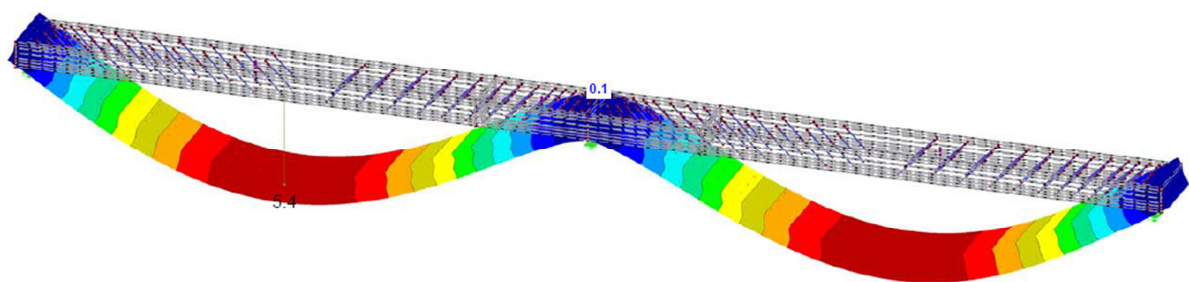
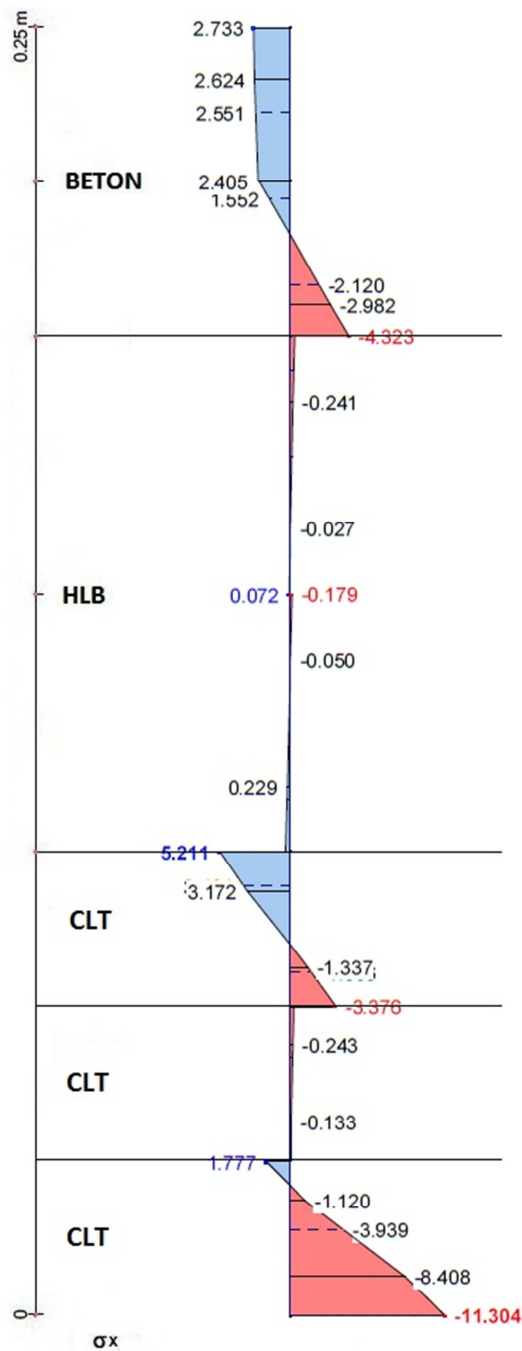


Abbildung 11-8: Durchbiegung unter charakteristischer Last [mm], $t=0$

Normalspannung - Mittelaufleger [N/mm²]



Normalspannung - Feld [N/mm²]

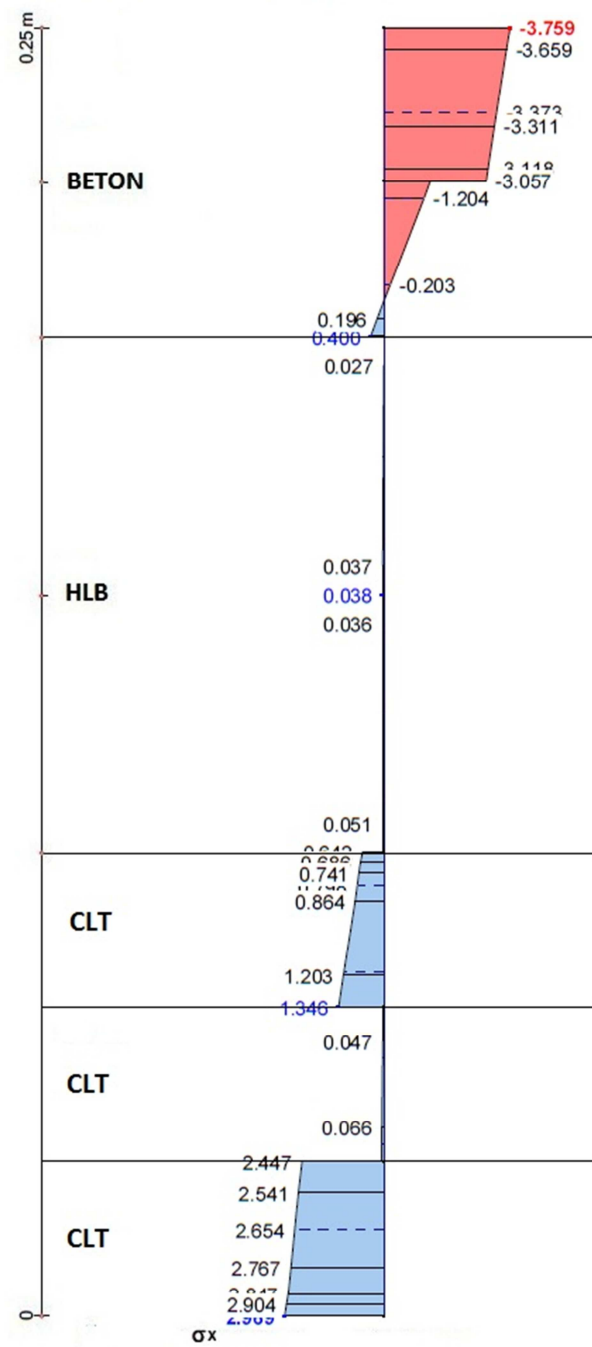
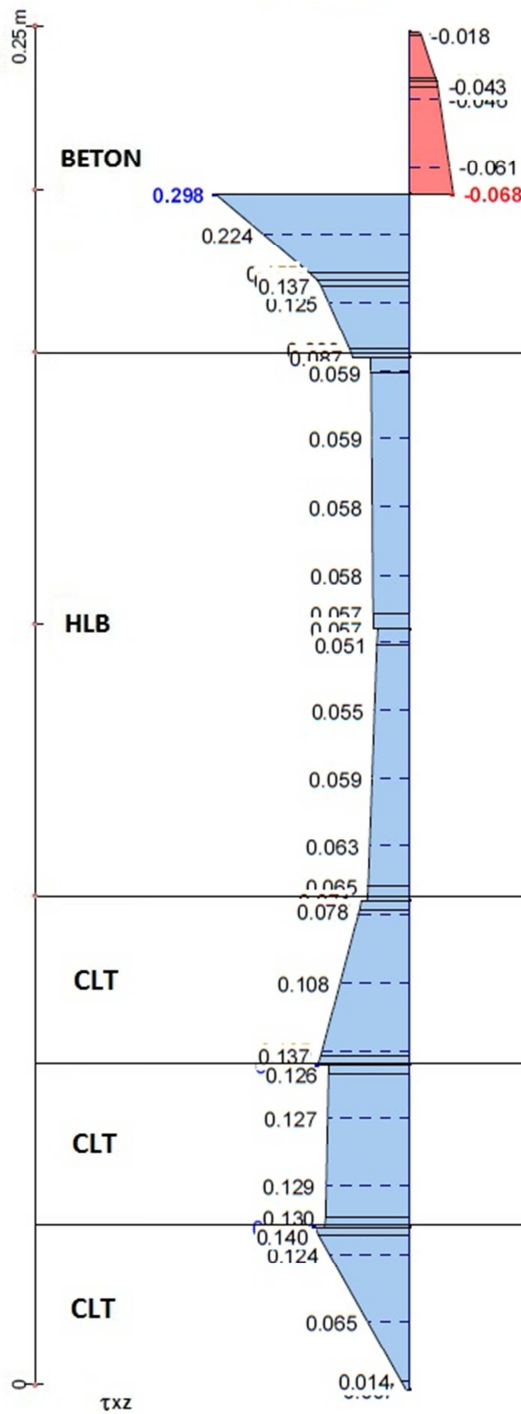


Abbildung 11-9: Normalspannung unter Bemessungslast [N/mm²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=0$

Schubspannung - Mittelaufleger [N/mm²]



Schubspannung - Feld [N/mm²]

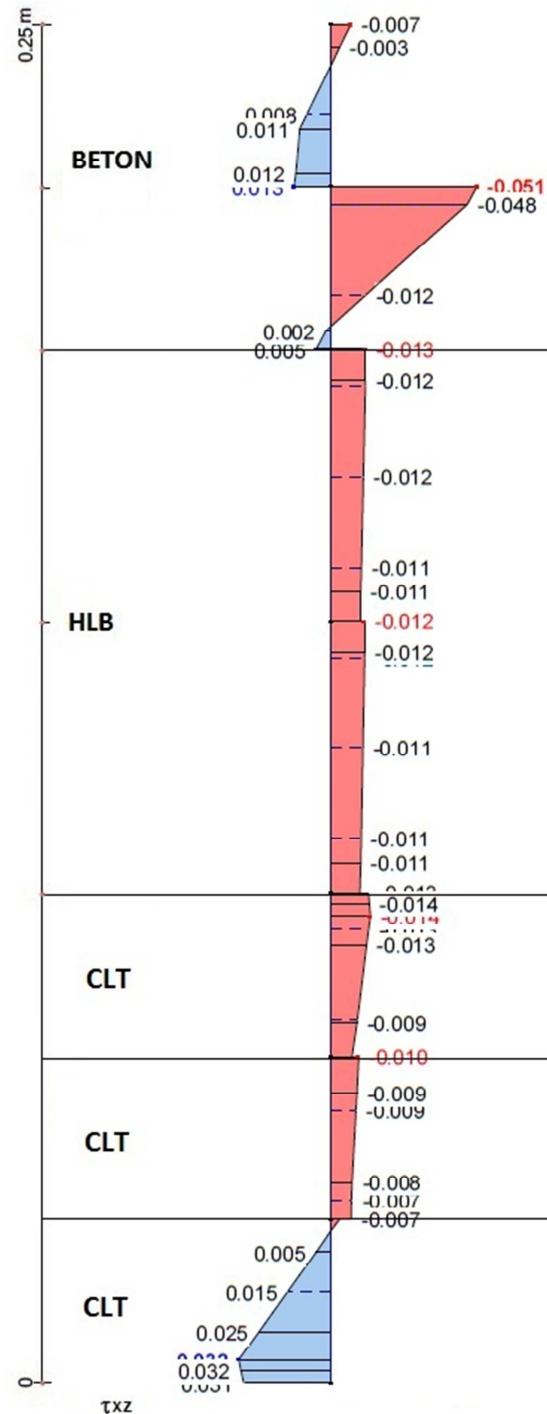


Abbildung 11-10: Schubspannung unter Bemessungslast [N/mm²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, t=0

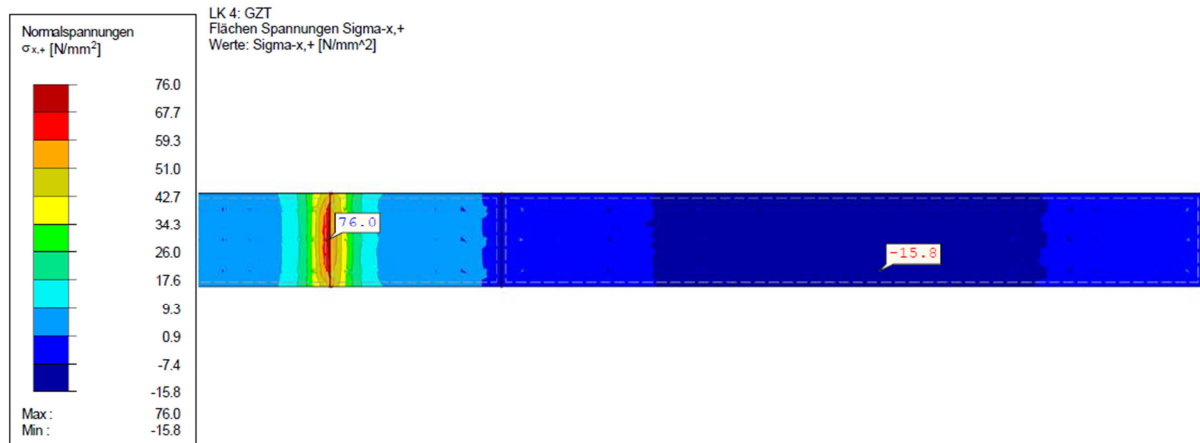


Abbildung 11-11: Normalspannung in der Bewehrung unter Bemessungslast [N/mm²] – Hälfte des Systems , t=0

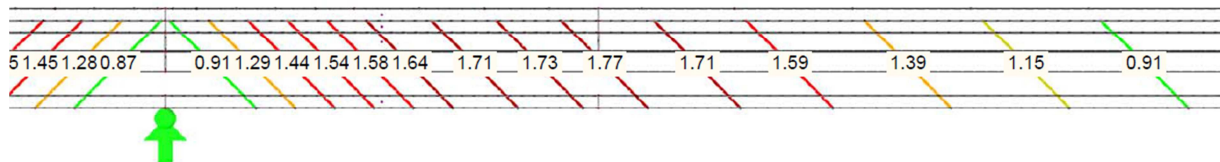


Abbildung 11-12: Normalkraft in den Schrauben unter Bemessungslast [kN] – Mittelaufleger, t=0

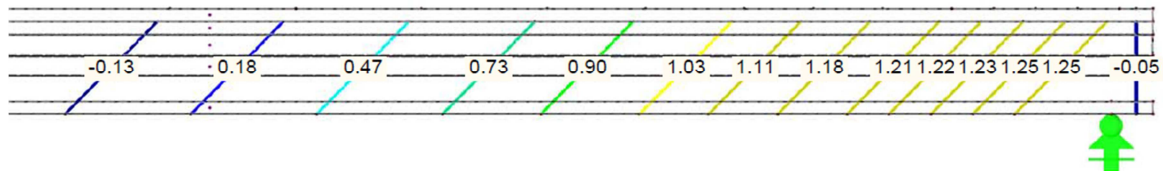


Abbildung 11-13: Normalkraft in den Schrauben unter Bemessungslast [kN] – Randaufleger, t=0

Durch das Einsetzen des Durchlaufsystems beträgt die maximale Verformung nur 5,4 mm. Das entspricht L/1019. Dadurch ist der Gebrauchstauglichkeitsnachweis leicht erfüllt und es bleibt eine große Reserve für die zeitabhängige Verformung. Allerdings ist es noch notwendig den Tragsicherheitsnachweis durchzuführen.

Nachweis der maximalen Spannung

Der Nachweis wird gleichzeitig für die Stelle des Mittelauflegers und des Feldes durchgeführt, da die größere Spannung für beide Punkte genommen wurde.

Beton (C45/55):

$$\sigma_c = 4,32 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 45,00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$
$$f_{ct} = 2,70 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Da die Betoneigenschaften nichtlinear simuliert wurden und das Material nach Erreichen der Zugspannung von $2,70 \text{ N/mm}^2$ versagt, ist es nicht nötig den Nachweis zu kontrollieren.

Die Festigkeitswerte wurden von EC2 [29] entnommen.

Holzleichtbeton:

$$\sigma_c = 0,24 \text{ N/mm}^2 < f_{c,0,d} = 1,87 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$
$$\sigma_t = 0,23 \text{ N/mm}^2 < f_{t,0,d} = 0,33 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$
$$\sigma_v = 0,07 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 0,14 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Holz (CLT):

$$f_{c,0,d} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{t,0,d} = 8,96 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{v,90,d} = 0,70 \text{ N/mm}^2 - \text{Rollschubfestigkeit}$$

$$\sigma_c = 11,30 \text{ N/mm}^2 < f_{c,0,d,eff} = 15,36 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$
$$\sigma_t = 5,21 \text{ N/mm}^2 < f_{t,0,d,eff} = 8,96 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$
$$\sigma_v = 0,14 \text{ N/mm}^2 < f_{v,90,d} = 0,70 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Die Festigkeitswerte von der Tabelle 7-4.

Bewehrung:

$$\sigma_{vorh} = 76,0 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = \frac{550 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 478,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Schrauben:

Der zulässige Auszieh Widerstand (lt. Firma Schmid [22]) beträgt

$$N_{GZT} = 1,77 \text{ kN} < \text{zul } N_Z = 5,40 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Diskussion der Ergebnisse

Der Nachweis der vertikalen Verformung ist mit 29% der Ausnutzung erfüllt, was eine Reserve für die Durchbiegung infolge von Schwinden und Kriechen ergibt. Der Tragsicherheitsnachweis ist zwar für allen Schichten erfüllt aber die Normalspannung ist in dem Holz begrenzt auf 74 %.

Da der Holzleichtbeton im Vergleich zu anderen Schichten sehr weich ist, nimmt er die Verzerrung von den nebenliegenden Schichten an. Deswegen ist die große Ausnutzung der Zugspannung in dieser Schicht nicht maßgebend. Außerdem dient die Schicht nur als die sekundäre Tragkonstruktion. Deswegen konnte das örtliche Überschreiten der Normalspannung in HLB nicht zum Versagen des gesamten Systems führen.

Die kleine Druckspannung im Beton ($4,32 \text{ N/mm}^2$) zeigt, dass die Optimierung der Betongüte sinnvoll ist.

Die Schubspannungsnachweise sind bei allen Schichten erfüllt. Die Zugspannung in der Bewehrung wurde auch nicht überschritten.

Die Normalkräfte sind bei mehreren Schrauben viel kleiner als die zulässige Kraft, was auch eine Möglichkeit für eine weitere Optimierung zulässt.

Da der Einfluss des Schwindens auf das Durchlaufsystem nicht bekannt ist, wird in dem nächsten Unterkapitel dasselbe System mit Berücksichtigung der Verkürzung des Betons berechnet.

11.3. Schwinden im Beton

Beim Schwinden des Betons handelt sich um die feuchtigkeitsbedingte Abminderung des Volumens des Körpers. Die Feuchtigkeitsänderung ist vor allem durch die Aushärtung des Betons bedingt.

Für die Untersuchung des Einflusses des Prozesses auf das Verhalten des Durchlaufsystems wurde das Schwindmaß ausgerechnet. Für den Normalbeton C45/55 und für eine relative Luftfeuchtigkeit gleich 50 % beträgt die Gesamtschwinddehnung (ε_{cs}) -0,50 mm/m.

Die dadurch bewirkte Druckkraft kann wie folgt berechnet werden:

$$N_{cs} = A_c * E_s * \varepsilon_{cs}$$

Dabei ist:

A_c Betonquerschnitt

Parameter der FE-Modellierung

Da die FE-Berechnung nichtlinear durchgeführt wird, liefert die Ersetzung des Schwindens durch eine horizontale Kraft falsche Ergebnisse. Das Modell wird mehrmals integriert und dadurch wirkt die Schwindkraft bei der zweiten und einer weiteren Integration auf das verformte System noch einmal und bewirkt die unreal große Durchbiegung.

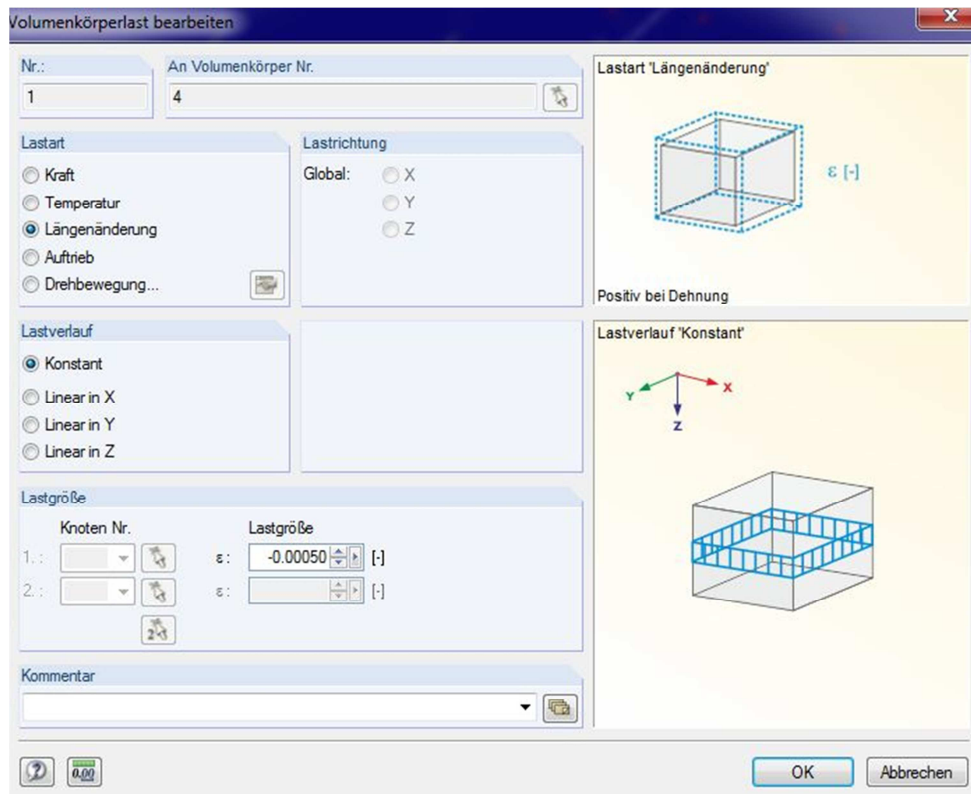


Abbildung 11-14: Angabe von der Längsänderung des Betons

Die Lösung des Problems ist die Angabe einer neuen Volumenkörperlast für den Beton (siehe Abbildung 11-14). Das Schwinden wurde im Modell als eine Längenänderung des Volumenkörpers des Betons berücksichtigt.

Eigengewicht und Nutzlast wurde bei der Berechnung auch berücksichtigt.

Ergebnis

Die weiteren 7 Bilder stellen die Ergebnisse für das System, das mit dem Schwinden des Betons belastet wurde, dar.

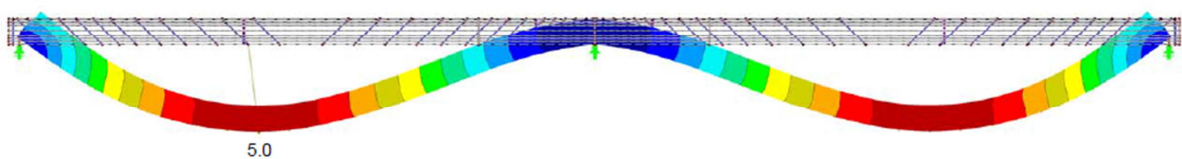


Abbildung 11-15: Durchbiegung unter LF Schwinden [mm], t=0

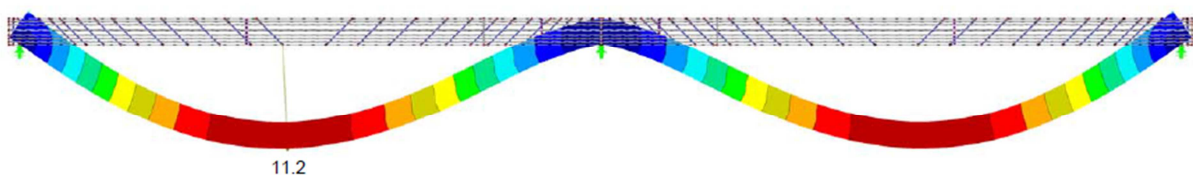


Abbildung 11-16: Durchbiegung unter LK GZG + Schwinden [mm], t=0

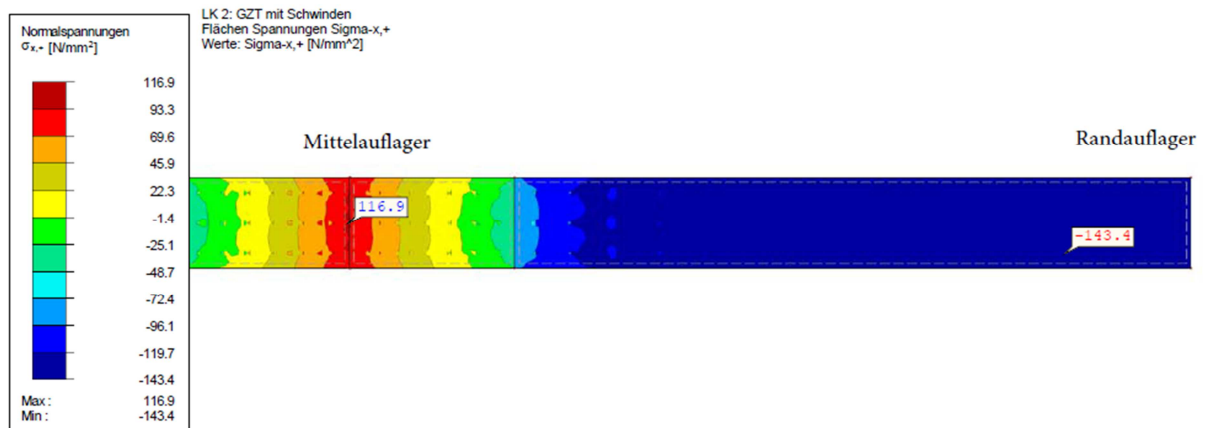


Abbildung 11-17: Normalspannung in der Bewehrung unter LK GZT + Schwinden [N/mm²] – Hälfte des Systems , t=0

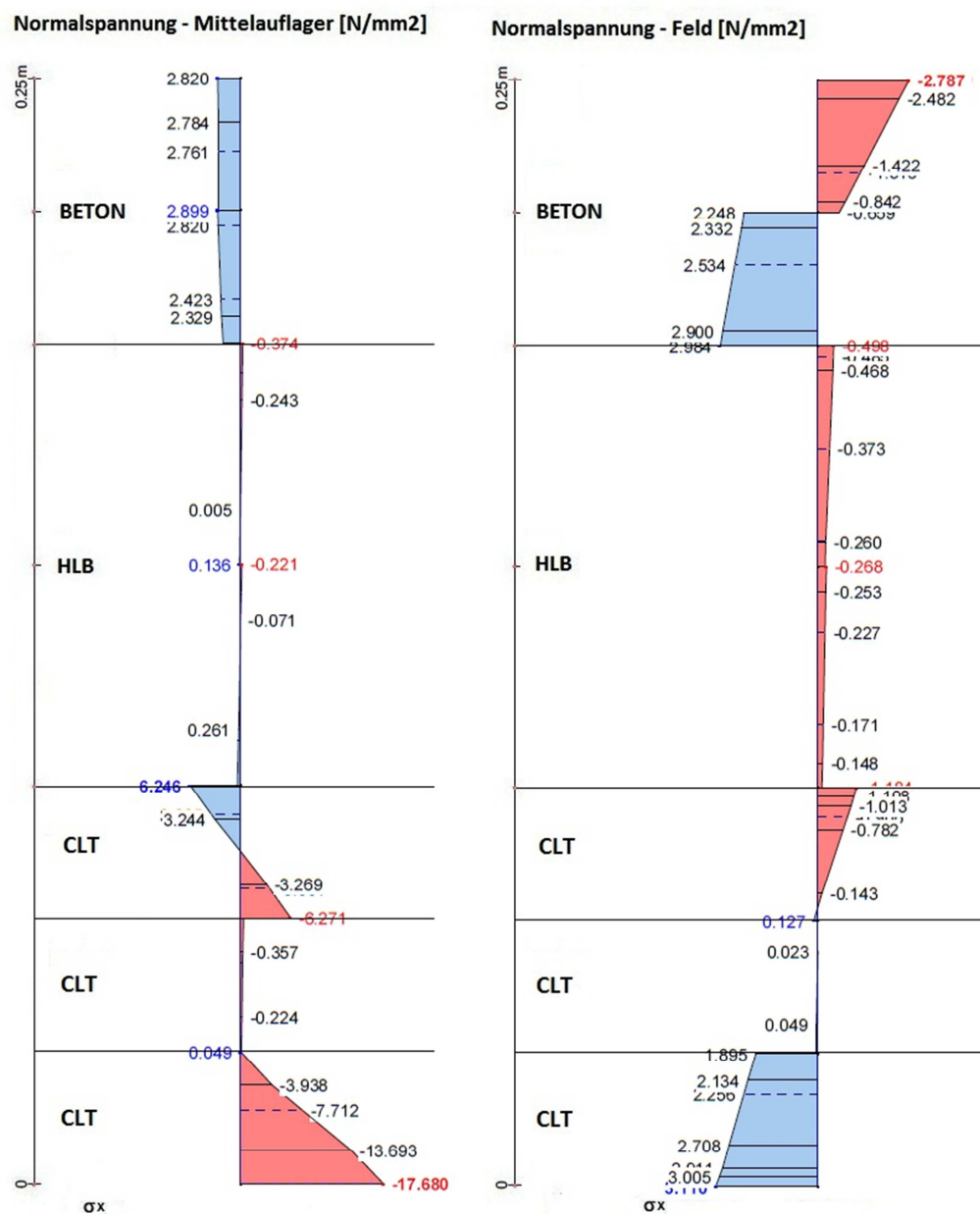
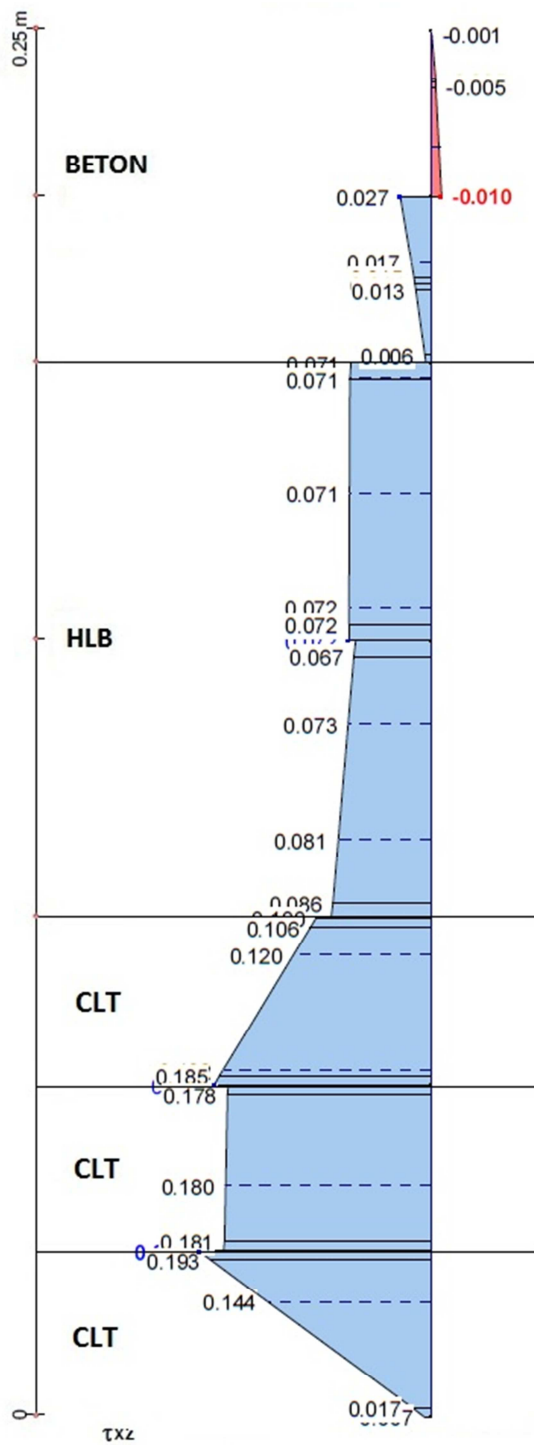


Abbildung 11-18: Normalspannung unter LK GZT + Schwinden [N/mm²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, t=0

Schubspannung - Mittelaufleger [N/mm²]



Schubspannung - Feld [N/mm²]

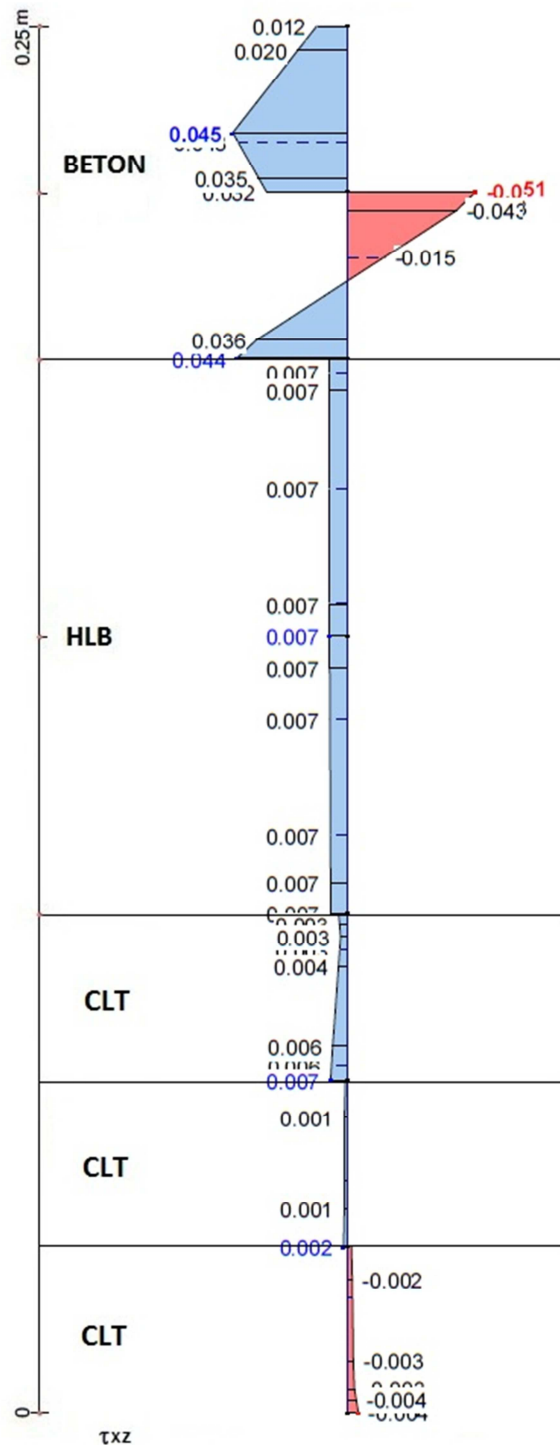


Abbildung 11-19: Schubspannung unter LK GZT + Schwinden [N/mm²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, t=0

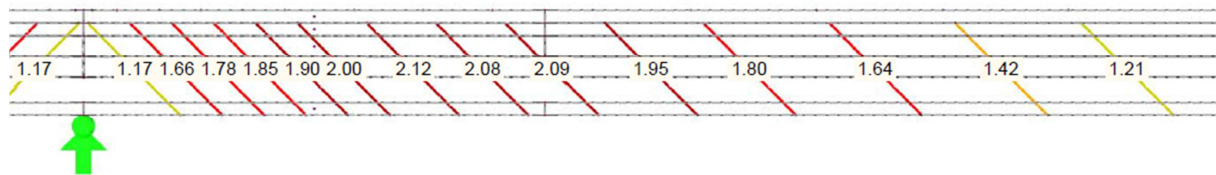


Abbildung 11-20: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT + Schwinden [kN] – Mittelaufleger, t=0

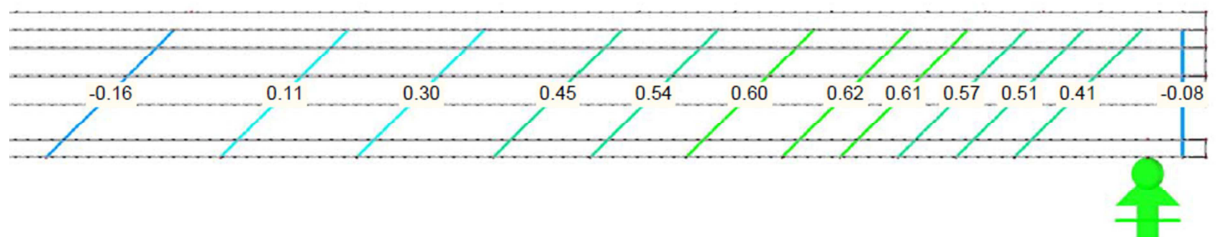


Abbildung 11-21: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT + Schwinden [kN] – Randaufleger, t=0

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit

Die Nachweise wurden tabellarisch dargestellt. Die Stellen, an denen der Nachweis nicht erfüllt ist, wurden rot markiert.

Tabelle 11-1: Zusammenstellung der Verformung und GZG Nachweis, t=0

	Verformung t=0			
	Verformung u [mm]	Verformung in Vergleich zum Standard	Relative Verformung	Ausnutzung
Schwinden	5.0 mm	-	-	-
GZG ohne Schwinden	5.4 mm	-	L/ 1019	29.5%
GZG + Schwinden	11.2 mm	107.4%	L/ 491	61.1%

Die Verformungen der Decke nur unter Schwinden und unter vertikaler Belastung ergeben zusammen nicht die Durchbiegung unter den beiden Belastungen. Das lässt sich durch den Einfluss des nichtlinearen Verhaltens des Betons erklären. Bei Vergrößerung der äußeren Belastung vergrößert sich im Beton der Bereich mit dem Zustand II. Dadurch ist der Beton schwächer, was alle Ergebnisse beeinflusst.

Schwinden ist außerdem eine nicht lineare Belastung und ihr Einfluss vergrößert sich mit zusätzlicher vertikaler Belastung.

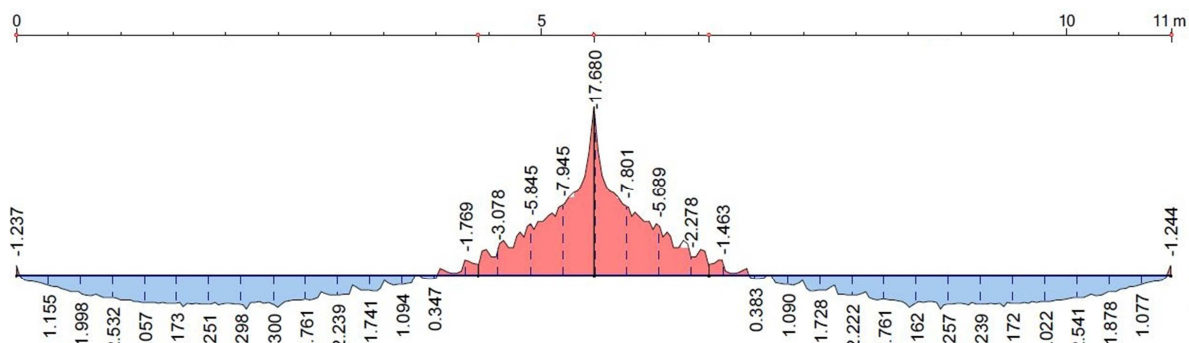
Tabelle 11-2: Zusammenstellung der Spannung und GZT Nachweises, t=0

	Tragsicherheit t=0, mit Schwinden			
	Die Größe	Vorhandene Spannung/Kraft	Maximale Spannung/Kraft	Ausnutzung
Beton	σ_c [N/mm ²]	2.79	45.00	6.2%
HLB	σ_c [N/mm ²]	0.50	1.87	26.7%
	σ_t [N/mm ²]	0.26	0.33	78.4%
	σ_v [N/mm ²]	0.09	0.14	61.4%
Holz	σ_c [N/mm ²]	17.68	15.36	115.1%
	σ_t [N/mm ²]	6.25	8.96	69.7%
	σ_v [N/mm ²]	0.19	0.70	27.4%
Bewehrung	σ_{vorh} [N/mm ²]	143.4	478.2	30.0%
Schrauben	N_{GZT} [kN]	2.12	5.40	39.3%

Diskussion der Ergebnisse

Das Schwinden beeinflusst die Ergebnisse bei dem Durchlaufsystem maßgebend. Die Verformung vergrößert sich um 107%. Trotzdem überschreitet die Durchbiegung die Grenze $l/300$ für das Kurzzeitverhalten nicht.

Die Normalspannungsverteilung zeigt auch große Unterschiede im Vergleich zum System bei dem kein Schwinden berücksichtigt wurde. Die Betonschicht weist eine Zugspannung über die gesamte Höhe auf. Das bedeutet, dass sich die gesamte Höhe der Betonschicht über dem Mittelaufleger im Zustand II befindet. Die zusätzlichen Kräfte die nicht mehr durch den Beton aufgenommen werden können, werden überlagert und vergrößern die Spannung im Holz. Deswegen überschreitet die Druckspannung in der Schicht die Tragsicherheitsgrenze.

Abbildung 11-22: Normalspannung an der unteren Seite des Holzes – Längsschnitt, t=0 [N/mm²]

Die obere Abbildung stellt die Normalspannung an der unteren Seite des Holzes entlang der ganzen Länge der Decke dar. Es lässt sich hier erkennen, dass das Problem mit der überschrittenen Druckspannung nur punktuell eintritt. Im Abstand von 2 cm vom Mittelaufleger ist der Tragsicherheitsnachweis erfüllt. Der Bereich mit der Druckspannung über $15,36 \text{ N/mm}^2$ ist so klein, dass sich hier das Holz plastisch verhalten kann und die Spannung über dem Mittelaufleger abrunden kann.

Die Normalspannung in dem Feld so wie die Schubspannung über dem Mittelaufleger und in dem Feld erfüllen die notwendigen Nachweise.

Die Zugkraft in den Schrauben steigt bis 2,12 kN und überschreitet immer noch nicht die Grenze von 5,70 kN.

Der Unterschied in den Ergebnissen zeigt, dass das Schwinden bei allen Durchlaufsystemen aus HHV unbedingt zu berücksichtigen ist.

11.4. Kriechverhalten des Verbundes unter Berücksichtigung von Schwinden

Das Langzeitverhalten der Baustoffe, die den Verbund bilden, wurde im Kapitel 6 unter „Langzeitverhalten von Baustoffen“ beschrieben. Hier wird das Standardsystem zum Zeitpunkt unendlich berechnet und die Ergebnisse der Berechnung werden dargestellt sowie diskutiert.

Langzeitverhalten

Für die Simulation des Langzeitverhaltens des Verbundsystems gibt es mehrere Verfahren. Die Methoden wurden schon von Werner [8] recherchiert und beurteilt. Hier wird nur die gängigste Methode angewendet – die Abminderung der Werkstoffkennwerte. Die Methode ist im Eurocode 5 verankert [11].

Das Elastizitätsmodul E_{mean} , das Schubmodul G_{mean} und das Verschiebungsmodul K_{ser} zum Zeitpunkt unendlich wird folgendermaßen abgemindert:

$$E_{i,fin} = \frac{E_i}{(1 + \varphi_i)} \quad G_{i,fin} = \frac{G_i}{(1 + \varphi_i)} \quad K_{i,fin} = \frac{K_i}{(1 + \varphi_i)}$$

Dabei ist:

E_i	Elastizitätsmodul
G_i	Schubmodul
K_i	Verschiebungsmodul
φ_i	Kriechzahl des jeweiligen Materials

Kriechzahl

Die Kriechzahl des Betons wurde nach aktueller Norm Eurocode 2 [29] für die relative Feuchtigkeit von 40 % und für 18250 Tage (50 Jahren) ermittelt.

Die Kriechzahl für Holzleichtbeton wurde von Werner [8] experimentell untersucht und die Kriechzahl des Holzes wurde vom Eurocode 5 [11] entnommen.

$$\varphi_{BETON} = 2,03 \text{ (für Beton C45/55)}$$

$$\varphi_{HLB} = 3,04$$

$$\varphi_{HOLZ} = 0,80$$

Die Materialkennwerte zum Zeitpunkt $t=\infty$ wurden entsprechend abgemindert.

Belastung

Da die Enddurchbiegung mit quasi-ständiger Kombination von Einwirkungen lt. Eurocode 5 [11] berechnet soll, wurde für die Lastkombination GZG der Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0,3$ berücksichtigt.

Die Belastung für den GZT-Nachweis wurde unverändert mit Teilsicherheitsbeiwerten von $\gamma_G=1,35$ und $\gamma_Q=1,50$ gewählt.

Bei der Berechnung wurde auch das Schwinden berücksichtigt.

Ergebnis

Die weiteren 6 Abbildungen stellen die Verformung der Decke, die Spannung in der Bewehrung, Normal- und Schubspannung im Feld und über dem Mittelaufleger, sowie die Normalkräfte in den Schrauben dar.

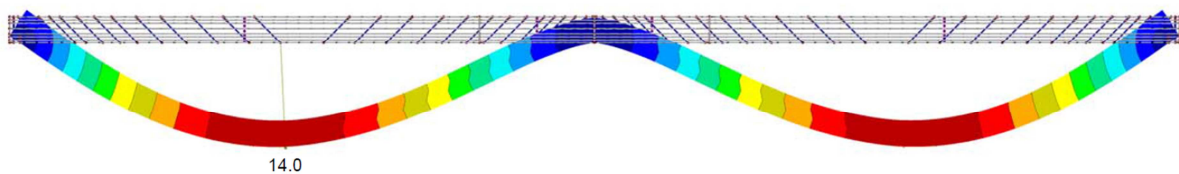


Abbildung 11-23: Durchbiegung unter quasi-ständiger Kombination [mm], $t=\infty$

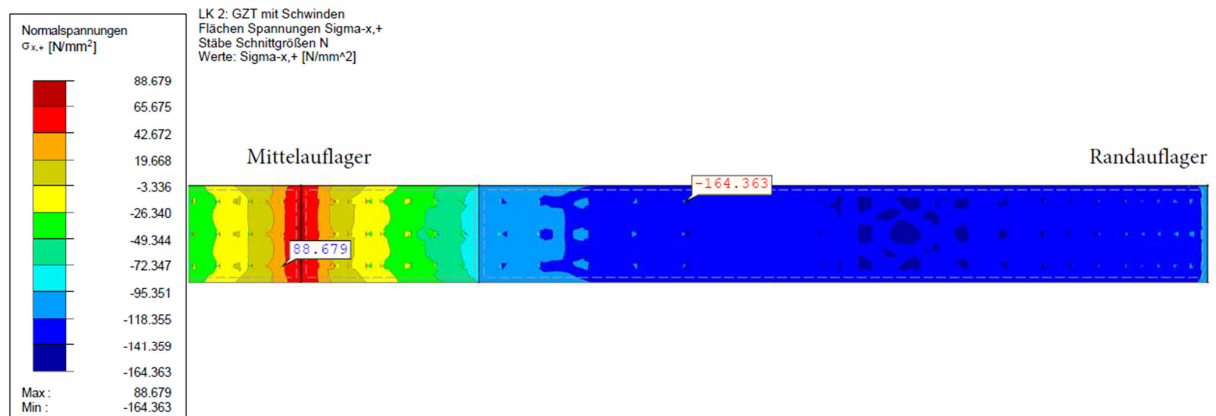
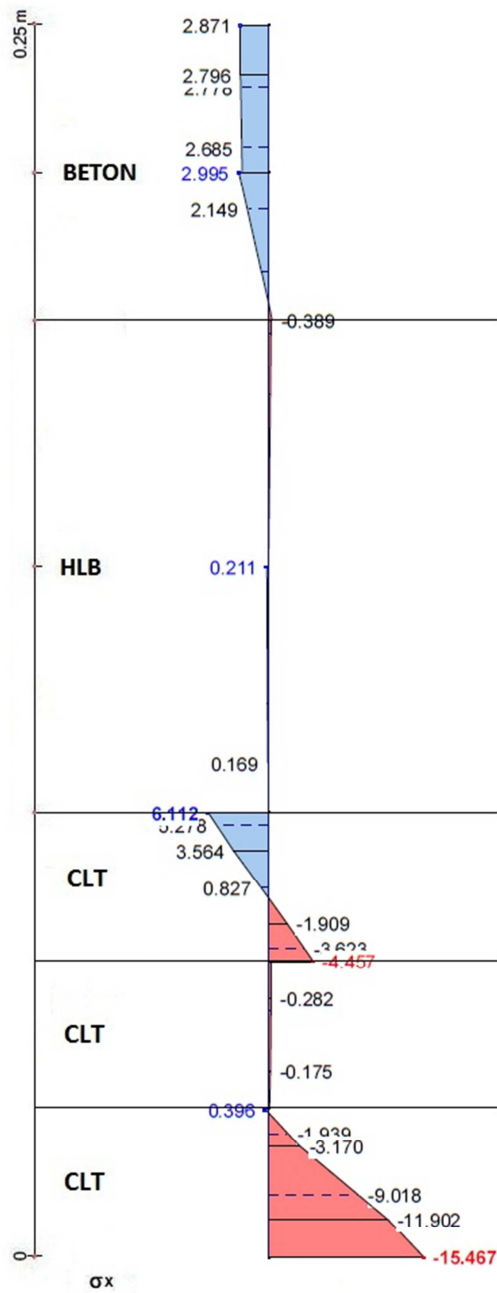


Abbildung 11-24: Normalspannung in der Bewehrung unter LK GZT [N/mm²] – Hälfte des Systems, $t=\infty$

Normalspannung - Mittelaufleger [N/mm²]



Normalspannung - Feld [N/mm²]

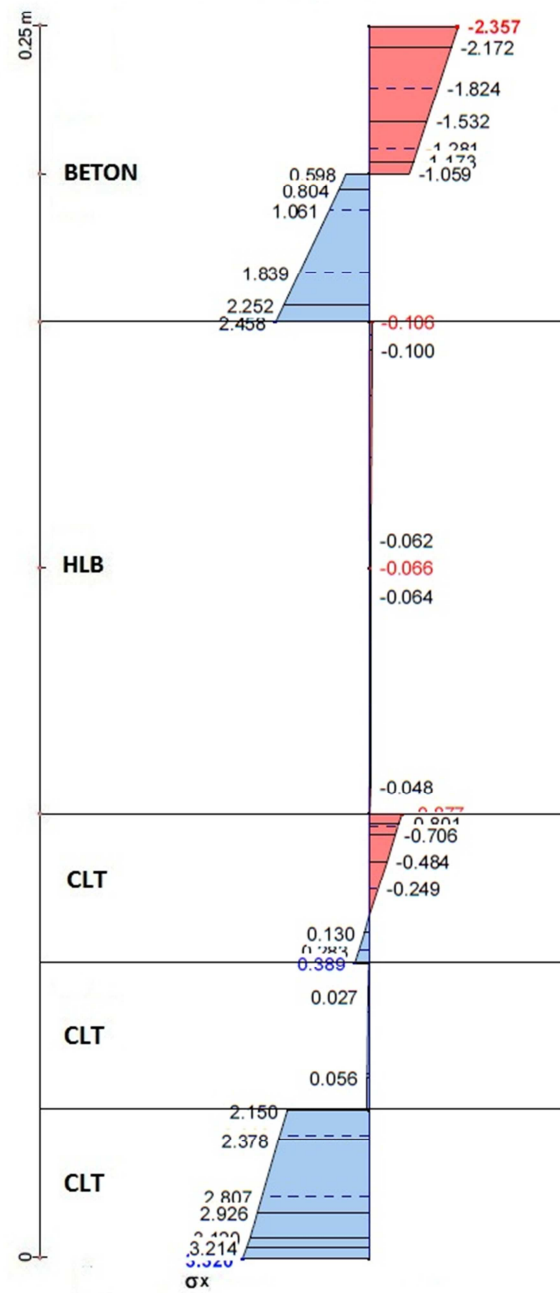
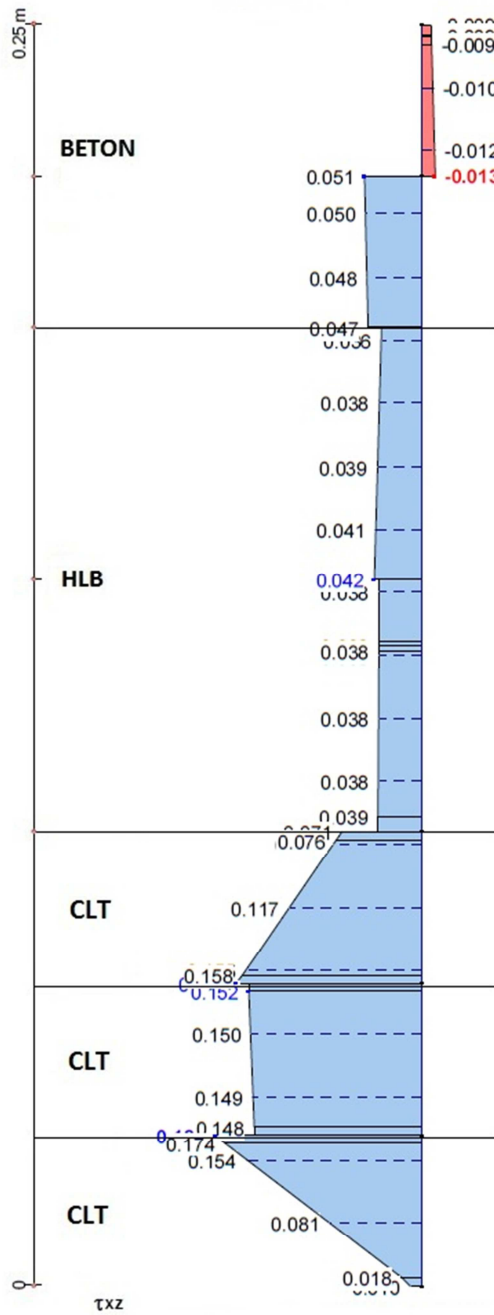


Abbildung 11-25: Normalspannung unter LK GZT [N/mm²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=\infty$

Schubspannung - Mittelaufleger [N/mm²]



Schubspannung - Feld [N/mm²]

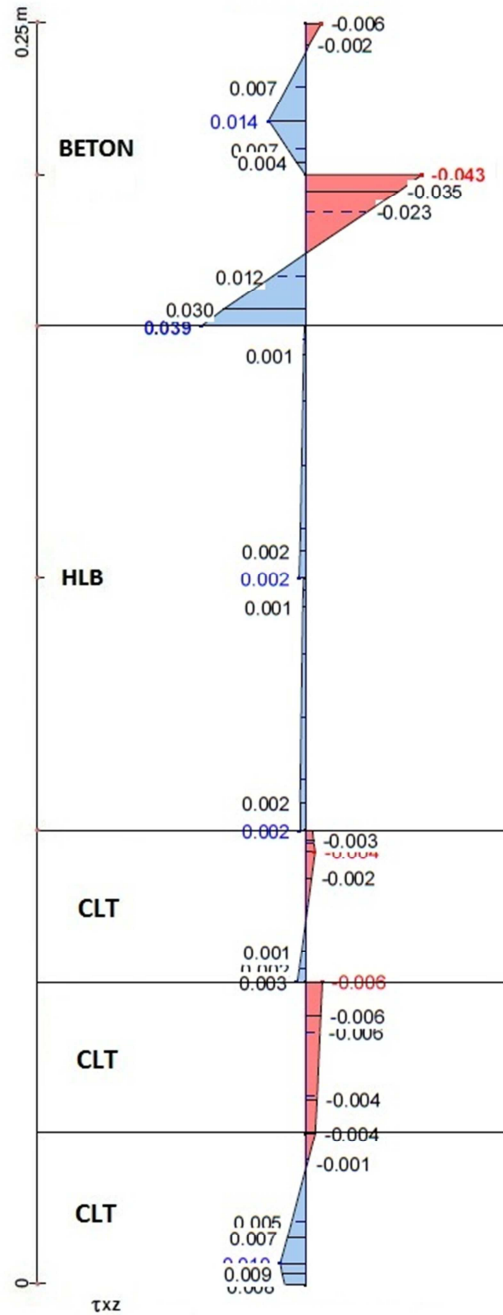


Abbildung 11-26: Schubspannung unter LK GZT [N/mm²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=\infty$

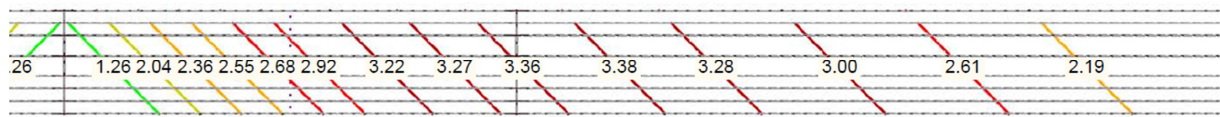


Abbildung 11-27: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT [kN] – Mittelaufleger, $t=\infty$



Abbildung 11-28: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT [kN] – Randaufleger, $t=\infty$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit

Die Nachweise wurden tabellarisch wie im Kapitel 11.3 konzipiert. Die Stellen, an denen der Nachweis nicht erfüllt ist, wurden rot markiert.

Tabelle 11-3: Zusammenstellung der Verformung und GZG Nachweis, $t=\infty$

	Langzeitverhalten		
	Verformung u [mm]	Relative Verformung	Ausnutzung
Quasi- ständige Belastung + Schwinden	14.0 mm	L/ 393	63.6%

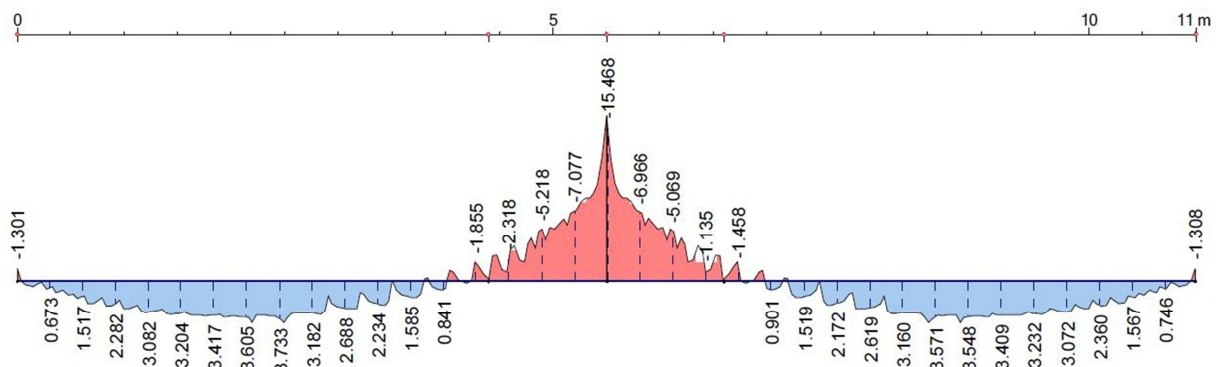
Tabelle 11-4: Zusammenstellung der Spannung und GZT Nachweis, $t=\infty$

Tragsicherheit $t=\infty$, mit Schwinden				
	Die Größe	Vorhandene Spannung/Kraft	Maximale Spannung/Kraft	Ausnutzung
Beton	σ_c [N/mm ²]	2.36	45.00	5.2%
HLB	σ_c [N/mm ²]	0.39	1.87	20.8%
	σ_t [N/mm ²]	0.21	0.33	63.4%
	σ_v [N/mm ²]	0.04	0.14	25.7%
Holz	σ_c [N/mm ²]	15.47	15.36	100.7%
	σ_t [N/mm ²]	6.11	8.96	68.2%
	σ_v [N/mm ²]	0.17	0.70	24.7%
Bewehrung	σ_{vorh} [N/mm ²]	164.4	478.2	34.4%
Schrauben	N_{GZT} [kN]	3.38	5.40	62.6%

Diskussion der Ergebnisse

Die gesamte Enddurchbiegung darf laut Österreichischen Anhang für Eurocode 5 [12] nicht mehr als $l/250$ betragen. Der Nachweis ist mit 63,6% der Ausnutzung erfüllt.

Die Spannungsverteilung ändert sich im Vergleich zu dem Zeitpunkt $t=0$. Durch das Verkleinern des E- und G-Moduls steigt die Nachgiebigkeit des Systems, was die Durchbiegung vergrößert. Da das System statisch unbestimmt ist, tritt gleichzeitig die Umlagerung der Kräfte vom Mittelaufleger zum Feld ein. Dank dieser Wirkung ist die Normalspannung über dem Mittelaufleger kleiner aber der Nachweis ist immer noch nicht erfüllt (100,7%).

Abbildung 11-29: Normalspannung an der unteren Seite des Holzes – Längsschnitt, $t=\infty$ [N/mm²]

Ähnlich wie bei dem Nachweis des Kurzzeitverhaltens ist die Breite des Bereiches mit der Druckspannung über $15,36 \text{ N/mm}^2$ sehr klein. Die Spannung kann auch durch das plastische Verhalten des Holzes abgebaut werden.

Der Nachweis der Schubspannung überschreitet nicht die 30% der Ausnutzung. Das zeigt, dass die Schubspannung bei den Durchlaufsystemen aus HHV nicht maßgebend ist.

Die Zugspannung in der Bewehrung beträgt 89 N/mm^2 , was weit von der Streckgrenze entfernt ist. Die Druckspannung in der Schicht im Feld beträgt hingegen 165 N/mm^2 .

Die Normalkraft in den Schrauben steigt bis $3,38 \text{ kN}$. Das zeigt, dass die Umlagerung der Spannung nicht nur zwischen Feld und Mittelaufleger eintritt aber auch zwischen den einzelnen Schichten. Die Kräfte des Betons, der stärker als Holz kriecht, überlagern sich zum Holz. Das erfolgt über die Schubfuge und die Schrauben. Der Auszieh Widerstand der Schrauben wird trotzdem nicht überschritten.

11.5. Optimierung der Spannung in der Holzschicht

Bei den letzten Berechnungen wurde festgestellt, dass bei solch einem statischen System nicht nur die Durchbiegung sondern auch die Spannung über dem Mittelaufleger maßgebend ist. Das in dem Kapitel 11.1 vorgeschlagene System erfüllt nicht alle Tragsicherheitsnachweise. Es ist zwar möglich die zu große Druckspannung in der Holzschicht durch das plastische Verhalten des Materials abzubauen, aber um sicher zu sein, dass das Durchlaufsystem aus Holzleichtbeton auch im elastischen Bereich funktioniert, werden vier Varianten des Systems vorgeschlagen.

Aufbau der Varianten:

Variante A:

- Ersetzen des Brettspertholzes mit Vollholz z.B. Brettstapelholz.

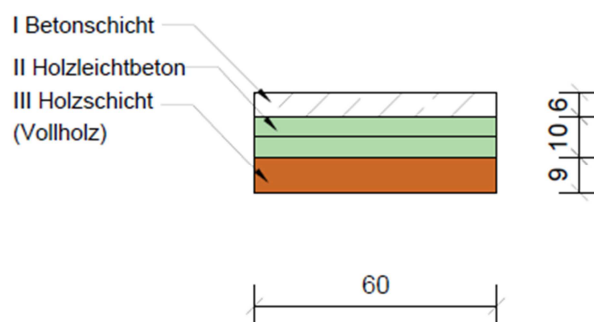


Abbildung 11-30: Variante A im Feld und über dem Mittelaufleger

Variante B:

- Ersetzen eines Teils der Holzleichtbetonplatte mit dem Holz über dem Mittelaufleger. Die ersetzte Schicht hat eine Höhe von 5 cm und eine Länge von 220 cm ($2 \times 110 \text{ cm}$).

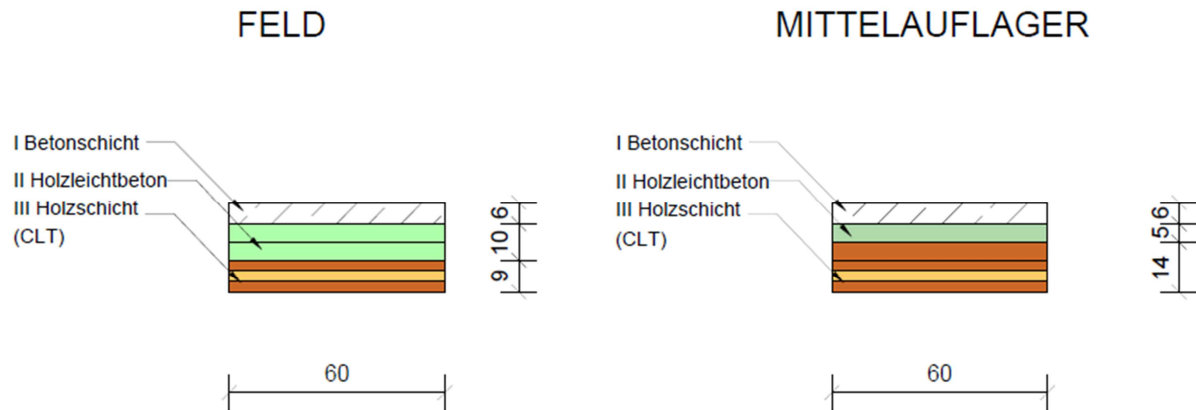


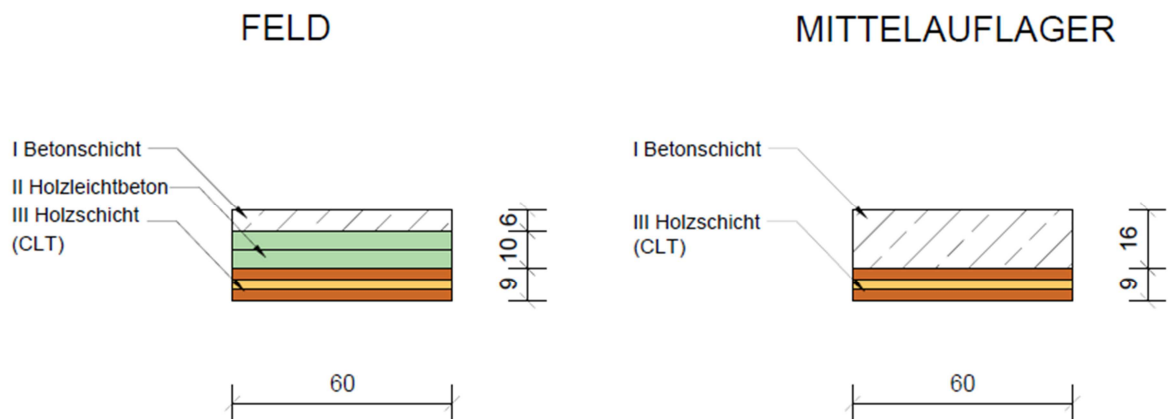
Abbildung 11-31: Variante B im Feld und über Mittelaufleger

Variante C:

- Verwendung eines schwindarmen Betons mit einer Gesamtschwinddehnung von $\varepsilon_{cs} = -0,25 \text{ mm/m}$ statt $\varepsilon_{cs} = -0,50 \text{ mm/m}$.

Variante D:

- Ersetzen des Holzeichtbetons über dem Mittelaufleger mit Beton.



Ergebnis

Tabelle 11-5: Zusammenfassung der Verformung

	Kurzzeitverhalten			Langzeitverhalten		
	Verformung	Relative Verformung	Ausnutzung	Verformung	Relative Verformung	Ausnutzung
Standard	11.2 mm	L/ 491	61.1%	14.0 mm	L/ 393	63.6%
Variante A	10.5 mm	L/ 524	57.3%	13.4 mm	L/ 410	60.9%
Variante B	10.4 mm	L/ 529	56.7%	12.9 mm	L/ 426	58.6%
Variante C	8.1 mm	L/ 679	44.2%	11.5 mm	L/ 478	52.3%
Variante D	9.3 mm	L/ 591	50.7%	10.8 mm	L/ 509	49.1%

Tabelle 11-6: Zusammenstellung der Normalspannung in der Holzschicht

	Kurzzeitverhalten			Langzeitverhalten		
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung
Standard	-17.68	6.25	115.1%	-15.47	6.11	100.7%
Variante A	-12.25	5.71	79.8%	-11.01	5.88	71.7%
Variante B	-14.49	6.24	94.4%	-12.96	5.68	84.4%
Variante C	-14.26	4.76	92.8%	-13.08	5.87	85.2%
Variante D	-11.51	-4.07	74.9%	-8.80	-2.98	57.3%

Diskussion der Ergebnisse

Anhand der Tabelle 11-5 erkennt man, dass die Verformungen bei allen Varianten sowohl zum Zeitpunkt $t=0$ als auch zum Zeitpunkt $t=\infty$ unter der Gebrauchstauglichkeitsgrenze liegen.

Eine weitere Tabelle zeigt, dass alle Varianten einen positiven Einfluss auf die Normalspannung im Holz aufweisen.

Die Verwendung von Vollholz statt CLT (Variante A) verstärkt den ganzen Verbund und verkleinert sowohl die Spannung im Holz als auch die Durchbiegung.

Bei der Variante B wurde eine Schicht des Holzleichtbetons mit dem Holz C24 ersetzt. Das Holz weist ein viel höheres E- und G-Modul im Vergleich zum Holzleichtbeton auf. Dadurch werden die Ergebnisse entsprechend verbessert.

Die Verwendung von schwindarmen Beton (Variante C) verkleinert die zusätzliche Belastung aus der Zwangsspannung und dadurch verkleinert sich die Normalspannung im Holz.

Bei der Variante D wurde kein Holzleichtbeton über dem Mittelaufleger verwendet. Dadurch entsteht ein Holz-Betonverbund. Die Variante bildet zwar über dem Mittelaufleger ein anderes Verbundsystem hat aber auch einen sehr guten Einfluss auf die Ergebnisse.

Standard OP

Die Variante C weist eine sehr gute Auswirkung auf die Ergebnisse bei kleinem Aufwand auf. Es muss nur ein anderer Beton verwendet werden. Dadurch ist es empfehlenswert bei dem Durchlaufsystem aus Holzleichtbeton den schwindarmen Beton zu verwenden. Für eine weitere Parameterstudie wird die Variante C genommen und als Standard OP (optimiert) bezeichnet.

11.6. Optimierung des Verbundes

11.6.1. Anzahl der Schrauben

Um den Einfluss der Schubverbinder auf die Verformung der Decke zu untersuchen, wurden drei Varianten des Systems Standard OP (mit schwindarmem Beton) modelliert und zum Zeitpunkt $t=0$ sowie Zeitpunkt $t=\infty$ berechnet. Die Decken unterschieden sich von dem Standardsystem nur durch die Anzahl der Schrauben. Alle anderen Eigenschaften der Varianten entsprechen dem System Standard OP.

Standard OP:

174 Schrauben – 26,4 Schrauben pro m^2 (siehe Abbildung 11-7).

Variante A:

126 Schrauben – 19,1 Schrauben pro m^2

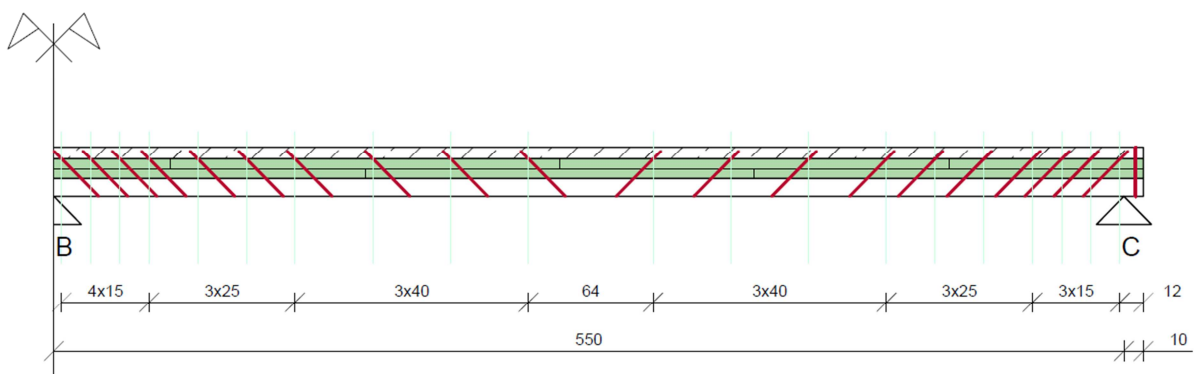


Abbildung 11-32: Anordnung der Schrauben – Variante A

Variante B:

90 Schrauben – 13,6 Schrauben pro m^2

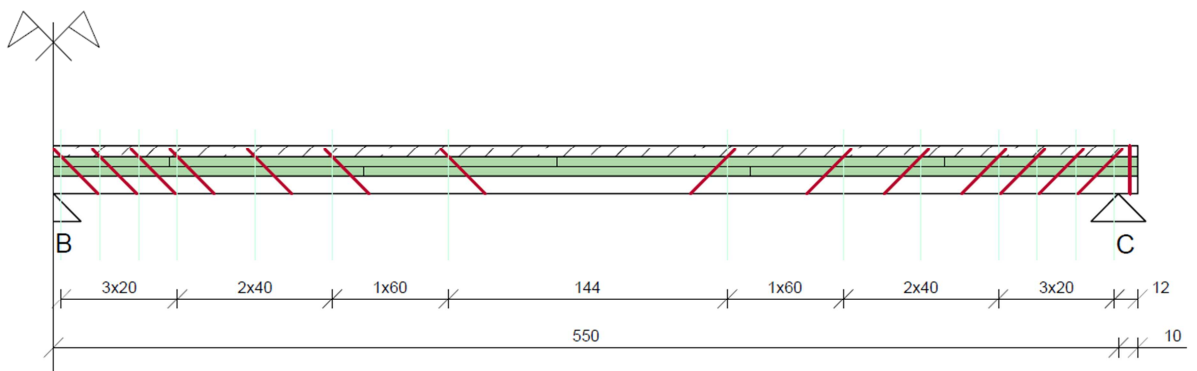


Abbildung 11-33: Anordnung der Schrauben – Variante B

Variante C:

0 Schrauben – Verbund nur durch schubsteife Fuge erstellt.

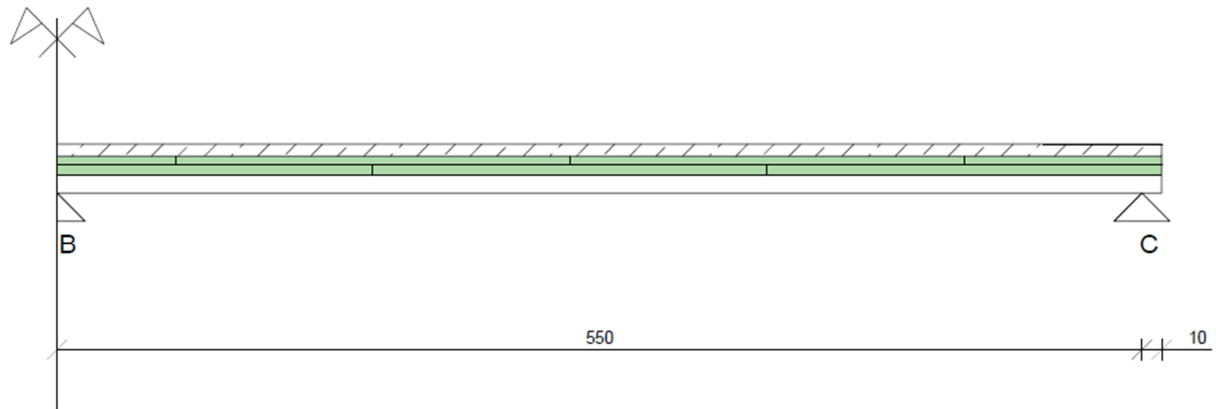


Abbildung 11-34: Anordnung der Schrauben – Variante C

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit

Bei der vorherigen Berechnung wurde festgestellt, dass nur die Durchbiegung und Normalspannung in der Holzschicht maßgebend sind. Deswegen werden in der folgenden Optimierung nur die zwei Ergebnisse tabellarisch dargestellt.

Tabelle 11-7: Optimierung der Anzahl der Schrauben – Zusammenstellung der Verformung

	Kurzzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Standard OP	8.1 mm	-	L/ 679	44.2%
Variante A	8.3 mm	+2.5%	L/ 663	45.3%
Variante B	8.6 mm	+6.2%	L/ 640	46.9%
Variante C	9.4 mm	+16.0%	L/ 585	51.3%
	Langzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Standard OP	11.5 mm	-	L/ 478	62.7%
Variante A	12.3 mm	+7.0%	L/ 447	67.1%
Variante B	13.2 mm	+14.8%	L/ 417	72.0%
Variante C	16.6 mm	+44.3%	L/ 331	90.5%

Tabelle 11-8: Optimierung der Anzahl der Schrauben – Zusammenstellung der Spannung in Holzschicht

	Kurzzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Standard OP	-14.26	4.76	92.8%	-
Variante A	-14.51	5.15	94.5%	1.8%
Variante B	-14.62	5.38	95.2%	2.5%
Variante C	-16.43	6.98	107.0%	15.2%
	Langzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Standard OP	-13.08	5.87	85.2%	-
Variante A	-13.60	6.75	88.5%	4.0%
Variante B	-13.83	7.28	90.0%	5.7%
Variante C	-17.48	11.30	126.1%	48.1%

Ergebnisse

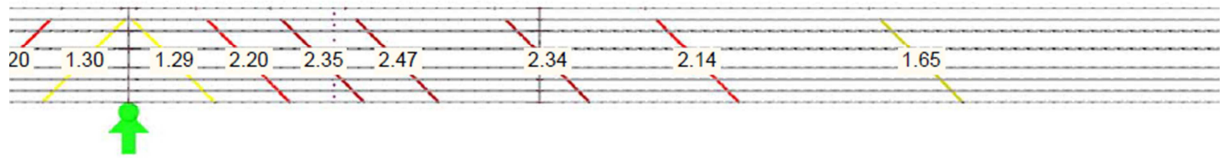


Abbildung 11-35: Normalkraft [kN] in den Schrauben neben dem Mittelaufleger – Variant B – $t=0$

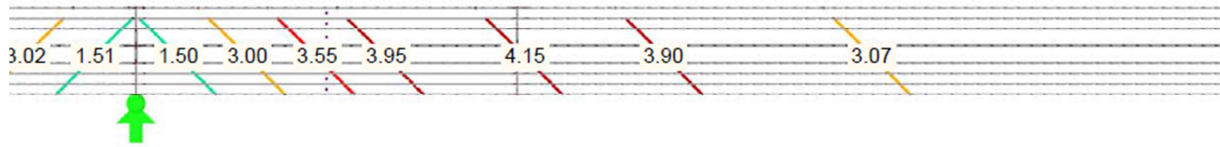


Abbildung 11-36: Normalkraft [kN] in den Schrauben neben dem Mittelaufleger – Variant B – $t=\infty$

Nachweis der zulässigen Kraft in der Schraube:

$$N_{GZT} = 4,15 \text{ kN} < \text{zul } N_z = 5,40 \text{ kN} \text{ Nachweis erfüllt}$$

Nachweis der zulässigen Schubspannung in der Holzschicht:

$$\sigma_v = 0,212 \text{ N/mm}^2 < f_{v,90,d} = 0,704 \text{ N/mm}^2 \text{ Nachweis erfüllt}$$

Nachweis der zulässigen Schubspannung im HLB:

$$\sigma_v = 0,089 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 0,140 \text{ N/mm}^2 \text{ Nachweis erfüllt}$$

Diskussion der Ergebnisse

Die Vergrößerung der Verformung und der Normalspannung zum Zeitpunkt $t=0$ bei den Varianten A und B im Vergleich zur Standard OP ist nur geringfügig. Beim Langzeitverhalten und der Variante B vergrößert sich die Spannung zwar um 5,7% und die Verformung um 14,8%, aber die Nachweise sind immer noch erfüllt. Durch das Einsetzen der kleineren Anzahl der Schrauben steigen die Normalkraft in der einzelnen Schraube und die Schubspannung. Deswegen wurden die beiden Nachweise zusätzlich für die Variante B zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ durchgeführt. Nach der Feststellung, dass die beiden Nachweise erfüllt werden, kann die Variante B (mit 90 statt 174 Schrauben) empfohlen werden.

Bei der Variante C (ohne Schrauben) vergrößert sich die Verformung um 44,3% im Vergleich zur Standard OP und die Spannung im Holz um 48,1% ($t=\infty$). Der GZG Nachweis ist immer noch erfüllt aber die Spannung überschreitet die GZT Grenze. Dadurch kann diese Variante nicht empfohlen werden.

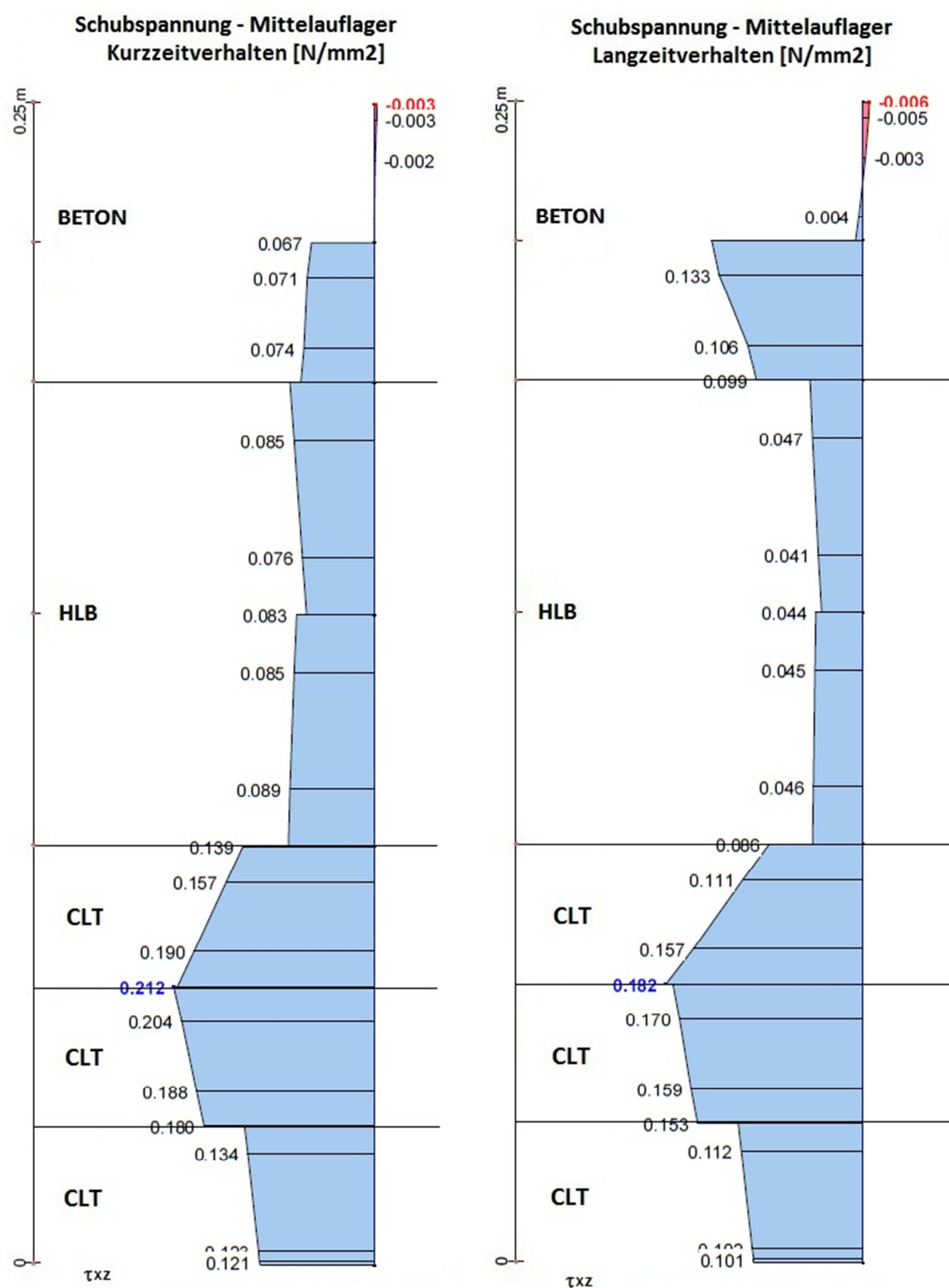


Abbildung 11-37: Schubspannung über dem Mittelaufleger - Variant B – $t=0$, $t=\infty$

11.6.2. Betonqualität

Der Einfluss der Betonqualität auf den Gesamtverbund wurde mittels drei weiterer Varianten untersucht:

- **Variante A** Beton C25/30 $\varphi=3,25$
- **Variante B** Beton C35/45 $\varphi=2,53$
- **Standard OP** Beton C45/55 $\varphi=2,03$
- **Variante C** Beton C50/60 $\varphi=1,85$

Alle anderen Parameter bleiben im Vergleich zum System Standard OP unverändert. Die Varianten wurden zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ berechnet, wobei die Kriechzahl für alle drei Varianten extra ermittelt wurde.

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit

Ähnlich wie bei der Optimierung der Anzahl der Schrauben wurde nur der Nachweise der Verformung und der Normalspannung in der Holzschicht tabellarisch dargestellt.

Es wurde nämlich festgestellt (Kapitel 11-2 bis 11-4), dass nur die zwei Nachweise für diese Deck maßgebend sind.

Tabelle 11-9: Optimierung der Betonqualität – Zusammenstellung der Verformung

	Kurzzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Beton C25/30	8.4 mm	+3.7%	L/ 655	45.8%
Beton C35/45	8.3 mm	+2.5%	L/ 663	45.3%
Standard C45/55	8.1 mm	-	L/ 679	44.2%
Beton C50/60	8.0 mm	-1.2%	L/ 688	43.6%
	Langzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Beton C25/30	11.9 mm	+3.5%	L/ 462	64.9%
Beton C35/45	11.7 mm	+1.7%	L/ 470	63.8%
Standard C45/55	11.5 mm	-	L/ 478	62.7%
Beton C50/60	11.3 mm	-1.7%	L/ 487	61.6%

Tabelle 11-10: Optimierung der Betonqualität – Zusammenstellung der Spannung in der Holzschicht

	Kurzzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Beton C25/30	-14.11	5.38	91.9%	-1.1%
Beton C35/45	-14.18	5.12	92.3%	-0.6%
Standard C45/55	-14.26	4.76	92.8%	-
Beton C50/60	-14.27	4.61	92.9%	0.1%
	Langzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Beton C25/30	-13.33	6.23	86.8%	1.9%
Beton C35/45	-13.17	6.04	85.7%	0.7%
Standard C45/55	-13.08	5.87	85.2%	-
Beton C50/60	-12.99	5.80	84.6%	-0.7%

Ergebnisse

Normalspannung - Mittelaufleger, $t=0$ [N/mm²]

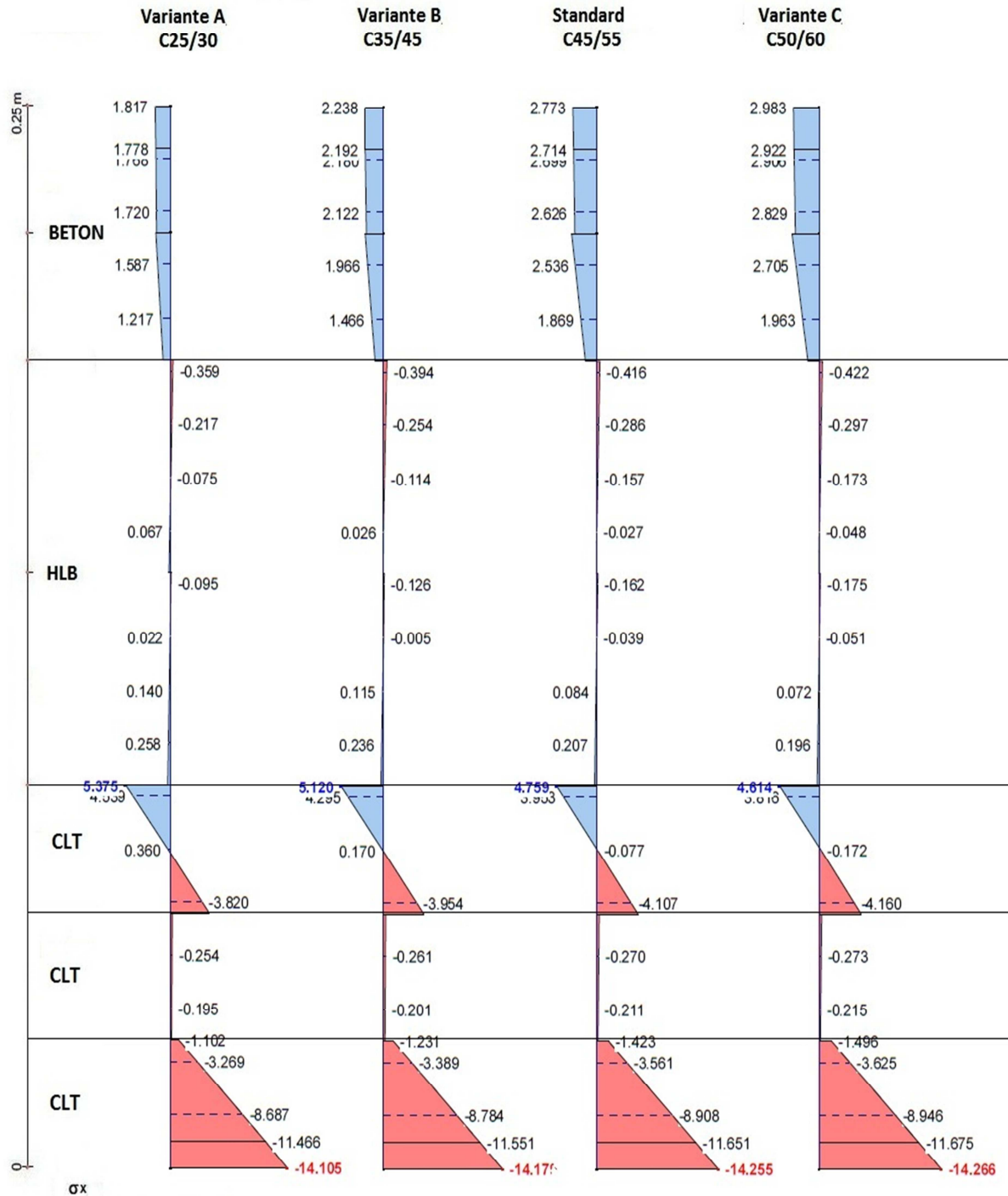


Abbildung 11-38: Darstellung der Normalspannung über dem Mittelaufleger, $t=0$

Normalspannung - Mittelaufleger, $t=\infty$ [N/mm²]

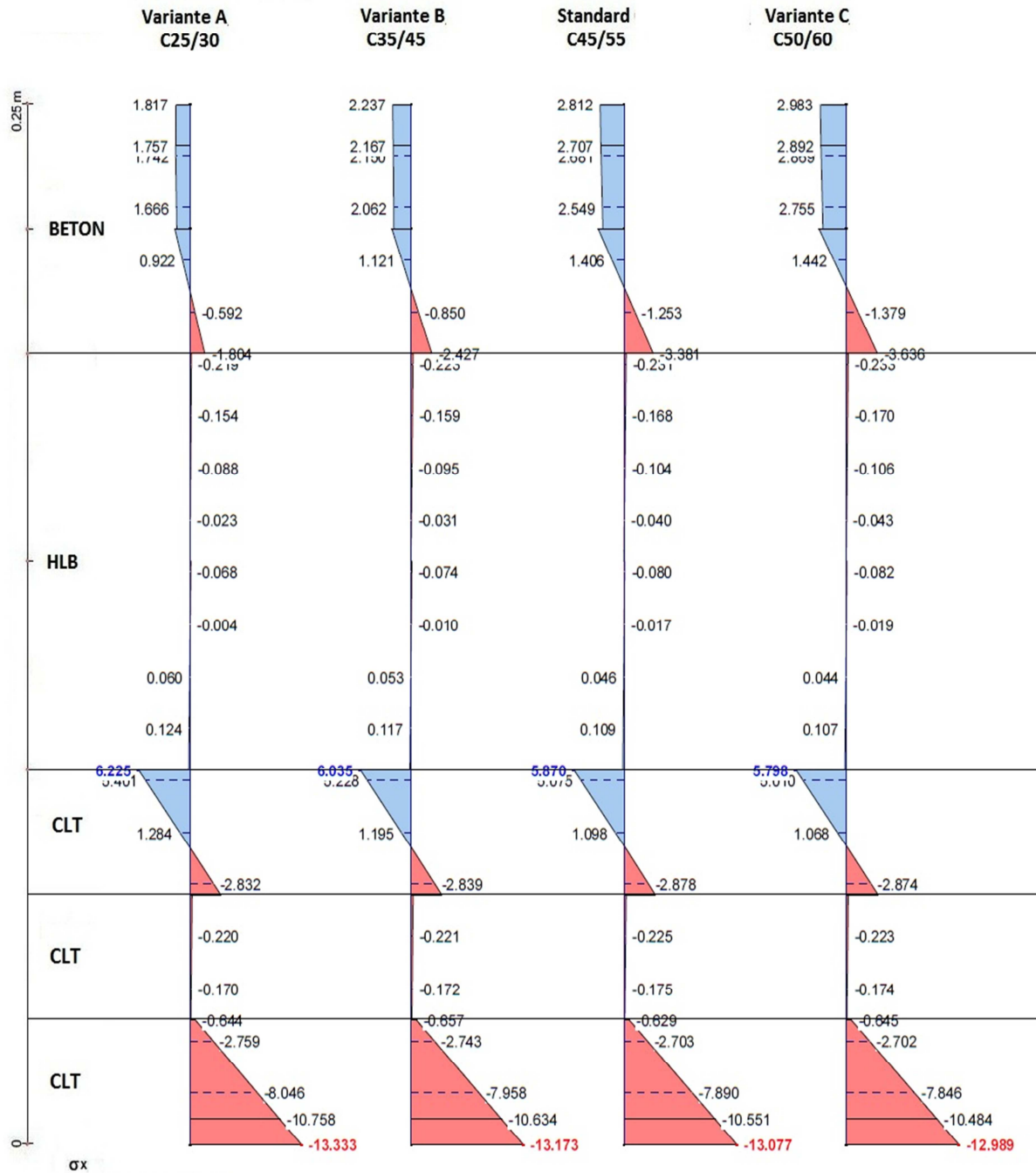


Abbildung 11-39: Darstellung der Normalspannung über dem Mittelaufleger, $t=\infty$

Diskussion der Ergebnisse

Die Bilder 11-38 und 11-39 stellen die Änderung der Normalspannung über dem Mittelaufleger abhängig von der angewendeten Betonklasse dar. Je besser die Betongüte, desto mehr Zugspannung kann die Schicht aufnehmen. Dadurch soll die Holzschicht entlastet werden. Die Änderung der Druckspannung im Holz beim Kurzzeitverhalten ist zwar sehr klein aber umgekehrt.

Die Druckspannung in der Holzschicht zum Zeitpunkt $t=0$ steigt mit der besseren Betonklasse. Die Gesamtschwinddehnung bleibt zwar bei allen Systemen unverändert $\varepsilon_{cs} = -0,25 \text{ mm/m}$, aber mit der steigenden Betonqualität vergrößert sich auch das E-Modul des Betons. Die vergrößerte Normalkraft infolge des Schwindens lautet:

$$N_{cs} = A_c * E_s * \varepsilon_{cs}$$

Die größere Schwindkraft verändert hingegen die Normalspannung im Holz. Deswegen steigt die Druckspannung im Holz statt zu sinken.

Beim Langzeitverhalten tritt neben der Entlastung durch die verbesserte Betongüte und der vergrößerten Schwindkraft noch ein dritter Effekt ein. Das ist die Umlagerung der Spannungen zwischen den Mittelauflagern und dem Feld. Außerdem je besser die Betongüte ist, desto weniger kriecht der Beton. Dadurch wird eine größere Umlagerung zwischen der Beton- Holzschicht auftreten. All diese Effekte sind für eine sinkende Normalspannung im Holz zum Zeitpunkt $t=\infty$ verantwortlich.

Die Verwendung des Betons mit der höheren Festigkeit verkleinert zwar die Verformung der Decke aber die Änderung ist geringfügig. Die Unterschiede bei der Normalspannung sind auch kaum zu bemerken, aufgrund der vielfältig eintretenden und gegenseitig wirkenden Effekte. Deswegen ist es empfehlenswert billigere Betone mit kleineren Festigkeiten bei solchen Verbundsystemen zu verwenden.

11.6.3. Optimierung der Qualität vom Holzleichtbeton

Die Verbesserung der mechanischen Eigenschaften von Holzleichtbeton kann durch die Zugabe größerer Mengen von Zement erreicht werden. Die Auswirkung von stärkeren oder schwächeren HLB-Platten auf den Verbund wurde durch die Berechnung von drei Varianten mit modifiziertem E-Modul und G-Modul untersucht.

Untersuchte Varianten:

- Variante A	$E_{\text{VARIANT A}} = 50\% * E_{\text{STANDARD}}$	$G_{\text{VARIANT A}} = 50\% * G_{\text{STANDARD}}$
- Standard OP	$E_{\text{VARIANT A}} = 100\% * E_{\text{STANDARD}}$	$G_{\text{VARIANT A}} = 100\% * G_{\text{STANDARD}}$
- Variante B	$E_{\text{VARIANT A}} = 150\% * E_{\text{STANDARD}}$	$G_{\text{VARIANT A}} = 150\% * G_{\text{STANDARD}}$
- Variante C	$E_{\text{VARIANT B}} = 200\% * E_{\text{STANDARD}}$	$G_{\text{VARIANT B}} = 200\% * G_{\text{STANDARD}}$

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit

Da in den Kapiteln 11-2 bis 11-4 festgestellt wurde, dass nur die Durchbiegung und die Normalspannung in der Holzschicht maßgebend sind, wurden nur diese zwei Nachweise tabellarisch dargestellt.

Tabelle 11-11: Optimierung der Qualität vom HLB - Zusammenstellung der Verformung

	Kurzzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Variante A	9.5 mm	+17.3%	L/ 579	51.8%
Standard	8.1 mm	-	L/ 679	44.2%
Variante B	7.3 mm	-9.9%	L/ 753	39.8%
Variante C	6.9 mm	-14.8%	L/ 797	37.6%
	Langzeitverhalten			
	Verformung u [mm]	Vergleich zur Standard OP	Relative Verformung	Ausnutzung
Variante A	13.1 mm	+13.9%	L/ 420	71.5%
Standard	11.5 mm	-	L/ 478	62.7%
Variante B	10.4 mm	-9.6%	L/ 529	56.7%
Variante C	9.6 mm	-16.5%	L/ 573	52.4%

Tabelle 11-12: Optimierung der Qualität vom HLB - Zusammenstellung der Spannung in der Holzschicht

	Kurzzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Variante A	-14.88	6.25	96.9%	+4.3%
Standard	-14.26	4.76	92.8%	-
Variante B	-13.74	3.74	89.5%	-3.6%
Variante C	-13.29	2.99	86.5%	-6.8%
	Langzeitverhalten			
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Ausnutzung	Vergleich zur Standard OP
Variante A	-13.67	7.24	89.0%	+4.5%
Standard	-13.08	5.87	85.2%	-
Variante B	-12.68	4.96	82.6%	-3.1%
Variante C	-12.36	4.24	80.5%	-5.5%

Diskussion der Ergebnisse

Die Herstellung der HLB-Platte mit dem höheren E-Modul ist zwar teurer aber die Lösung verbessert die Ergebnisse maßgebend. Die Spannung im Holz bei der Variante C zum Zeitpunkt $t=0$ sinkt um 6,8% und zum Zeitpunkt $t=\infty$ um 5,5%. Die Verformung ist entsprechend um 14,8% und um 16,5% kleiner.

Zum Vergleich wurde auch die Variante A untersucht, bei der das E-Modul und das G-Modul die Hälfte des Ursprungs betragen. Bei dieser Variante ist der Tragsicherheitsnachweis knapp aber auch erfüllt.

12. Zusammenfassung und Ausblick

Das primäre Ziel dieser Diplomarbeit bestand darin, Durchlaufdecken im Holzleichtbeton-Verbund (HHV) zu entwickeln. Dafür wurde ein Berechnungsmodell auf Basis der Finiten-Elemente-Methode erstellt. Um das Modell zu validieren, wurde die Vergleichsrechnung der Durchlaufdecke mit Hilfe von Schubanalogieverfahrens und der Finiten-Elemente-Methode durchgeführt.

Aus dieser Gegenüberstellung kann der Schluss gezogen werden, dass die Simulation der Decke aus Holzleichtbeton-Verbund mit Hilfe von FEM korrekte Ergebnisse liefert. Die durchschnittliche Abweichung zwischen den beiden Methoden liegt im Bereich von 2-3 % und ist somit sehr gering. Dabei benötigt das FEM Verfahren weniger Angaben im Vergleich zu den bekannten Berechnungsmodellen. Bei der Finiten Elementen Methode muss die Fugensteifigkeit des Verbundes nicht gegeben sein. Dadurch können nicht nur bereits experimentell untersuchte Systeme gerechnet werden, sondern auch alle anderen Systeme.

Bei der Entwicklung der FEM-Berechnungsmethode wurden zunächst drei Annahmen getroffen, deren Einfluss auf die Ergebnisse anschließend untersucht wurde.

- Die Klebverbindung zwischen den Schichten wird als starre Verbundfuge definiert
- Alle drei Materialien verhalten sich linear elastisch
- Die Holzschicht wird als homogen angenommen

Die Berechnung hat gezeigt, dass die Modellierung des Verbundes mit dem Kleber zwischen den einzelnen Schichten kaum Einfluss auf die Ergebnisse nimmt. Die Berücksichtigung der Kleberschicht vergrößert hingegen erheblich die Berechnungszeit des Systems im Programm. Im Zuge der weiteren Entwicklung des Berechnungsverfahrens wurde festgestellt, dass die Annahmen des Verhaltens des Betons als linear elastisch und der Holzschicht als homogen deutliche Abweichungen der Ergebnisse liefern, weshalb sich diese ursprünglichen Annahmen im Laufe der Arbeit geändert haben.

Es ist bei Durchlaufsystemen aus HHV empfehlenswert, die Betonschicht unter Berücksichtigung des Unterschiedes zwischen dem Zustand I und II zu modellieren, sowie die einzelnen Lagen des Brettsperrholzes getrennt im Programm einzubauen, damit auch der Einfluss der Querlage auf das Verhalten des Verbundes berücksichtigt wird.

Der letzte Schritt der Validierung des Berechnungsverfahrens war der Vergleich mit experimentellen Versuchen. Dafür wurden im Labor drei Kragträger aus Holzleichtbeton-Verbund gebaut und belastet. Anschließend wurden Kraft-Verschiebungs-Diagramme der Belastungsproben mit der FEM-Berechnung verglichen. Es hat sich herausgestellt, dass die FEM-Modellierung unter Berücksichtigung der getroffenen Parameter nahezu die gleichen Resultate erzielt wie das reale System. Die Kurve der FEM Simulation liegt zwischen den

Kurven der einzelnen Kragversuche. Dadurch ist die Abweichung zwischen der Berechnung und dem realen System kleiner als die Abweichung zwischen den Versuchen selbst.

Nach der Entwicklung der Berechnungsmethode für beliebige Querschnitte aus Holzleichtbeton-Verbund wurde der Einfluss des Schwindens und Kriechens auf die Durchlaufdecke untersucht. Das Schwinden wurde im Modell als eine Längenänderung des Volumenkörpers des Betons definiert. Für Kriechen wurden hingegen die Werkstoffkennwerte laut Eurocode 5 [11] abgemindert. Die Parameterstudie erfolgte am Beispiel einer Zweifelddecke mit 5,50 m Feldlänge.

Da das untersuchte System statisch unbestimmt ist, tritt bei Langzeitverhalten die Umlagerung der Kräfte zwischen Mittelauflagerbereich und Feldbereich ein. Durch Kriechen vergrößert sich die Steifigkeit des Systems, was hingegen die Verformung vergrößert. Eine Änderung weist auch der Spannungsverlauf auf. Im Vergleich zum Kurzzeitverhalten ist die Normalspannung über dem Mittelaufleger kleiner und im Feldbereich größer, wobei die Ergebnisse den Erwartungen entsprechen.

Anders ist es bei der Beurteilung des Einflusses des Schwindens. Die Decke bei der eine Schwindverkürzung berücksichtigt wird, verformt sich um 107% mehr als dieselbe Decke bei der kein Schwinden wirkt. Der größte Unterschied der Spannung tritt im Mittelauflagerbereich auf und beträgt 56%.

Da die Durchlaufdecke im Vergleich zur Einfelddecke mit gleicher Feldlänge zwangsläufig eine doppelt so große Gesamtlänge aufweist, wird der Beton infolge des Schwindens im doppelten Ausmaß verkürzt. Das verdoppelt hingegen die Zwangsspannung vom Schwinden und vergrößert erheblich die Auswirkung auf die Decke. Im Bereich des Mittelauflegers weist die Betonschicht nur eine Zugspannung über die gesamte Höhe auf. Das bedeutet, dass sich die gesamte Höhe des Betons auf der Stelle im Zustand II befindet und die zusätzlichen Kräfte die nicht mehr durch den Beton aufgenommen werden können, werden überlagert und vergrößern die Spannung im Holz.

Deshalb ist bei dem untersuchten System die Druckspannung in der Holzschicht beim Tragsicherheitsnachweis maßgebend. Die Verformung überschreitet nicht 64% der zulässigen Durchbiegung. Die Normalspannung beträgt hingegen 115% der zulässigen Festigkeit für Holz. Das Problem ist zwar punktuell und kann durch das plastische Verhalten des Holzes gelöst werden, es wurden trotzdem vier Varianten gerechnet um sicher zu gehen, dass sich die Decke über die gesamte Länge elastisch verhält. Die günstigste Variante mit schwindarmem Beton wurde für die weitere Berechnung gewählt.

Der letzte Teil der Ausarbeitung beinhaltet die Parameterstudie. Es wurden mehrere Eingangsdaten variiert und es wurde dabei beobachtet wie sich der Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis ändert.

- Bei der Studie der Anzahl der stiftförmigen Schubverbinder wurde festgestellt, dass die Variation der Schraubenanzahl kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Die Anwendung von 90 statt 174 Schrauben vergrößert die Verformung und Spannung sowohl beim Kurz- als auch beim Langzeitverhalten nur geringfügig. Das Verzichten auf alle stiftförmigen Schubverbinder verschlechtert jedoch den Tragsicherheitsnachweis beim Langzeitverhalten um 48%.
- Die Optimierung der Festigkeit des Betons hat gezeigt, dass die Verwendung von Beton mit höherer Festigkeitsklasse zwar die Ergebnisse leicht verbessert aber auch die Schwindkraft, aufgrund des höheren E-Moduls des Betons, vergrößert wird. Da die Kriechzahl mit besserer Betonklasse sinkt, ist ein Unterschied bei den Ergebnissen vor allem beim Langzeitverhalten zu sehen. Die Verbesserung ist jedoch so gering, dass sich für das Entwerfen von Durchlaufdecken aus Holzleichtbeton-Verbund die billigere Betonklasse C25/30 empfiehlt.
- Die Optimierung der Qualität von Holzleichtbeton hat gezeigt, dass sich die Anwendung von besseren Platten mit höherer Steifigkeit sehr positiv auf die Ergebnisse auswirkt. Sowohl die Spannung als auch die Verformung verkleinert sich beim Kurz- und Langzeitverhalten. Die höheren Werte des E-Moduls und G-Moduls des Holzleichtbetons können bei der Produktion durch Zugabe von größerer Zementmenge erreicht werden.

Abschließend ist zu sagen, dass das Langzeitverhalten der Durchlaufdecke aus Holzleichtbeton-Verbund sowohl für Tragsicherheits- als auch für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis maßgebend ist. Vor allem kann das Schwinden einen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Das vergrößert sowohl die Durchbiegung als auch die Normalspannung erheblich. Aufgrund dessen ist es empfehlenswert den schwindarmen Beton anzuwenden.

Das Holzleichtbeton-Verbundsystem kann auf statisch unbestimmte Systeme erweitert werden. Es tritt kein Problem mit der zu großer Verformung auf. Bei dem System soll jedoch die Normalspannung in der Holzschicht über dem Mittelaufleger beachtet werden. Neben dem Nachweis zum Zeitpunkt $t=0$ soll immer der Nachweis zum Zeitpunkt $t=\infty$ durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] *Produzent der Holzleichtbetonplatten*: Velox Bau-Systeme. www.velox.at, aufgerufen am 25.05.2018 14:00 Uhr.
- [2] *Das Massivholzsysteme – CLT*: Stora Enso. www.clt.info, aufgerufen am 16.06.2018 13:00 Uhr.
- [3] *Firma Mayr Melnhof Holz und Firma Kirchdorfer Concrete Solutions*: www.holzbetonverbund.at/produkte/, aufgerufen 27.08.2018 13:00 Uhr.
- [4] *ArcelorMittal*: www.constructalia.com, aufgerufen am 27.08.2018 13:00 Uhr.
- [5] *Helmut Neuhaus*: Ingenieurholzbau. Vieweg+Teubner Verlag, Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH 2011
- [6] *Thomas Hofer*: „Experimentelle und analytische Untersuchung des Tragverhaltens von Holz-Holzleichtbeton-Sandwich-Deckenbauweisen“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.
- [7] *Sabine Anns Köpl*: „Beschreibung des Tragverhaltens weitgespannter Flachdeckensysteme in Holzleichtbeton-Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Schubanalogie-Verfahren“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.
- [8] *Benjamin Florian Markus Werner*: „Holz-Leichtbeton-Verbunddecken: analytische und numerische Beschreibung des Tragverhaltens“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.
- [9] *Fima Sika*: aut.sika.com/de/group.html, aufgerufen am 6.06.2018 18:00 Uhr.
- [10] *J. Fink*: Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau) (2008). Wien: Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau, TU Wien.
- [11] *ÖNORM EN 1995-1-1: Eurocode 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe: 2015-06-15. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [12] *ÖNORM B 1995-1-1: 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 nationale Ergänzungen*. Ausgabe: 2015-06-15. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [13] *Ulrike Kuhlmann, Jörg Schänzlin, Birgit Michelfelder*: „Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken“. Stuttgart: 2004.
- [14] *DIN EN 1995-1-1: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbau*. Ausgabe 2014-07. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normierung.
- [15] *Winter, S., Kreuzinger, H. und Mestek, P. (2008)*: Teilprojekt 15 – Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen. München: Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen, TU München.
- [16] *FWF – Der Wissenschaftsfonds*: www.fwf.ac.at, aufgerufen am 14.06.2018, 17:00 Uhr.

- [17] Dlubal Software GmbH: Statik-Software für Tragwerkplanung und FEM. www.dlubal.com/de/, aufgerufen am 14.06.2018 17:00 Uhr.
- [18] ÖNORM EN 1990-1-1: Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung. Ausgabe: 2013-03-15. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [19] *Dipl.-Ing. Ronny Glaser: "Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen"*. Dissertation. Senftenberg: Brandenburgische Technische Universität Cottbus.
- [20] ÖNORM EN 1156: Holzwerkstoffe - Bestimmung von Zeitstandfestigkeit und Kriechzahl. Ausgabe: 2013-05-05. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [21] *Holzforschung Austria: Planungsbrochure – Bauen mit Brettspertholz im Geschoßbau. Fokus Bauphysik*. Wien: Band 40 der HFA Schriftenreihe, Februar 2013.
- [22] *Firma Schmid – Produzent der Schrauben*: www.schrauben.at, aufgerufen am 03.09.2018 um 18:00 Uhr
- [23] *Firma LONGIN*: www.longin.at, aufgerufen am 26.03.2018 17:00 Uhr.
- [24] *Firma Oberndorfer*: www.oberndorfer.at, aufgerufen am 27.08.2018 10:00 Uhr.
- [25] *C.Barth, W. Rustler: Finite Elemente in der Baustatik-Praxis*. Mit vielen Anwendungsbeispielen. 2.Auflage. Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag GmbH 2013.
- [26] *P. Steinke: Finite-Elemente-Methode. Rechnergestützte Einführung*. 3.Auflage. Steinfurt: Springer 2010.
- [27] *J. Füssl, C. Hellmich, G. Kandler, T. Kiefer, H. Mang: Skriptum zur VU Finite Elemente Methoden (2015)*. Wien: Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, TU Wien.
- [28] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1 – Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichte, Eigengewicht, Nutzlast im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen. Ausgabe: 2017-02-01. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [29] ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-Stahlbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Ausgabe: 2015-02-15. Wien: Österreichisches Norminstitut.
- [30] *Österreichisches Institut für Bautechnik*. Europäische Technische Zulassung ETA-13/0699. 2013
- [31] *A. Kolbitsch: Hochbaukonstruktionen I Teil A (2014)*. Wien: Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien.
- [32] *Pech, Kolbitsch, Zach: Baukonstruktionen – Decken*. 2006 Springer-Verlag/Wien.
- [33] *Florian Chmelik: "Holz-Holzleichtbeton-Verbunddecken: Numerische Beschreibung des Kurzzeittragverhaltens"*. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.
- [34] *Firma Baulinks*: www.baulinks.de, aufgerufen am 27.08.2018 12:00 Uhr.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3-1: Londeksystem [23]	11
Abbildung 3-2: Hohl-dielenelement - Oberndorfer [24]	12
Abbildung 3-3: Elementdecke – Oberndorfer [24]	13
Abbildung 3-4: Aufbau der Stahl-Beton-Verbunddecke – Baulinks [34]	14
Abbildung 3-5: Ausbildung der Verbundfuge [32]	14
Abbildung 3-6: Verbunddeckenformen [32]	14
Abbildung 3-7: Slim-Floor-Decke[4]	15
Abbildung 3-8: Die Darstellung des Bauteils in der HBV-Brettstapelbauweise	16
Abbildung 3-9: HBV mit Brettsperrholz – Mayr Melnhof Holz [3]	17
Abbildung 3-10: CLC Multifunktionsdecke – Oberndorfer [24]	17
Abbildung 4-1: Schematische Darstellung der Decke aus Holz-Holzleichtbeton-Verbund	18
Abbildung 4-2: Holzleichtbeton-Platten [1]	19
Abbildung 4-3: Brettsperrholz-Platte [2].....	19
Abbildung 4-4: Kraft-Verschiebungs-Kurven (Verschiebungswerte) unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung nach [5].....	20
Abbildung 5-1: Arten des Verbundes und die Auswirkung auf den jeweiligen Spannungsverlauf sowie die Längsdeformation	23
Abbildung 5-2: Die Darstellung die Teilquerschnitte und die Abstände a_1 , a_3 und d_i	26
Abbildung 5-3: Transformation in den ideellen Rechenquerschnitt nach [15]	27
Abbildung 5-4: Die Darstellung der Abmessung für die Ermittlung der Schubsteifigkeit.....	28
Abbildung 5-5: Die Berechnung vom ideellen System und Nachlaufrechnung nach [15].....	29
Abbildung 5-6: Längsspannungen der Teilquerschnitte	30
Abbildung 5-7: Schubspannungen der Teilquerschnitte.....	31
Abbildung 5-8: Klassifizierung nach der Dimension.....	33
Abbildung 6-1: Kriechen des Betons	34
Abbildung 6-2: Kriechen des Betons	35
Abbildung 6-3: Auswirkungen des Schwindens von Beton nach [13].....	37
Abbildung 6-4: Auswirkungen des Schwindens von Holz nach [13]	37
Abbildung 6-5: Anteile der Durchbiegung nach [11]	39
Abbildung 7-1: Der Aufbau des Verbundquerschnittes.....	41
Abbildung 7-2: Bereich I und Bereich II.....	43
Abbildung 7-3: Die Darstellung der Durchbiegung unter charakteristischer Lasteinwirkung [mm]	46
Abbildung 7-4: Darstellung der Querkraft unter Bemessungslast [kN]	46
Abbildung 7-5: Darstellung des Momentenverlaufes unter Bemessungslast [kNm]	46
Abbildung 8-1: Modell mit der Belastung	49
Abbildung 8-2: Modell im Schnitt	49
Abbildung 8-3: Durchbiegung unter charakteristischer Last [mm].....	50

Abbildung 8-4: Die Normalspannung- Verzerrungs- und Schubspannungsverlauf im Feld [N/mm ²], [-]	51
Abbildung 8-5: Die Normalspannung- Verzerrungs- und Schubspannungsverlauf über dem Mittelaufleger [N/mm ²], [-]	52
Abbildung 8-6: Normalspannung in der Stahlschicht über dem Auflager – horizontaler Schnitt [N/mm ²].....	52
Abbildung 8-7: Schnitt durch den Verbund mit Markierung des Klebers.....	54
Abbildung 9-1: Momentenverteilung unter Gleichlast bei dem Durchlaufträger	57
Abbildung 9-2: Momentenverteilung unter Einzellast bei dem Kragträger	58
Abbildung 9-3: Die Abmessung des Kragträgers.....	58
Abbildung 9-4: Die Abmessung des Kragträgers - Schnitt.....	58
Abbildung 9-5: Versuchskörper - Auflager A , A' und B	59
Abbildung 9-6: Versuchskörper - Auflager B und die Auskragung.....	60
Abbildung 9-7: Die Anordnung der Schrauben	61
Abbildung 9-8: Einstellung der Messgeräte bei dem ersten Biegeversuch	62
Abbildung 9-9: Einstellung der Messgeräte bei dem zweiten und dritten Biegeversuch	62
Abbildung 9-10: Belastungskurve für Kragträger CLT1	63
Abbildung 9-11: Belastungskurve für Kragträger CLT2 und CLT3	63
Abbildung 9-12: Versuchskörper unter Belastung Abbildung 9-13: Lokales Versagen des Betons	64
Abbildung 9-14: Kraft-Verschiebungs-Diagramm – Auskragung – Unterseite des BSHs.....	64
Abbildung 9-15: Kraft-Verschiebungs-Diagramm – Auskragung – Oberseite des Betons.....	65
Abbildung 9-16: Unterschied zwischen der Verformung der Oberseite und der Unterseite der Auskragung.....	65
Abbildung 10-1: Materialkennwerte des Betons	67
Abbildung 10-2: Materialkennwerte Des Holzleichtbetons.....	67
Abbildung 10-3: Materialkennwerte des Holzes C24 (längs zur Faser)	68
Abbildung 10-4: Materialkennwerte des Holzes C24 (quer zur Faser)	68
Abbildung 10-5: Die Darstellung des Spannungs-Dehnungs- Diagrammes für Beton.....	69
Abbildung 10-6: Modellierung der Schrauben.....	69
Abbildung 10-7: Gelenkbedingungen bei dem Knoten Holz-Schraube	70
Abbildung 10-8: Die Belastungsstufen der Simulation	70
Abbildung 10-9: Modell mit Abmessung.....	71
Abbildung 10-10: Schnitt durch das Modell (Abmessung nach Abbildung 9-4)	71
Abbildung 10-11: Gesamt Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende	72
Abbildung 10-12: Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende – Teil 0 – 25 kN	72
Abbildung 10-13: Kraft-Verschiebungs-Diagramm am Kragende ohne zeitabhängiger Verformung	73
Abbildung 10-14: Vertikale Verformung u_z [mm]	73
Abbildung 10-15: Gesamtverformung u [mm].....	74

Abbildung 10-16: Normalkraft [kN] in den Schrauben über Mittelaufleger und unter der Belastung von 25 kN.....	74
Abbildung 10-17: Normalspannung [kN/cm ²] unter der Belastung von 25 kN.....	74
Abbildung 10-18: Gegenüberstellung FEM und Kragversuche (Verformung am Kragarm)	75
Abbildung 11-1: Standardsystem	78
Abbildung 11-2: Aufbau des Standardsystems	79
Abbildung 11-3: Materialkennwerte des Betons	79
Abbildung 11-4: Materialkennwerte des Holzleichtbetons	80
Abbildung 11-5: Brettsperrholz (längs zur Faser)	80
Abbildung 11-6: Brettsperrholz (quer zur Faser)	81
Abbildung 11-7: Anordnung der Schrauben im Standardsystem	81
Abbildung 11-8: Durchbiegung unter charakteristischer Last [mm], $t=0$	82
Abbildung 11-9: Normalspannung unter Bemessungslast [N/mm ²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=0$	83
Abbildung 11-10: Schubspannung unter Bemessungslast [N/mm ²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=0$	84
Abbildung 11-11: Normalspannung in der Bewehrung unter Bemessungslast [N/mm ²] – Hälfte des Systems , $t=0$	85
Abbildung 11-12: Normalkraft in den Schrauben unter Bemessungslast [kN] – Mittelaufleger, $t=0$	85
Abbildung 11-13: Normalkraft in den Schrauben unter Bemessungslast [kN] – Randaufleger, $t=0$	85
Abbildung 11-14: Angabe von der Längsänderung des Betons	88
Abbildung 11-15: Durchbiegung unter LF Schwinden [mm], $t=0$	88
Abbildung 11-16: Durchbiegung unter LK GZG + Schwinden [mm], $t=0$	88
Abbildung 11-17: Normalspannung in der Bewehrung unter LK GZT + Schwinden [N/mm ²] – Hälfte des Systems , $t=0$	89
Abbildung 11-18: Normalspannung unter LK GZT + Schwinden [N/mm ²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=0$	89
Abbildung 11-19: Schubspannung unter LK GZT + Schwinden [N/mm ²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=0$	90
Abbildung 11-20: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT + Schwinden [kN] – Mittelaufleger, $t=0$	91
Abbildung 11-21: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT + Schwinden [kN] – Randaufleger, $t=0$	91
Abbildung 11-22: Normalspannung an der unteren Seite des Holzes – Längsschnitt, $t=0$ [N/mm ²].....	92
Abbildung 11-23: Durchbiegung unter quasi-ständiger Kombination [mm], $t=\infty$	95
Abbildung 11-24: Normalspannung in der Bewehrung unter LK GZT [N/mm ²] – Hälfte des Systems , $t=\infty$	95

Abbildung 11-25: Normalspannung unter LK GZT [N/mm ²] – Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=\infty$	96
Abbildung 11-26: Schubspannung unter LK GZT [N/mm ²] - Schnitt durch Mittelaufleger und Feld, $t=\infty$	97
Abbildung 11-27: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT [kN] – Mittelaufleger, $t=\infty$...	98
Abbildung 11-28: Normalkraft in den Schrauben unter LK GZT [kN] – Randaufleger, $t=\infty$	98
Abbildung 11-29: Normalspannung an der unteren Seite des Holzes – Längsschnitt, $t=\infty$ [N/mm ²].....	99
Abbildung 11-30: Variante A im Feld und über dem Mittelaufleger	100
Abbildung 11-31: Variante B im Feld und über Mittelaufleger.....	101
Abbildung 11-32: Anordnung der Schrauben – Variante A.....	103
Abbildung 11-33: Anordnung der Schrauben – Variante B.....	103
Abbildung 11-34: Anordnung der Schrauben – Variante C.....	104
Abbildung 11-35: Normalkraft [kN] in den Schrauben neben dem Mittelaufleger – Variant B – $t=0$	106
Abbildung 11-36: Normalkraft [kN] in den Schrauben neben dem Mittelaufleger – Variant B – $t=\infty$	106
Abbildung 11-37: Schubspannung über dem Mittelaufleger - Variant B – $t=0$, $t=\infty$	107
Abbildung 11-38: Darstellung der Normalspannung über dem Mittelaufleger , $t=0$	110
Abbildung 11-39: Darstellung der Normalspannung über dem Mittelaufleger , $t=\infty$	111

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Zusammenfassung der Messergebnisse für Kleberversuchsreihe 1 und 2 von Hofer [6]	21
Tabelle 6-1: Abminderung der Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmodule nach Eurocode 5	38
Tabelle 6-2: Grenzwerte der Durchbiegungen von Bauteilen nach [12]	39
Tabelle 7-1: Lastaufstellung	40
Tabelle 7-2: Materialkennwerte - Beton C25/30	41
Tabelle 7-3: Materialkennwerte HLB	42
Tabelle 7-4: Materialkennwerte Brettsper Holz	42
Tabelle 7-5: Flächen und Trägheitsmomente des Teilquerschnittes.....	43
Tabelle 7-6: Materialkennwerte.....	43
Tabelle 7-7: Schichtdicke und Schwerpunkte	43
Tabelle 7-8: Eigenanteile: Dehnsteifigkeit und Biegesteifigkeit	43
Tabelle 7-9: Steineranteile und Ersatzschubsteifigkeit.....	44
Tabelle 7-10: Fläche und Trägheitsmomente des Teilquerschnittes.....	44
Tabelle 7-11: Materialkennwerte.....	44
Tabelle 7-12: Schichtdicke und Schwerpunkte	45
Tabelle 7-13: Eigenanteile: Dehnsteifigkeit und Biegesteifigkeit	45
Tabelle 7-14: Steineranteile und Ersatzschubsteifigkeit.....	45
Tabelle 7-15: Zusammenstellung der Steifigkeiten.....	45
Tabelle 7-16: Verformung und maßgebende Schnittgrößen.....	46
Tabelle 7-17: Normalspannung.....	47
Tabelle 7-18: Schubspannung	47
Tabelle 8-1: Gegenüberstellung der Ergebnisse - FEM ohne Kleber und Schubanalogieverfahren	53
Tabelle 8-2: Gegenüberstellung der Ergebnisse - FEM ohne Kleber und FEM mit Kleber	54
Tabelle 11-1: Zusammenstellung der Verformung und GZG Nachweis, $t=0$	91
Tabelle 11-2: Zusammenstellung der Spannung und GZT Nachweises, $t=0$	92
Tabelle 11-3: Zusammenstellung der Verformung und GZG Nachweis, $t=\infty$	98
Tabelle 11-4: Zusammenstellung der Spannung und GZT Nachweis, $t=\infty$	99
Tabelle 11-5: Zusammenfassung der Verformung.....	101
Tabelle 11-6: Zusammenstellung der Normalspannung in der Holzschicht	102
Tabelle 11-7: Optimierung der Anzahl der Schrauben – Zusammenstellung der Verformung	105
Tabelle 11-8: Optimierung der Anzahl der Schrauben – Zusammenstellung der Spannung in Holzschicht	105
Tabelle 11-9: Optimierung der Betonqualität – Zusammenstellung der Verformung	108

Tabelle 11-10: Optimierung der Betonqualität – Zusammenstellung der Spannung in der Holzschicht	109
Tabelle 11-11: Optimierung der Qualität vom HLB - Zusammenstellung der Verformung...	113
Tabelle 11-12: Optimierung der Qualität vom HLB - Zusammenstellung der Spannung in der Holzschicht	113