

# DIPLOMARBEIT Master's Thesis

## **Holz-Leichtbeton-Verbunddecken: analytische und numerische Beschreibung des Tragverhaltens**

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

unter der Betreuung von

Dipl.-Ing. Dr. Alireza Fadai

Und unter Leitung von

Univ. Prof. DDI Wolfgang Winter

E 259.2

Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Benjamin Florian Markus WERNER

Matr.Nr.: 1028233

A-5162 Obertrum  
Sixtenstraße 17

Wien, am

## DANKSAGUNG

Hiermit möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während meines Studiums an der TU Wien unterstützt und begleitet haben.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern **Silvia und Axel – Hans Werner**. Ohne die persönliche und finanzielle Unterstützung meiner Familie wäre dieses Studium nie möglich gewesen. Ich möchte mich auch bei meiner Schwester **Veronika Werner** bedanken, die ebenfalls immer hinter mir gestanden hat.

Des Weiteren gilt mein besonderer Dank meinem Betreuer Herrn **Dipl. Ing. Dr. Alireza Fadai**, der mich bei der Erstellung meiner Diplomarbeit tatkräftig unterstützt hat. Ich möchte mich auch bei Herrn **Dipl.-Ing Dr. techn. Heinrich Bruckner** und Herrn **Dipl.-Ing Matthias Rinnhofer** bedanken, die mich bei den Bauteilversuchen für diese Diplomarbeit sehr gut unterstützt haben.

Auch bei meinem Chef, Herrn **Dipl.- Ing Johann Lienbacher** möchte ich mich dafür bedanken, dass er mir die Chance gegeben hat, bereits neben dem Studium praktische Erfahrung zu sammeln und mir immer die Freiräume gegeben hat, die ich für die Ausarbeitung meiner Diplomarbeit gebraucht habe.

Abschließend möchte ich mich auch bei all meinen Freunden bedanken. Insbesondere bei Mario Schlote, Daniel und Dominik Praxl und auch bei meinen Freunden des „Absolut Trumer“ Stammtisches.

# INHALTSVERZEICHNIS

<b>ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS .....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>V</b>
<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>VI</b>
<b>1 EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1 Forschungsfrage .....	1
<b>2 BESCHREIBUNG DER VERBUNDDECKE .....</b>	<b>2</b>
2.1 System und statisches Modell [1] .....	2
2.2 Bisherige Forschung.....	3
<b>3 NUMERISCHE BESCHREIBUNG UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG DES LANGZEITTRAGVERHALTENS.....</b>	<b>5</b>
3.1 Grundlagen .....	5
3.1.1 Allgemeines .....	5
3.1.2 Materialverhalten von Beton.....	5
3.1.3 Materialverhalten von Holzleichtbeton.....	7
3.1.4 Materialverhalten von Holz .....	7
3.2 Bauteilversuche.....	8
3.2.1 Versuchsanordnung.....	8
3.2.2 Herstellung der Probekörper .....	10
3.2.3 Ergebnisse der Versuche.....	14
<b>4 BERECHNUNG VON VERBUNDQUERSCHNITTEN .....</b>	<b>16</b>
4.1 Methoden zur Berechnung .....	16
4.1.1 Y-Verfahren .....	17
4.1.2 Schubanalogie-Verfahren .....	19
4.1.3 Stabwerkmodelle.....	21
4.1.4 Finite-Elemente-Methode .....	23
<b>5 ANWENDUNG DER FE- METHODE AUF DEN VERBUNDQUERSCHNITT.....</b>	<b>27</b>
5.1 Entwicklung des FE-Modells .....	27
5.1.1 Modellierung in RFEM [22] .....	27
5.1.2 Vergleichsrechnungen bisheriger Berechnungen und Versuche .....	31
5.2 Langzeittragverhalten.....	44
5.2.1 Normative Grundlagen .....	44
5.2.2 Durchbiegung.....	48

5.2.3	Rechenmodelle [16 S.48ff].....	49
5.2.4	Nachrechnung der Versuchsergebnisse.....	51
5.2.5	Zusammenfassung und Analyse der Versuche .....	68
<b>5.3</b>	<b>Parameterstudie.....</b>	<b>70</b>
5.3.1	Verbindungsmittel .....	70
5.3.2	Materialeigenschaften.....	72
5.3.3	Schichthöhen .....	73
5.3.4	Vergleichsrechnung mit Balkendecke.....	74
5.3.5	Kriechzahlen .....	76
<b>6</b>	<b>ENTWICKLUNG BAUPRAKTISCHER BEMESSUNGSTAFELN .....</b>	<b>79</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSIO.....</b>	<b>81</b>
	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>84</b>
	<b>TABELLENVERZEICHNIS.....</b>	<b>91</b>
	<b>ANHANG .....</b>	<b>92</b>



## **ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS**

### **Lateinische Groß- und Kleinbuchstaben**

TU Wien	Technische Universität Wien
ITI	Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau
SVB	selbstverdichtender Beton
HLB	Holzleichtbeton
FE	Finite Elemente
F	Kraft
KLH	Kreuzlagenholz
BSP	Brettsperrholz
CAD	Computer-aided design
kN	Kilonewton
MN	Meganewton
X	Abszissenachse
Y	Ordinatenachse
E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
3D	3-Dimensional
MAX	Maximum
MIN	Minimum
g	ständige Lasten
q	veränderliche Lasten
u	Verformungen
x,y,z	Richtungen im Koordinatensystem
t	Zeit
L	Länge
l	Spannweite
d	Breite (Bauteilversuche)
M	Moment
N	Normalkraft
S	Schwerpunkt
K	Verschiebungsmodul
I	Flächenträgheitsmoment
A	Querschnittsfläche
s	Abstand der Verbindungsmittel

### **Griechische Buchstaben**

$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert, Nachgiebigkeitsfaktor
$\varphi$	Kriechzahl
$\varepsilon$	Dehnung
$\nu$	Querdehnzahl
$\rho$	Rohdichte
$\psi$	Kombinationsbeiwert, Systemkriechfaktor

### **Indizes**

d	design (Lastniveau)
k	charakteristisch (Lastniveau)
90	quer zur Faserrichtung
0	längs zur Faserrichtung
c	Druck
t	Zug
cs	Betonschwinden

## **ABSTRACT**

Modern architecture goes hand in hand with increasing challenges for structural engineers. The efforts being made to create ceilings with as wide a span as possible and few load-bearing elements are constantly increasing. As a consequence, architects are receiving ever more freedom in designing floor plans.

For this purpose, the Department of Structural Design and Timber Engineering at TU Wien (Vienna University of Technology) is developing a composite slab system consisting of concrete, lightweight wood concrete and wood. The three layers with different characteristics of their materials are used to the best possible effect. In this thesis, the long-term load-bearing behaviour of the composite system is described by means of component testing and via calculations. The finite element method is used as the basis of the calculations. The finite element model is verified by recalculating previous research results. The influence of various characteristics of materials, varying layer height and the position of the connecting devices is analysed in the form of a parameter study.

As the superordinate objective of this master's thesis, creep coefficients are then determined which make it possible to calculate the composite system, taking into account long-term deformation.

Finally, a dimensioning table is developed to determine the suitable composite section for specific loads and lengths of span with little effort.

## **ZUSAMMENFASSUNG**

Mit der modernen Architektur steigen auch die Herausforderungen an die Tragwerksplaner. Das Streben nach möglichst weit gespannten Decken mit wenigen tragenden Elementen wird immer größer. Die Architekten werden somit immer freier in der Grundrissgestaltung.

Das Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) an der technischen Universität Wien entwickelt zu diesem Zweck ein Verbunddeckensystem aus Beton, Holzleichtbeton und Holz. Die drei Schichten werden dabei den unterschiedlichen Materialeigenschaften entsprechend bestmöglich eingesetzt. In dieser Arbeit wird das Langzeittragverhalten des Verbundsystems sowohl mit Bauteilversuchen als auch rechnerisch beschrieben. Als Berechnungsgrundlage findet die finite Elemente Methode ihre Anwendung. Das finite-Elemente Modell wird in Form von Nachrechnungen bisheriger Forschungsergebnisse verifiziert. In Form einer Parameterstudie wird der Einfluss unterschiedlicher Materialeigenschaften, variierender Schichthöhen und der Lage der Verbindungsmittel analysiert.

Als übergeordnetes Ziel dieser Diplomarbeit werden abschließend Kriechzahlen ermittelt, die es ermöglichen das Verbundsystem unter Berücksichtigung der Langzeitverformungen zu berechnen.

Abschließend wird eine Bemessungstafel entwickelt, um mit geringem Aufwand für eine bestimmte Belastung und Spannweite den geeigneten Verbundquerschnittsaufbau zu ermitteln.

# **1 EINLEITUNG**

Im Zuge der Forschung des Institutes für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) an der Technischen Universität Wien (TU Wien) stellt die folgende Diplomarbeit einen weiteren Beitrag für die Entwicklung eines Verbundsystems in ökologischer „Holzleichtbeton-Verbundbauweise“ dar.

## **1.1 FORSCHUNGSFRAGE**

Im Rahmen dieser Forschungstätigkeit wurden bereits einige Diplomarbeiten ausgeführt. Neben Großbauteilversuchen bezüglich Biege- und Schubverhalten des Systems wurden in den jüngst ausgeführten Arbeiten bereits geeignete Berechnungsmethoden für dieses Verbundsystem aufgezeigt. Folgende Berechnungsmethoden wurden im Detail betrachtet:

- Das  $\gamma$ -Verfahren [8] und
- das Schubanalogieverfahren [23]

Um dieses Verbundsystem effizient in der Praxis einsetzen zu können, bedarf es u. a. Bemessungstabeln, wie es auch von anderen Deckensystemen bereits bekannt ist. Ein Beispiel sind Bemessungstabeln der Fa. KLH [24] für Massivholzelemente. Um letzten Endes Bemessungstabeln für dieses Verbundsystem zu entwickeln, werden die bisherigen Berechnungen - der bereits ausgeführten Diplomarbeiten - mit der Finite-Elemente-Methode simuliert und verglichen. Des Weiteren wird dieses System in Form einer Parameterstudie kritisch betrachtet.

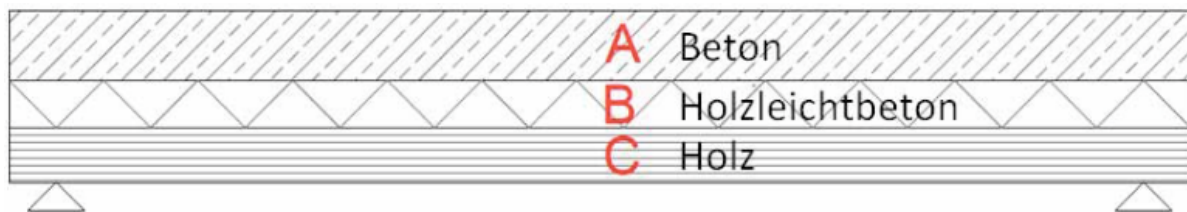
Bis dato ist das Tragverhalten des Systems in Bezug auf das Langzeittragverhalten noch ungeklärt. Um Aufschluss darüber zu bekommen, werden im Zuge dieser Diplomarbeit Biegeversuche über einen längeren Zeitraum durchgeführt. Auf Basis dieser Versuche und den gewonnen Ergebnissen wird es möglich sein, Bemessungstabeln für dieses System zu entwickeln.

## 2 BESCHREIBUNG DER VERBUNDDECKE

In folgendem Kapitel wird kurz auf den Aufbau und das grundlegende statische System eingegangen.

### 2.1 SYSTEM UND STATISCHES MODELL [1]

Folgende Abbildung 2-1 stellt das statische System und den Sandwichaufbau dar.



**ABBILDUNG 2-1 STATISCHES SYSTEM UND SANDWICHAUFBAU [1]**

Das zu untersuchende Sandwichsystem setzt sich aus drei unterschiedlichen Schichten zusammen:

- Schicht A: Bei der obersten Schicht des Sandwichbauteils handelt es sich um eine Betonschicht. Abhängig von der Herstellung kann selbstverdichtender Beton (SVB) verwendet werden oder auch Normalbeton, falls der Beton ordnungsgemäß verdichtet werden kann.
- Schicht B: Die Mittelschicht wird aus Holzleichtbeton (HLB) hergestellt. Bei den Großbauteilversuchen des ITI/TU Wien [1] wurden für diese Schicht Holzspanbetonplatten der Fa. Velox [19] verwendet. Es ist allerdings auch möglich, diese Schicht in „Ortholzleichtbeton“ zu fertigen. Dies eröffnet beispielsweise die Möglichkeit, die mechanischen Eigenschaften dieser Schicht zu verändern. Bei Verwendung von fertigen Holzspanbetonplatten sind die Angaben des Herstellers maßgebend. In folgender Abbildung 2-2 ist eine Holzleichtbetonplatte der Fa. Velox [19] dargestellt.



**ABBILDUNG 2-2 HOLZSPANBETONPLATTE DER FA. VELOX [19]**

- Schicht C: Für diese Schicht ist Holz vorgesehen. Bei den bisherigen Versuchen wurden Brettsperrholzplatten (BSP) verwendet. Es wäre allerdings auch möglich, Holz in einer anderen Form in der untersten Schicht einzusetzen. Diesbezüglich wird es in Kapitel 5.3 noch nähere Ausführungen geben.

Als statisches System wurde bei den bisherigen Versuchen und Berechnungen aus [1] und [13] immer ein Einfeldträger herangezogen. Betrachtet man den Aufbau genauer, sieht man, dass der Einfeldträger das ideale statische System ist, da in der Betonschicht Druckspannungen und der Holzschicht Zugspannungen zu erwarten sind.

## **2.2 BISHERIGE FORSCHUNG**

Im Zuge dieser Forschung wurden am Institut für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau bereits einige Diplomarbeiten und Forschungsberichte zu diesem Holzleichtbeton-Verbundsystem ausgeführt. Die vorliegende Diplomarbeit stellt einen weiteren Beitrag dieser Forschungstätigkeit dar. Da diese Diplomarbeit an die bisher ausgeführten Arbeiten anknüpft, werden in diesem Kapitel kurz die bisherigen Ergebnisse dargestellt.

In der Diplomarbeit von Schernberger [2] „Holzspanbeton-Verbunddecken“ wurden zu allererst Versuche zur Ermittlung der Würfeldruck-, Biegezug-, Scher- und Plattenfestigkeit von Holzspanbeton durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten, dass Holzspanbeton alleine als tragendes Element noch nicht möglich ist. Schernberger zeigte Möglichkeiten für den innovativen Einsatz von Holzspanbeton auf, wie beispielsweise die Verwendung als Zwischenschicht zweier tragender Materialien. Des Weiteren wurden bereits erste Versuche mit Holzspanbeton-Verbundelementen durchgeführt. Eine wichtige Erkenntnis von

Schernberger war, dass von einem Verbund mit ausschließlich mechanischen Verbindungsmitteln abzuraten ist.

Einen weiteren Forschungsbeitrag stellt die Diplomarbeit von Kirchmayr [26] mit dem Titel „Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken“ dar. Erste Versuche mit einer Spannweite von 2,50 m wurden im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt. Die Schichten waren dabei miteinander verklebt. Zusätzlich kamen auch Schrauben zum Einsatz.

Weiters hat Hofer [1] in seiner Arbeit „Experimentelle und analytische Untersuchungen des Tragverhaltens von Holz-Holzleichtbeton-Sandwich-Deckenbauweise“ Großbauteilversuche mit einer Spannweite von 7,20 m durchgeführt. Zusätzlich zu den Biegeversuchen wurden auch Druck-Scherversuche durchgeführt, um erste Erkenntnisse über die Verbindungssteifigkeit zu gewinnen. Abschließend hat Hofer einen ersten allgemeinen Bemessungsansatz, basierend auf dem  $\gamma$ -Verfahren [8], für dieses Verbundsystem aufgestellt.

Gleichzeitig mit der Arbeit von Hofer entstand die Arbeit „Beschreibung des Tragverhaltens weitgespannter Flachdeckensysteme in Holzleichtbeton-Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Schubanalogie-Verfahrens“ von Köpl [13]. Frau Köpl hat sich in Ihrer Arbeit mit der Anwendbarkeit des Schubanalogieverfahrens auf das Verbundsystem beschäftigt. Als übergeordnetes Ergebnis Ihrer Arbeit wurde ein Leitfaden zur Bemessung des Verbundsystems, basierend auf dem Schubanalogieverfahren [23], entwickelt.

Die vorliegende Arbeit stellt thematisch einen direkten Anschluss an die Forschungsarbeiten [1] und [13] dar. Aus diesem Grund werden wiederholt Ergebnisse dieser Arbeiten verwendet und zu Vergleichszwecken herangezogen.



## **3 NUMERISCHE BESCHREIBUNG UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG DES LANGZEITTRAGVERHALTENS**

### **3.1 GRUNDLAGEN**

#### **3.1.1 ALLGEMEINES**

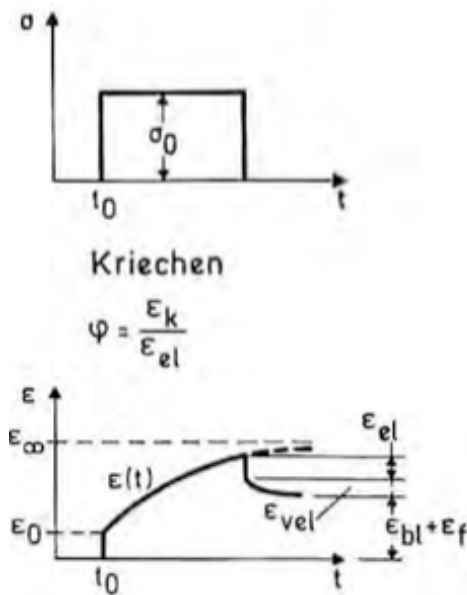
Als zeitabhängiges Verhalten werden die Einflüsse von Kriechen und Schwinden bzw. Quellen verstanden. Unter Kriechen wird die Verformungszunahme durch eine zeitlich konstante Lasteinwirkung verstanden. Schwinden bzw. Quellen hingegen stellt eine Volumenänderung des Baustoffes infolge des schwankenden Wasserhaushaltes dar. Im Gegensatz zu Kriechverformungen sind Verformungen aus Schwinden bzw. Quellen gänzlich unabhängig von Lasteinwirkungen.

Bei innerlich und äußerlich statisch bestimmten Systemen äußert sich das zeitabhängige Verhalten nur in Form ansteigender Verformungen. Die Spannungen im Querschnitt verändern sich in diesem Fall nicht. Bei Verbundkonstruktionen hingegen handelt es sich um innerlich statisch unbestimmte Systeme. Bei derartigen Konstruktionen kommt es aufgrund der Behinderung der zeitabhängigen Verformungen zu Zwängungen, die den Spannungszustand innerhalb der Konstruktion beeinflussen. Neben der ansteigenden Verformung kommt es bei Verbundkonstruktionen auch zu Spannungsumlagerungen in den Teilquerschnitten. In Abhängigkeit des zeitabhängigen Materialverhaltens ist es möglich, dass sich Materialien eines Verbundquerschnittes der Belastung entziehen. Es ist somit sehr wichtig, das zeitabhängige Verhalten der Materialien einer Verbundkonstruktion zu kennen, um Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit langfristig abschätzen zu können. [3 S.113]

#### **3.1.2 MATERIALVERHALTEN VON BETON**

##### *3.1.2.1 KRIECHEN DES BETONS*

Bei Formänderungen unterscheidet man die beiden Extreme elastische und viskose Festkörper. Viskose Festkörper weisen lediglich bleibende Verformungen auf. Bei Beton jedoch spricht man von visko-elastischem Materialverhalten. In folgender Abbildung 3-1 ist der Kriechverlauf von Beton dargestellt.



**ABBILDUNG 3-1: KRIECHEN VON BETON [4 S.19]**

In obenstehender Grafik bedeuten:

- $\epsilon_0 = \epsilon_{el}$  = elastische Anfangsdehnung
- $\epsilon(t)$  = Kriechdehnung
- $\epsilon_{bl}$  und  $\epsilon_f$  = irreversible Kriechdehnungen
- $\epsilon_\infty$  = Endkriechdehnung

Bei einer sehr kurzen Belastungszeit verhält sich Beton rein elastisch. Wird Beton jedoch über einen längeren Zeitraum belastet, stellen sich zeitabhängige Verformungen ein. Diese sind:

- verzögert elastische Verformungen und
- viskose Verformungen

Zu allererst stellt sich eine sofortige Dehnung  $\epsilon_0$  ein, zu der in weiterer Folge die verzögerte Dehnung  $\epsilon(t)$  dazukommt. Wird der Beton entlastet, bildet sich erst die sofortige Dehnung zurück und dann über einen längeren Zeitraum die verzögerte Dehnung. Die irreversiblen Dehnungen  $\epsilon_{bl}$  und  $\epsilon_f$  bleiben zurück. Bezeichnet wird dieser Vorgang auch als „Rückkriechen“.

Zur Abschätzung der Langzeitverformungen wird in der Praxis die Kriechzahl  $\varphi$ , das Verhältnis der Kriechdehnung zur elastischen Dehnung, verwendet.

$$\varphi = \epsilon_k / \epsilon_{el}$$

In der Formel für  $\varphi$  ist  $\epsilon_k$  die gesamte spannungsabhängige Dehnung abzüglich der sofort auftretenden Dehnung. [4 S.18f]

Im Folgenden werden einige Einflussgrößen für das Kriechen von Beton aufgelistet. Folgende Einflüsse wirken sich negativ auf das Kriechverhalten von Beton aus [3 S.114ff]:

- größere Spannung, die aus der Belastung resultiert
- niedriges Betonalter zum Zeitpunkt der Belastung
- größerer Wasserzementwert
- kleinere relative Luftfeuchte
- kleinerer E-Modul der Zuschlagstoffe
- kleinere Bauteilabmessungen

#### *3.1.2.2 SCHWINDEN DES BETONS*

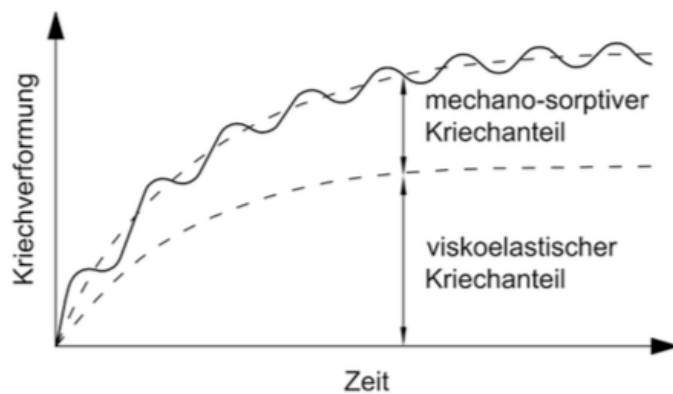
Das Schwinden des Betons verursacht in Verbundsystemen Eigenspannungen innerhalb des Querschnittes sowie Krümmungen und Längsdehnungen in Bauteilen. Es wird zwischen primären Beanspruchungen und sekundären Beanspruchungen unterschieden. Die aus dem Schwinden entstehenden Eigenspannungen werden als primäre Beanspruchungen bezeichnet. In statisch unbestimmten Systemen kommt es in Folge dieser Eigenspannungen zu Zwangsbeanspruchungen. Diese werden als sekundäre Beanspruchungen bezeichnet. Würde man bei einem Holz-Beton-Verbundsystem das Betonbauteil vom Holzbauteil trennen, könnte dieses ungehindert schwinden und das Betonbauteil würde sich verkürzen. Ein Modell zur rechnerischen Erfassung des Schwindens wird in Kapitel 5.2.4.3 dargestellt. [5 S.64f]

### **3.1.3 MATERIALVERHALTEN VON HOLZLEICHTBETON**

Im Zuge der Bauteilversuche über einen längeren Zeitraum wird in dieser Arbeit eine Kriechzahl ermittelt. Mit dieser Kriechzahl ist es möglich, die zu erwartenden Verformungen zu ermitteln. Auf die Ermittlung der Kriechzahl wird in Kapitel 5.2.4.1 näher eingegangen.

### **3.1.4 MATERIALVERHALTEN VON HOLZ**

Das Kriechverhalten von Holz wird einerseits vom viskoelastischen Kriechanteil und andererseits vom mechano-sorptiven Kriechanteil bestimmt. Wie bereits bei dem Materialverhalten von Beton beschrieben, ist der viskoelastische Anteil abhängig von der Spannung im Bauteil. Der mechano-sorptive Anteil hingegen ist von der Holzfeuchte abhängig. Somit ist der mechano-sorptive Anteil zu vernachlässigen, wenn das Holz sich bereits an die Umgebung angepasst hat und sich die sogenannte Ausgleichsfeuchte eingestellt hat. In folgender Abbildung 3-2 ist das Schema zum Kriechverhalten von Holz dargestellt.



**ABBILDUNG 3-2: KRIECHVERHALTEN VON HOLZ [3 S.115]**

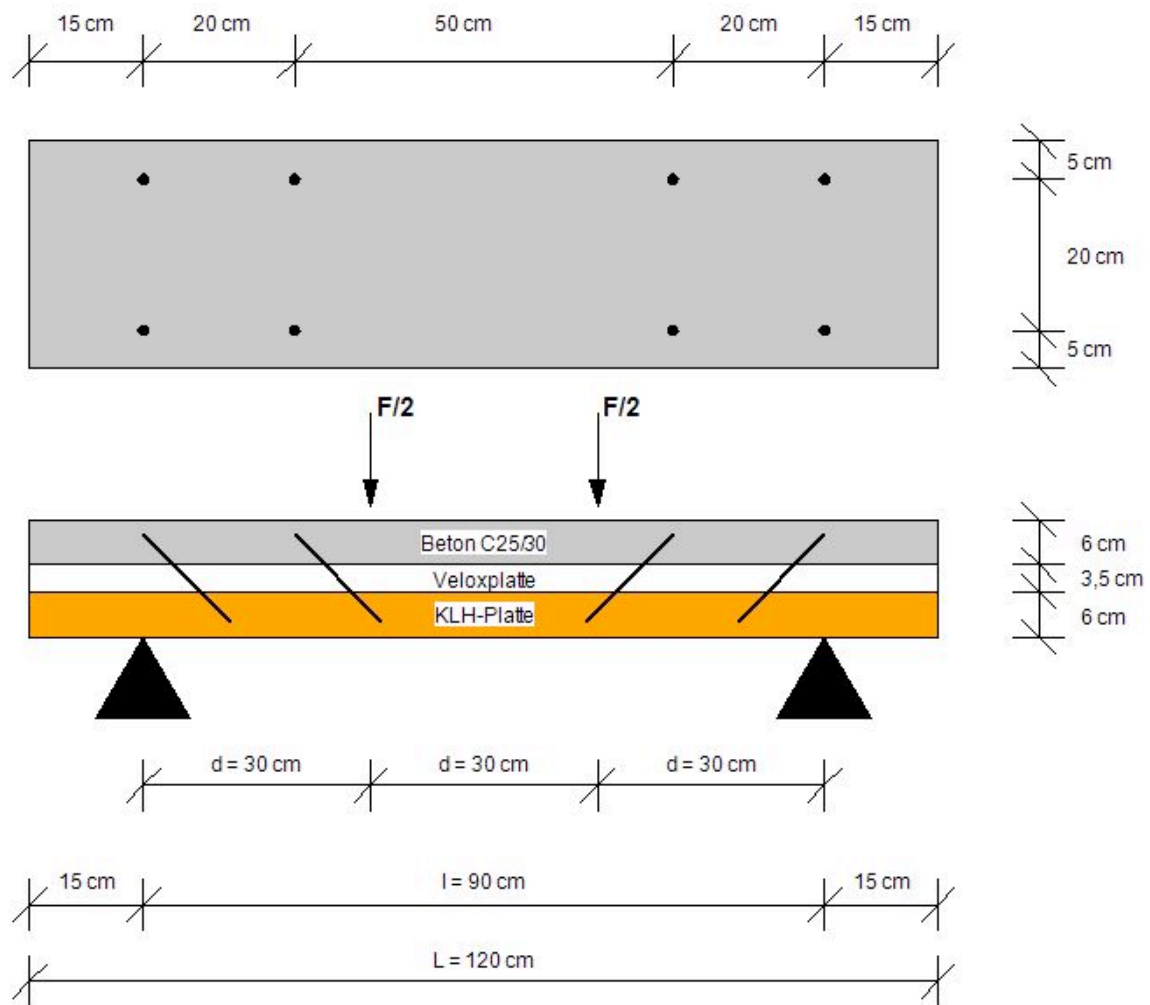
In Verbundkonstruktionen aus Holz und Beton gibt es neben den oben genannten Kriechanteilen noch einen weiteren Verformungsanteil. Dieser Verformungsanteil resultiert aus der Volumenänderung des Holzes, welche durch den Verbund behindert wird. [3]

## **3.2 BAUTEILVERSUCHE**

In Zuge dieser Diplomarbeit wurden Langzeitversuche zur experimentellen Untersuchung der Verformungen des Systems durchgeführt. Es wurden drei Versuchskörper (BT1 – BT3) hergestellt und über ca. 7 Monate beobachtet. Um den tatsächlichen Endwert der Verformungen dieses Verbundsystems zu ermitteln, wären Versuche über einen wesentlich längeren Zeitraum notwendig. Ziel dieser Versuche war es, das Anfangskriechen, welches wesentlich größer ist als beispielsweise das Kriechen nach mehreren Jahren, zu beobachten und daraus eine Kriechzahl für die in weiterer Folge zu entwickelnden Bemessungstabellen zu ermitteln. In den folgenden Kapiteln werden die Versuchsanordnung, die Herstellung der Probekörper und die Ergebnisse beschrieben.

### **3.2.1 VERSUCHSANORDNUNG**

Die Abmessungen für die Bauteilversuche wurden gemäß den Angaben der ÖNORM EN 12390-1 [6] gewählt. Die entsprechende Grafik aus der Norm wird dieser Diplomarbeit im Anhang beigelegt. In folgender Abbildung 3-3 ist die Versuchsanordnung dargestellt.



**ABBILDUNG 3-3: VERSUCHSANORDNUNG**

#### **Abmessungen der Versuche:**

$L = 120 \text{ cm}$

$l = 90 \text{ cm}$

$d = 30 \text{ cm}$

$F = \text{ca. } 80 \text{ kg}$

Bei den Versuchen handelt es sich um Vierpunkt-Biegeversuche, sodass sich in Feldmitte ein konstanter Momentenverlauf einstellt. Dies ist für die Messung der Verformung von großem Vorteil. Die Spannweite der Versuche beträgt 90 cm, wobei die Belastung jeweils in Drittelpunkten aufgebracht wurde. Da die Belastung nicht maschinell aufgebracht wurde, sondern in Form von Betonwürfeln, variiert die Last unter den drei Versuchen leicht. Bei allen drei Versuchen beträgt die aufgebrachte Last jedoch ca. 75 kg. Die Probekörper wurden auf einer extra angefertigten Stahlkonstruktion gelagert, die aus I-Profilen und Rohrprofilen hergestellt wurde. In folgender Abbildung 3-4 ist die Stahlkonstruktion dargestellt.



**ABBILDUNG 3-4: UNTERKONSTRUKTION FÜR BAUTEILVERSUCHE**

### **3.2.2 HERSTELLUNG DER PROBEKÖRPER**

Als unterste Schicht der Sandwichkonstruktion wurde eine 3-lagige Massivholzplatte der Firma KLH [24] (Kreuzlagenholz) verwendet. Die Stärke der Platte betrug 6 cm. Da sich der Kleber bzw. eher der 2-komponenten Dichtungsmörtel SikaTop® Seal 107 [25] bei den Versuchen in [1] als geeignet erwiesen hat, wurde dieser auch für diese Versuche verwendet. Der Kleber wurde im Mischungsverhältnis gemäß den Herstellerangaben in einer Mischmaschine gemischt. Vor dem Auftragen des Klebers wurde die Holzoberfläche gründlich befeuchtet.

Weiters wurden die Holzleichtbetonplatten mit einer Stärke von 3,5 cm aufgebracht (siehe Abbildung 3-5)



**ABBILDUNG 3-5: AUFBRINGEN DER HOLZLEICHTBETONSCICHT**



In Weiterer Folge wurde das Schraubenbild auf die Holzleichtbetonplatte aufgezeichnet. Die Schrauben wurden in Längsrichtung sowie in Querrichtung in einem Abstand von 20 cm eingeschraubt. Darauffolgend wurden die Schrauben in einem Winkel von 45° mit einer Bohrmaschine ohne Vorbohren soweit eingeschraubt, bis diese nur mehr 4 cm aus der Holzleichtbetonplatte herausstanden (siehe Abbildung 3-6).



**ABBILDUNG 3-6: SCHRAUBENBILD**

Bevor die Betonschicht betoniert werden konnte, wurde rund um jeden Probekörper eine Schalung hergestellt. Die Schalungsbretter wurden in die KLH-Schicht eingeschraubt (siehe Abbildung 3-7).



**ABBILDUNG 3-7: SCHALUNG FÜR DEN BETON**

Zu allerletzt wurde die 6 cm dicke Betonschicht hergestellt. Für die Betonschicht wurde eine Fertigbetonmischung verwendet. Die Fertigbetonmischung wurde mit Wasser in einem Betonmischer gemäß den Herstellerangaben vermischt. Um den Beton zu verdichten und ein Einfließen des Betons in die Zwischenräume der Holzleichtbetonplatte zu gewährleisten, wurde jeder Probekörper auf eine Rüttelplatte gelegt. In Abbildung 3-8 ist das Verdichten der Betonschicht dargestellt. Abschließend wird in Abbildung 3-9 der gesamte Versuchsaufbau dargestellt.





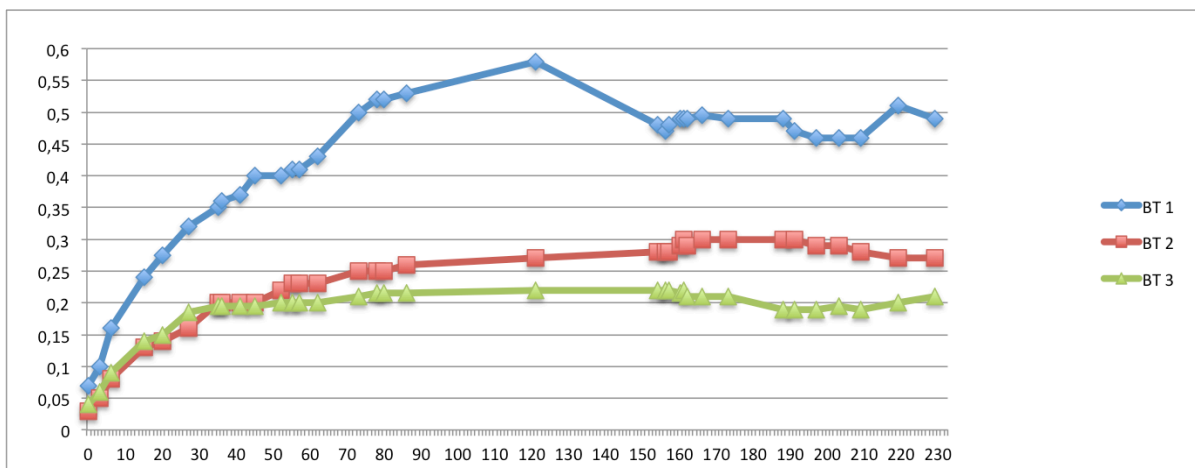
**ABBILDUNG 3-8: HERSTELLUNG DER BETONSCHICHT**



**ABBILDUNG 3-9: BAUTEILVERSUCHE MIT BELASTUNG**

### 3.2.3 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

In der folgenden Abbildung wird die Entwicklung der Verformungen über den Beobachtungszeitraum von 230 Tagen dargestellt. Man kann erkennen, dass sich die Verformungen von BT 2 und BT 3 deutlich vom BT 1 unterscheiden. Dies könnte auf eine abweichende Holzfeuchte in der KLH-Platte zurück zu führen sein. Die Sprünge der Verformungskurve des BT1 könnten auf etwaige negative Vorgänge innerhalb des Probekörpers, die von außen nicht sichtbar sind, zurückgeführt werden. Die Verformungen der Bauteilversuche BT 2 und BT 3 entwickelten sich hingegen sehr ähnlich. Aufgrund dessen wurden für die weitere Arbeit, allem voran für die Ermittlung der Kriechzahl, nur die Ergebnisse der Bauteilversuche BT 2 und BT 3 verwendet. Weiters kann man erkennen, dass der größte Verformungsanstieg innerhalb der ersten 80 Tage erfolgte. Ab diesem Zeitpunkt waren die Verformungen bei den Bauteilversuchen BT 2 und BT 3, bezogen auf die Gesamtverformung, eher gering. In der folgenden Abbildung 3-10 ist der Verformungsanstieg über den Beobachtungszeitraum dargestellt. Auf der X-Achse des Diagramms sind die Tage dargestellt und auf der Y-Achse die gemessenen Verformungen.



**ABBILDUNG 3-10: VERFORMUNGEN DER BAUTEILVERSUCHE**

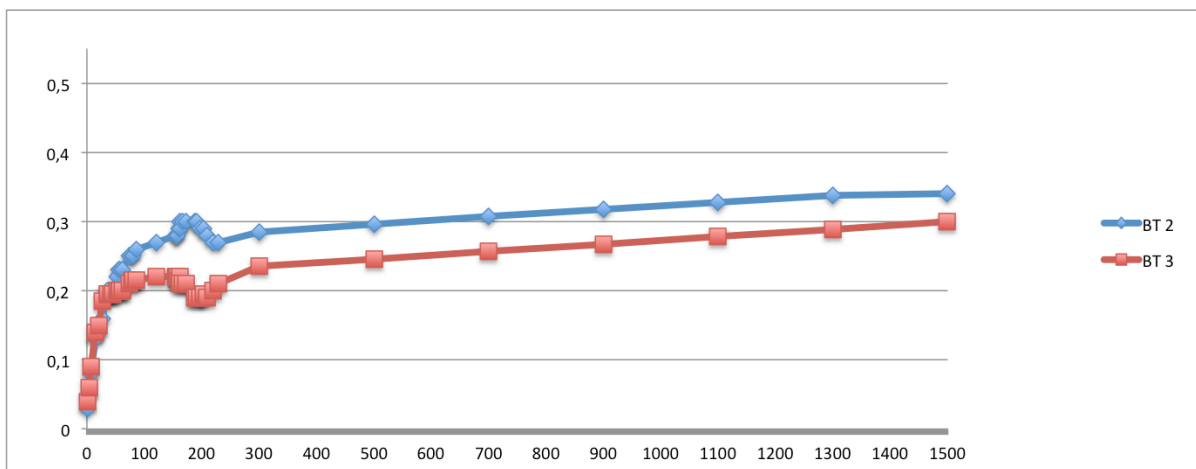
Auf die Ermittlung der Kriechzahl und die Simulation der Versuche mittels der Finite-Elemente Methode wird in Kapitel 5 genauer eingegangen. Nachfolgend sind die Verformungen für einen besseren Überblick in Tabelle 1 dargestellt.

**TABELLE 1: VERFORMUNGEN DER BAUTEILVERSUCHE IN MM**

Bauteil	Anfangsverformung	35 Tage	121 Tage	1500 Tage <sup>1</sup>
2	0,03 mm	0,20 mm	0,27 mm	0,34 mm
3	0,04 mm	0,195 mm	0,22 mm	0,30 mm

<sup>1</sup> Werte sind extrapoliert und konnten aufgrund des Beobachtungszeitraumes nicht gemessen werden

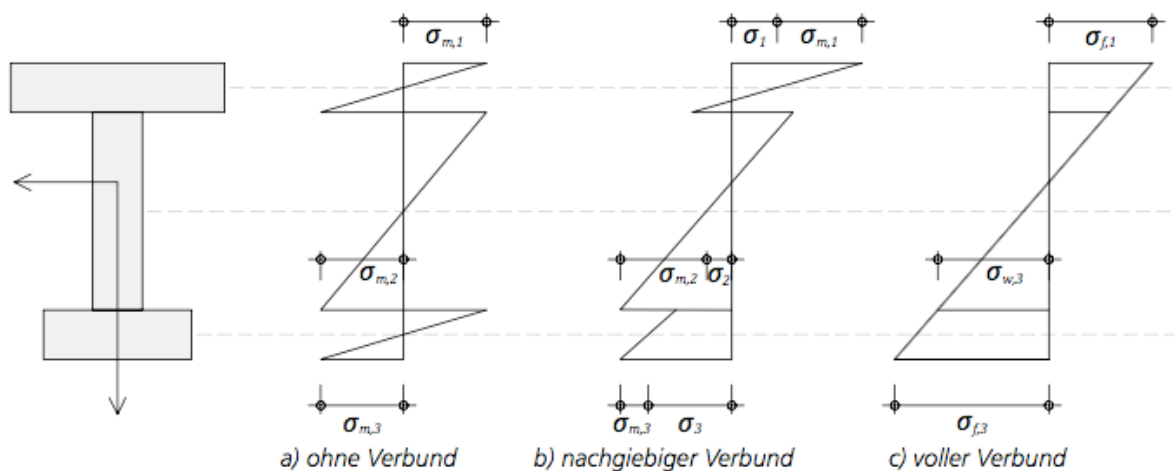
Betrachtet man die Verformungskurven der Bauteilversuche 2 und 3, kann man erkennen, dass diese einen sehr typischen Verlauf von Zeit- Verformungskurven aufweisen. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verformungen den größten Verformungsanstieg bereits nach ca. 100 Tagen abgeschlossen haben. Dies wurde bei der Extrapolation der Verformungen nach 1500 Tagen berücksichtigt. Für die Extrapolation wurde ausgehend von der Verformung nach 120 Tagen eine lineare Funktion für die Berechnung verwendet. Für die Entwicklung der Bemessungstafel zum Abschluss dieser Diplomarbeit werden die errechneten Verformungen nach 1500 Tagen herangezogen. In folgender Abbildung 3-11 wird die Verformungskurve der Bauteilversuche 2 und 3 inklusive der extrapolierten Werte dargestellt.



**ABBILDUNG 3-11: VERFORMUNGEN DER BAUTEILVERSUCHE MIT EXTRAPOLIERTEN WERTEN**

## 4 BERECHNUNG VON VERBUNDQUERSCHNITTEN

Im Bauwesen gewinnen weitgespannte Tragwerke immer mehr an Bedeutung. Um die Einwirkungen auf Tragwerke über große Spannweiten abzutragen, finden häufig zusammengesetzte Querschnitte Anwendung. Diese Querschnitte bestehen aus mehreren Einzelquerschnitten gleichen oder unterschiedlichen Materials, die starr oder nachgiebig miteinander verbunden werden. In folgender Abbildung 4-1 wird das grundsätzliche Tragverhalten von zusammengesetzten Querschnitten dargestellt.



**ABBILDUNG 4-1 TRAGVERHALTEN VON ZUSAMMENGESETZTEN QUERSCHNITTEN [21]**

Die Gesamttragfähigkeit des Querschnitts wird von den Verbindungsmitteln in den Verbundfugen bestimmt. Da bei der Verbindung mit metallischen Verbindungsmitteln eine gegenseitige Verschiebung der Einzelquerschnitte möglich ist, der sogenannte Schlupf, wird im Regelfall ein nachgiebiger Verbund erreicht. Bei Klebeverbindungen hingegen wird ein starrer Verbund erreicht. [21]

### 4.1 METHODEN ZUR BERECHNUNG

In folgendem Kapitel werde ich näher auf die verschiedenen Methoden der Berechnungen von Verbundquerschnitten eingehen. Das Hauptaugenmerk wird hierbei jedoch auf die Finite Elemente -Methode gelegt. Das  $\gamma$ -Verfahren, das Schubanalogie-Verfahren sowie das Verfahren mit Stabwerkmodellen werden zum besseren Verständnis nur überblicksmäßig erklärt.

#### 4.1.1 Y-VERFAHREN

Wie bereits erwähnt, gibt es mehrere Verfahren, die zur Berechnung von Schnittgrößen und Verformungen nachgiebig verbundener Biegestäbe Anwendung finden. Eines davon ist das sogenannte  $\gamma$ -Verfahren, welches im Eurocode 5 [8] zur Berechnung nachgiebig verbundener Holzbauteile angegeben wird. Erweitert man dieses Verfahren um Gleichgewichtsbetrachtungen und Verformungsbedingungen der Verbundfuge, lässt sich das  $\gamma$ -Verfahren unter Berücksichtigung folgender Bedingungen auch auf Holz-Beton-Verbundbauteile anwenden:

- kontinuierlicher Schubverbund
- statisches System -> Einfeldträger
- sinusförmige Belastung (Gleichflächenlast)

Für die Berechnung der Spannungen im Querschnitt ist es erforderlich, eine effektive Biegesteifigkeit  $EI_{eff}$  zu berechnen. Zu diesem Zweck wird der Faktor  $\gamma$  eingeführt, welcher den Steiner-Anteil des Gesamtflächenträgheitsmomentes reduziert. Im Folgenden sind die Formel für den Faktor  $\gamma$  und die daraus resultierende effektive Biegesteifigkeit angeführt. [7]

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

E ... Elastizitätsmodul [MN/m<sup>2</sup>]

A... Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]

I ... Flächenträgheitsmoment [m<sup>4</sup>]

K ... Verschiebungsmodul [MN/m]

l... Abstand zwischen Momenten-Nullpunkte  
[m]

s... Abstand der Verbindungsmittel [m]

$$EI_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i * I_i + \gamma_i * E_i * A_i * a_i^2)$$

Abbildung 4-2 gibt einen Überblick über die Querschnittsabmessungen und die Verteilung der Biegespannungen.

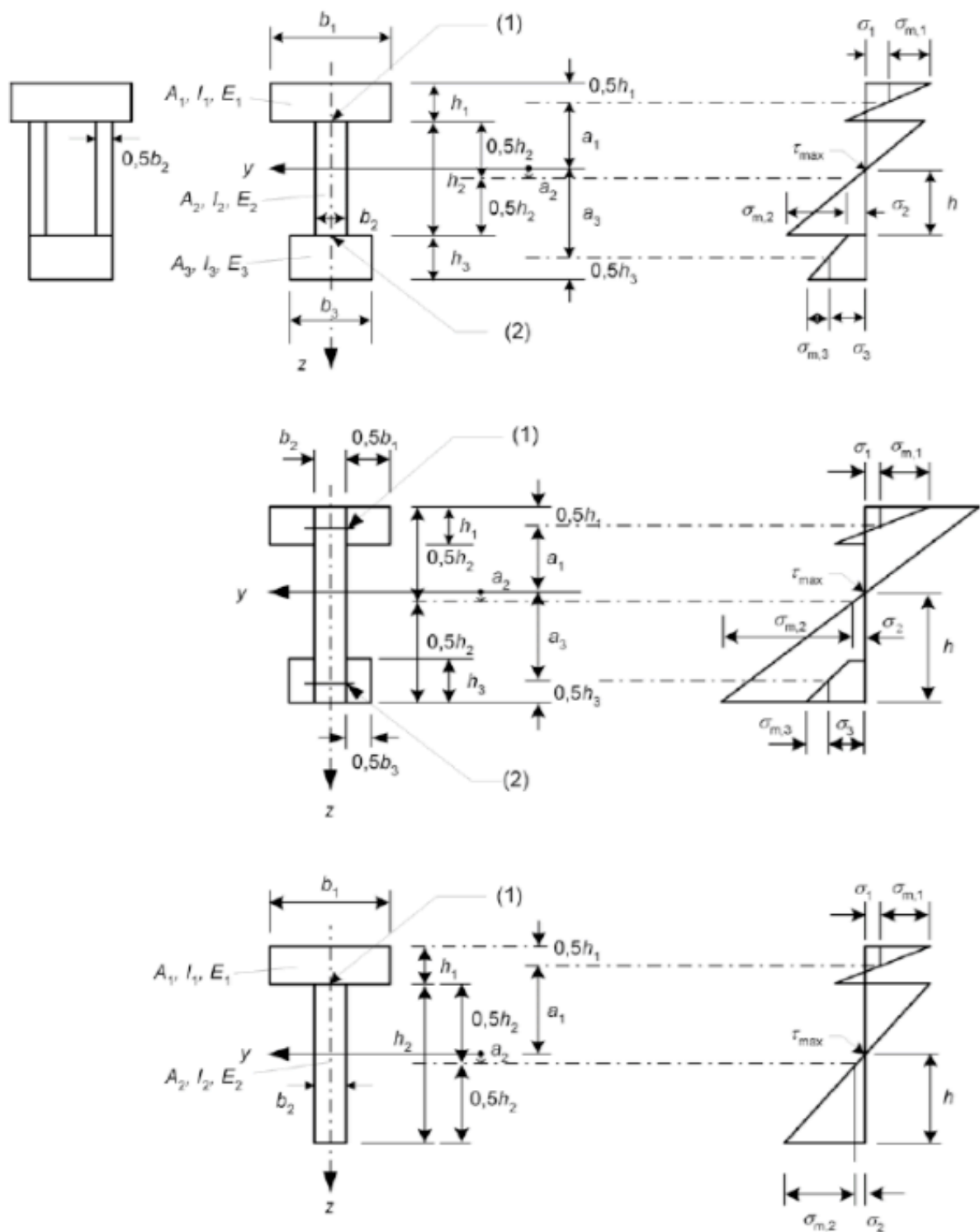
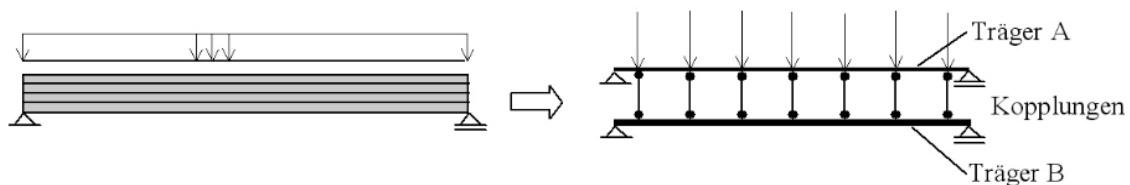


ABBILDUNG 4-2 QUERSCHNITT UND VERTEILUNG DER BIEGESpannungen [8 S.127]



#### 4.1.2 SCHUBANALOGIE-VERFAHREN

Ein weiteres Verfahren zur Berechnung nachgiebig verbundener Biegestäbe stellt das sogenannte Schubanalogieverfahren, welches im nationalen Anhang der DIN EN 1995-1-1 [23] angeführt ist, dar. Bei dem Schubanalogieverfahren wird mittels der Schubweichheit eines Ersatzquerschnittes die Nachgiebigkeit der Verbundfugen simuliert. Der reelle Verbundquerschnitt wird dabei in einen ideellen Querschnitt transformiert. Der ideelle Querschnitt setzt sich aus dem Träger A und dem Träger B zusammen. Dem Träger A werden dabei ausschließlich die Steifigkeiten der Einzelquerschnitte ohne Verbund zugeteilt. Der Träger B setzt sich hingegen aus den Steiner-Anteilen des Querschnittes zusammen, das heißt das Zusammenwirken der Schichten wird hier berücksichtigt. Die beiden Trägerebenen werden unter der Voraussetzung gleicher Biegelinien miteinander gekoppelt. In folgender Abbildung 4-3 ist das Grundprinzip des Schubanalogieverfahrens dargestellt.



**ABBILDUNG 4-3: ERSATZMODELL NACH DEM SCHUBANALOGIEVERFAHREN [20 S.13]**

Die äußeren Lasten werden im Verhältnis der Steifigkeiten von den Trägern A und B aufgenommen. Weiters sind die Schnittgrößen am ideellen Querschnitt für die Träger A und B getrennt voneinander zu ermitteln. Die Summe der jeweiligen Schnittgrößen ergeben die Gesamtschnittgrößen. [20 S.14]

Aus den am ideellen Querschnitt ermittelten Schnittgrößen werden durch Rückrechnung die Spannungen in den Schichten ermittelt. Die folgende Abbildung 4-4 stellt das grundlegende Schema des Schubanalogieverfahrens dar [9].

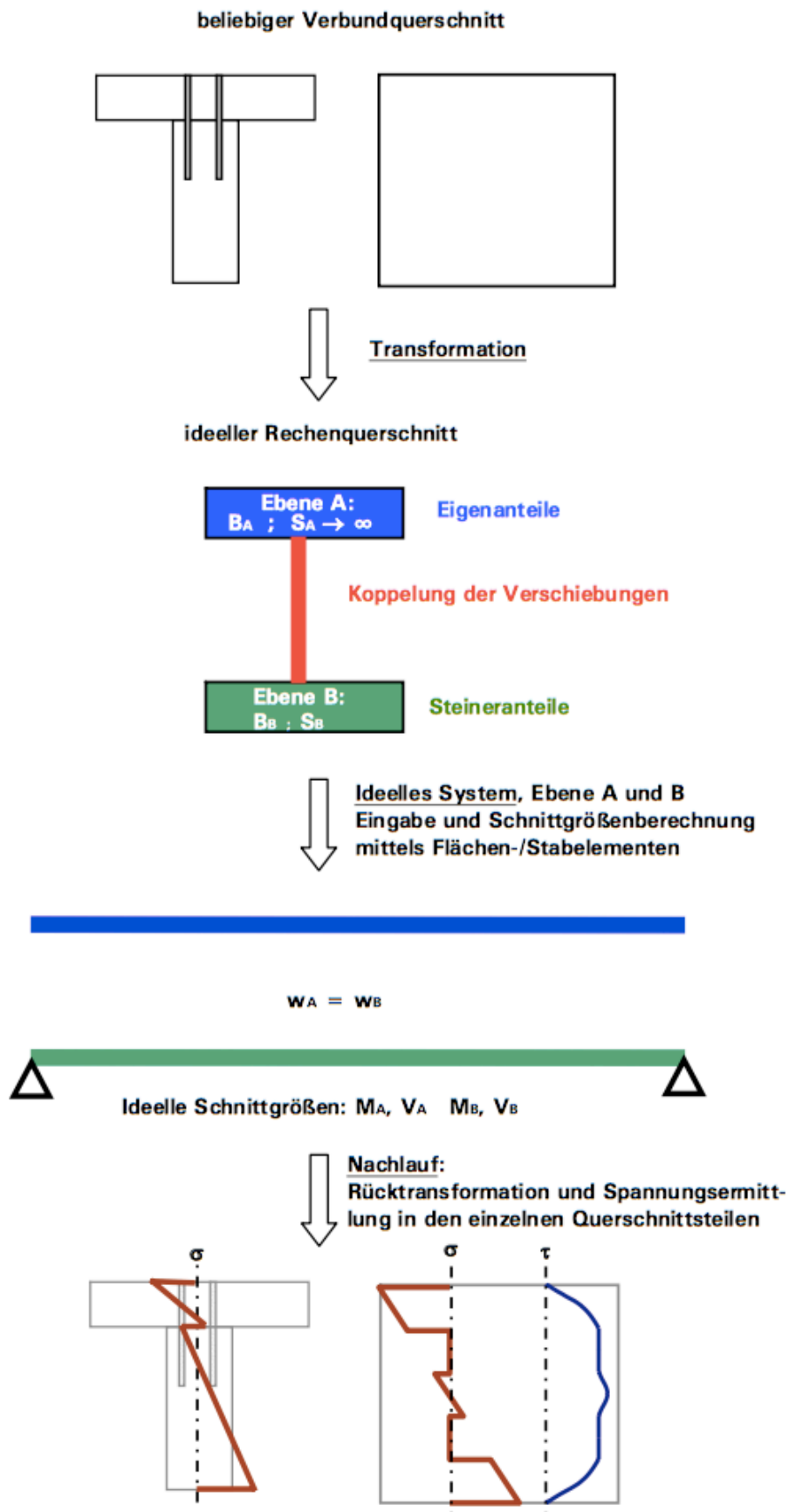


ABBILDUNG 4-4: SCHEMA DES SCHUBANALOGIEVERFAHREN [9 S.16]



### **4.1.3 STABWERKMODELLE**

Eine weitere Methode zur Berechnung von Verbundquerschnitten ist die Modellierung mittels eines Stabwerkmodells. Die Methode erweist sich als besonders günstig, wenn beispielsweise der Abstand der Verbindungsmittel sehr groß ist. Am Beispiel eines Holz-Beton-Verbundträgers werden der Holzträger und der Betonquerschnitt getrennt voneinander als Stabelement modelliert und mit Fachwerkelementen miteinander gekoppelt. Hierbei ist zu beachten, dass die Genauigkeit mit der Anzahl der Koppelstäbe ansteigt. Bei dieser Methode können Verbindungsmittel in Form von Stabelementen mit einem Endgelenk in Höhe der Verbundfuge simuliert werden. Diese Stabelemente ersetzen an den Stellen, an denen Verbindungsmittel vorhanden sind, die jeweiligen Koppelstäbe. Über die Biegesteifigkeit dieser Stabelemente ist es möglich, die Schubnachgiebigkeit der Verbindungsmittel zu simulieren. Eine beliebige Anordnung der Verbindungsmittel kann somit relativ einfach simuliert werden. In folgender Abbildung 4-5 wird zum besseren Verständnis das Stabwerksmodell für einen Holz-Beton-Verbundträger dargestellt. [7 S.2]



## 4.1.4 FINITE-ELEMENTE-METHODE

### 4.1.4.1 HISTORISCHE HINTERGRÜNDE

Die erste Entwicklung der Finite-Elemente-Methode begann bereits in den fünfziger Jahren in den USA. Auf Basis des Verschiebungsgrößenverfahrens wurde 1956 ein Verfahren für allgemeine Flächentragwerke eingeführt. 1960 wurde zum ersten Mal der Begriff „finite element“ von Clough verwendet. Aufgrund immer leistungsfähigerer Computer erlebte die Finite-Elemente-Methode ab den sechziger Jahren eine enorm rasche Entwicklung. Auf das Bauwesen spezialisierte Finite-Elemente-Programme wurden ab den siebziger Jahren entwickelt. Diese Programme waren ausgelegt auf Stabwerke, Scheiben, Platten und Schalen. Heute ist die Finite-Elemente-Methode für komplizierte statische Berechnungen die gängigste. Aus diesem Grund werden in weiterer Folge die Berechnungen mit der FE-Methode durchgeführt. [10 S.167]

### 4.1.4.2 GRUNDLAGEN DER FE-METHODE

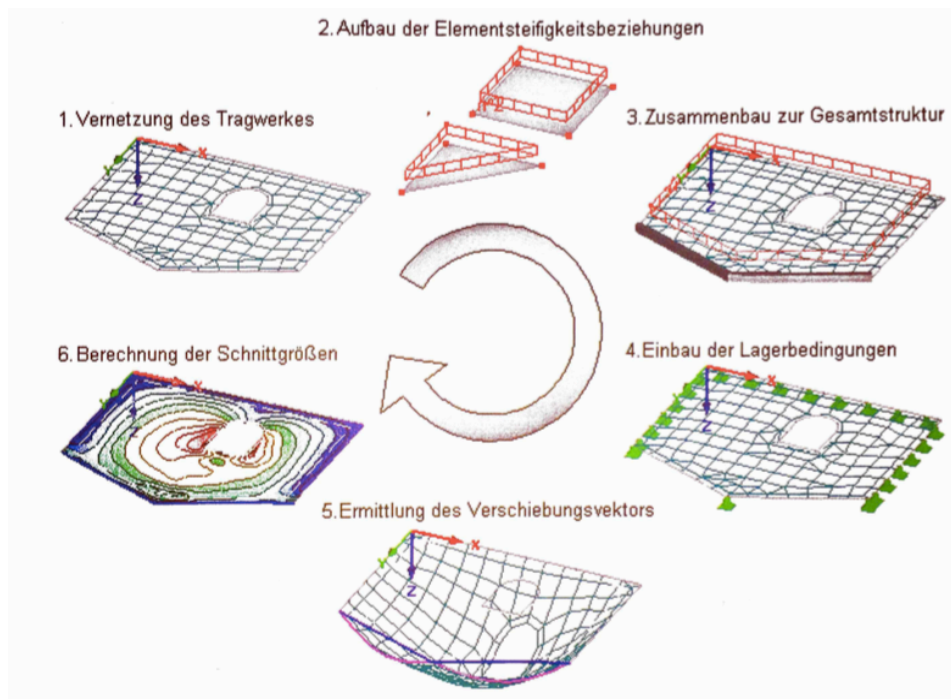
Die meisten heutzutage verwendeten Programme funktionieren auf Basis des Verschiebungsgrößenverfahrens (Weggrößenverfahren). Eine weitere Methode ist beispielsweise das Kraftgrößenverfahren, das sich jedoch bei Computerprogrammen nicht entscheidend durchgesetzt hat. Für die Berechnung eines Tragwerkes mit FE-Programmen wird dieses in ein Netz finiter Elemente (Elemente endlicher Größe) zerlegt. Aneinandergrenzende finite Elemente werden in den Knotenpunkten miteinander verbunden, sodass die Gleichgewichtsbedingungen der Knotenkräfte und die Kompatibilitätsbedingungen der Verschiebungsgrößen erfüllt werden. In den Knoten werden Freiheitsgrade anstelle der Verschiebungen und Verdrehungen definiert und die Lasten zusammengefasst. Bei der Berechnung von 3-dimensionalen Systemen werden in den Knoten im Allgemeinen drei Verschiebungen und drei Verdrehungen definiert, das heißt sechs Freiheitsgrade. [10 S.167f] [11 S.7ff]

*„Die Leitgedanken der FE-Methode zusammengefasst:*

- 1. Einteilung des Tragwerkes in endliche Finite Elemente durch Generierung eines Elementnetzes*
- 2. Beschreibung der mechanischen Eigenschaften des Einzelelementes an den Knotenpunkten, einschließlich der Diskretisierung der Elementbelastungen*
  - ➔ Das Ergebnis ist die Steifigkeitsbeziehung des Einzelelementes*  
*(die Dimension der Elementsteifigkeitsmatrix ergibt sich aus der Anzahl der Knotenpunkte multipliziert mit den darin enthaltenen Freiheitsgraden)*

3. Zusammensetzung der einzelnen Elemente zur Gesamtstruktur unter Wahrung der kinematischen Verträglichkeitsbedingungen und der statischen Gleichgewichtsbedingungen sowie Generierung des Gesamtbelastungsvektor  
 → Das Ergebnis ist die Steifigkeitsbeziehung des Gesamtsystems  
 (die Dimension des so entstandenen Gesamtgleichungssystems ergibt sich aus der Anzahl aller Knoten multipliziert mit den Freiheitsgraden / Knoten)
4. Einbau der Lagerungsbedingungen
5. Lösen des Gleichungssystems, d.h. die Ermittlung des Verschiebungsvektors
6. Rückrechnung auf das Einzelement und Ermittlung der Schnittgrößen" [11 S.8f]

Zum besseren Verständnis werden die Grundgedanken der FE-Methoden in folgender Abbildung 4-6 grafisch dargestellt.



**ABBILDUNG 4-6 GRUNDPRINZIP DER FE-METHODE [11 S.9]**

Der größte Vorteil der FE-Methode zeigt sich bei der Berechnung von komplexen Strukturen, da in Bezug auf die Belastung, die Geometrie, die Auflager und die Definition beliebiger Materialeigenschaften kaum noch Grenzen gesetzt sind. FE-Programme haben allerdings nicht nur Vorteile, sondern auch nicht unwesentliche Nachteile:

- Bei Flächentragwerken sind die Lösungen nicht exakt, d.h. es handelt sich um eine Näherungsberechnung
- An singulären Bereichen werden keine Lösungen ausgegeben

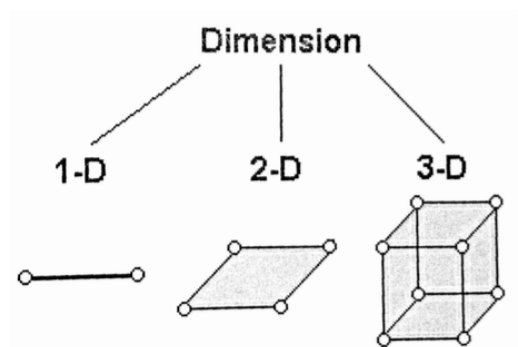
Der Grund für diese nicht exakten Ergebnisse liegt darin, dass die Kompatibilitätsbedingungen der Verschiebungen und der Schnittgrößen nur in den Knotenpunkten und nicht in allen Stellen des Flächentragwerks erfüllt werden. Bei reinen Stabtragwerken hingegen bekommt man bereits bei der Kopplung der Knotenpunkte exakte Ergebnisse. [11 S.12]

#### 4.1.4.3 Einteilung finiter Elemente [11 S.13]

In diesem Kapitel soll ein kleiner Überblick über die Einteilung finiter Elemente gegeben werden.

- **Geometrische Dimension**

Bezüglich der geometrischen Dimension wird zwischen Stabelementen (eindimensional), Flächenelementen (zweidimensional) und Volumenelementen (dreidimensional) unterschieden. In folgender Abbildung 4-7 werden diese Typen finiter Elemente dargestellt.



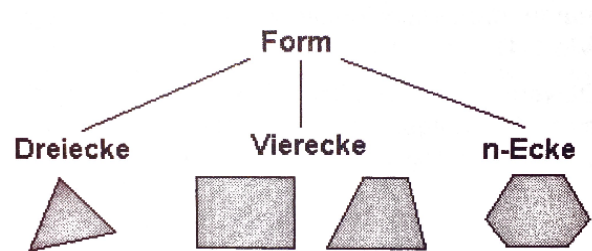
**ABBILDUNG 4-7 Einteilung nach der Dimension [11 S.13]**

- **Tragwirkung**

Im Sinne der Tragwirkung wird in erster Linie zwischen ebenen und gekrümmten Elementen unterschieden. Zu den ebenen Elementen zählt man Platten, Scheiben und Faltwerke. Die Elemente definieren sich vor allem durch die Belastungsrichtung und die Lagersituationen. Plattenelemente werden durch Lasten senkrecht zur Plattenebene und Momente in Plattenebene belastet. Scheiben hingegen werden ausschließlich durch Lasten in Plattenebene belastet und Faltwerke stellen eine Kombination aus Platten und Scheiben dar. Zu den gekrümmten Elementen zählen die Schalen, die jedoch in der Praxis kaum verwendet werden.

– **Form**

Beim Generieren von FE-Netzen werden größtenteils Dreieck- und Viereckelemente verwendet. In speziellen Fällen können auch Elemente mit n-Ecken Anwendung finden. In folgender Abbildung 4-8 werden diese Elementtypen dargestellt.



**ABBILDUNG 4-8 EINTEILUNG NACH DER FORM [11 S.14]**

## **5 ANWENDUNG DER FE- METHODE AUF DEN VERBUNDQUERSCHNITT**

In folgendem Kapitel wird auf die Berechnung des Verbundquerschnittes mit dem FE-Programm RFEM 5 der Firma Dlubal [22] näher eingegangen.

In Kapitel 5.1.1 wird auf die Modellierung des Systems und die Definition der Materialkennwerte näher eingegangen.

Im Weiteren werden in Kapitel 5.1.2 zur Überprüfung des Modells die Bemessungsbeispiele und Großbauteilversuche aus [1] und [13] nachgerechnet. In weiterer Folge werden die Langzeitversuche, die im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit durchgeführt wurden, nachgerechnet und analysiert. Aus den gewonnen Erkenntnissen werden Kriechzahlen ermittelt, mit denen es möglich ist das Verbundsystem mit Berücksichtigung des Langzeittragverhaltens zu berechnen.

### **5.1 ENTWICKLUNG DES FE-MODELLS**

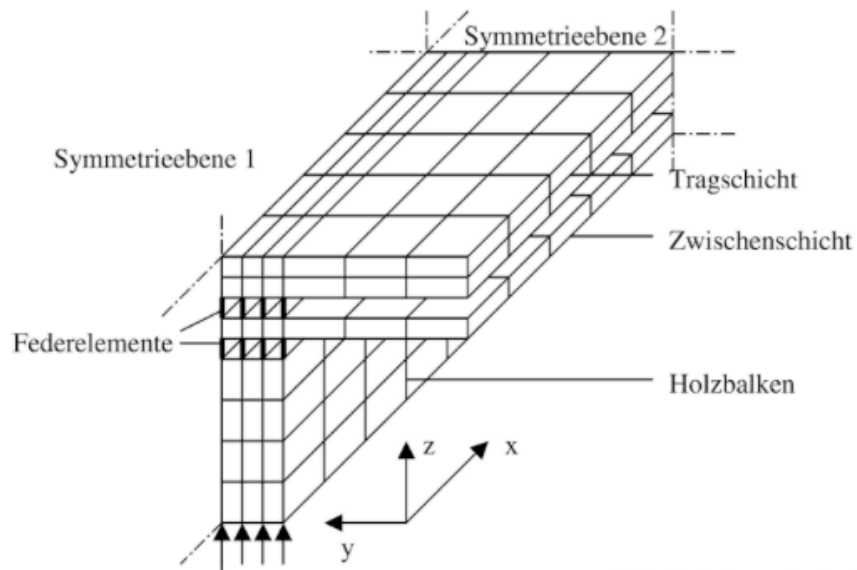
#### **5.1.1 MODELLIERUNG IN RFEM [22]**

Das Verbundsystem wird auf folgende zwei Arten modelliert:

- Modellierung mit Volumenelementen
- Modellierung mit dem Zusatzmodul RF-LAMINATE [22]

##### **Modellierung mit Volumenkörpern**

Zu Beginn schien es sinnvoll zu sein, das Verbundsystem in Form von Kontaktvolumina zu definieren. In diesem Fall ist es möglich, in den Kontaktflächen der unterschiedlichen Bauteilschichten definierte Steifigkeiten festzulegen. Andernfalls besteht die Möglichkeit, die Kontaktflächen mit sogenannten Federelementen zu modellieren. In folgender Abbildung 5-1 ist zur Veranschaulichung schematisch das FE-Modell eines Verbundträgers dargestellt.

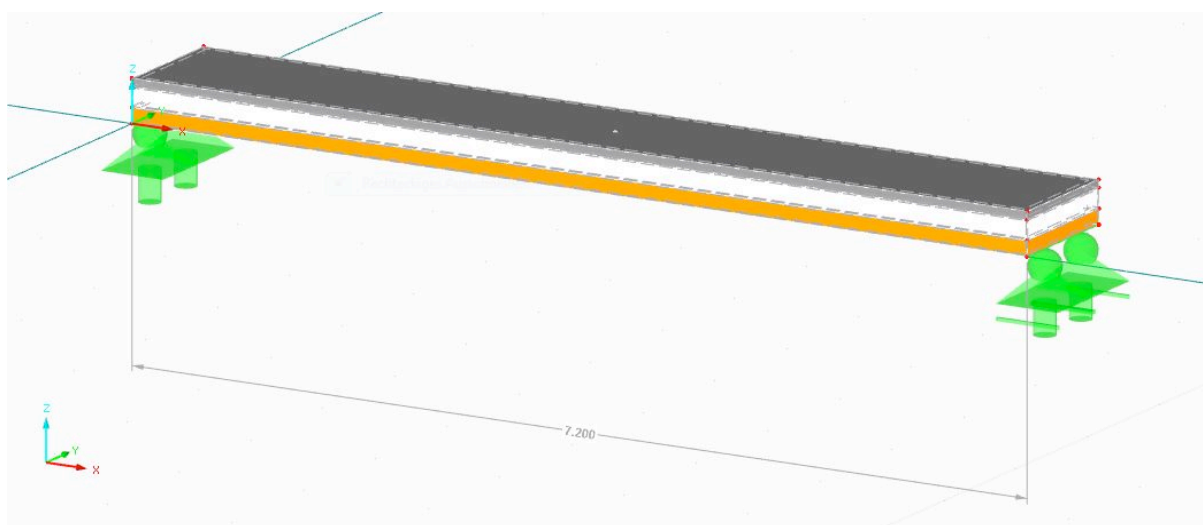


**ABBILDUNG 5-1: SCHEMA DES FE-MODELLS FÜR EINEN VERBUNDTRÄGER [12 S.256]**

Die Modellierung mit Kontaktvolumen erwies sich allerdings als ungünstig, da es dann nicht möglich war, Schubkräfte in der Mittelschicht zu ermitteln.

Mit dem Hintergrund, dass sowohl die Klebeverbindung zwischen Brettsper Holz und Holzleichtbeton als auch die Verzahnung zwischen Holzleichtbeton und Beton eine starre Verbindung darstellen, wurden alle Schichten als Materialvolumina definiert. Bei der Modellierung mit Materialvolumina werden die Verbundfugen als starr angenommen. Die Erkenntnis, dass in beiden Verbundfugen starre Verhältnisse erreicht werden, ist der Forschungsarbeit [1] zu entnehmen.

In Abbildung 5-2 ist das statische Modell mit Volumenelementen dargestellt.

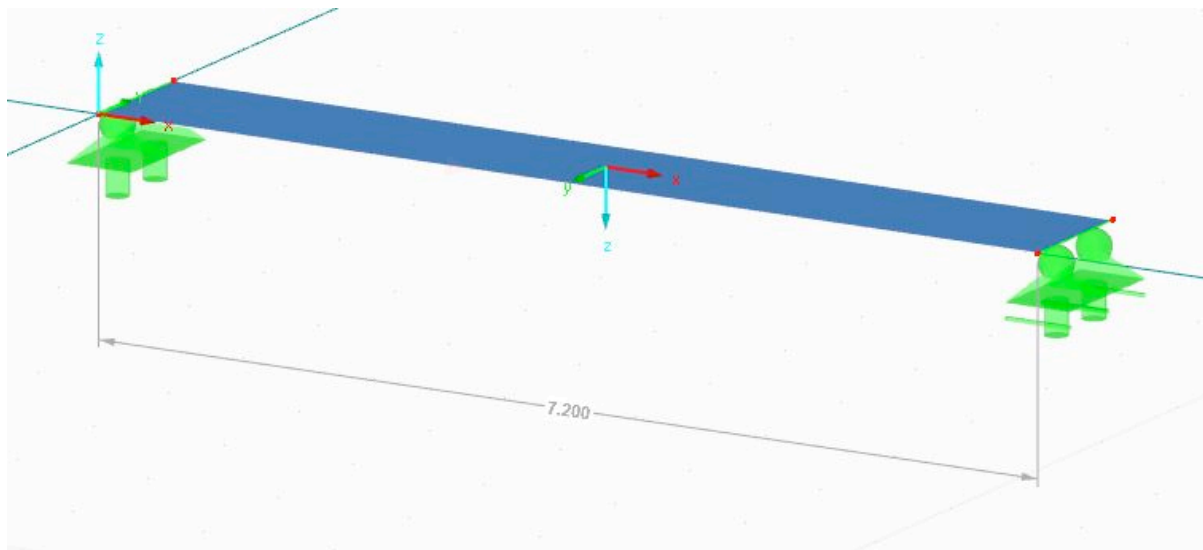


**ABBILDUNG 5-2: MODELL MIT VOLUMENKÖRPERN**



## **Modellierung mit dem Zusatzmodul RF- LAMINATE [22]**

Mit dem Zusatzmodul RF-LAMINATE steht dem Anwender in RFEM ein Modul zur Berechnung von Laminatflächen zur Verfügung. Dieses Modul bietet die Möglichkeit, Spannungs- und Durchbiegungsnachweise für Laminat- bzw. Sandwichbauteile zu führen. Durch die freie Definition von Materialien ist es auch möglich, Holz-Beton-Verbundsysteme zu berechnen. Bei dieser Modellierung werden keine Volumenkörper definiert, sondern einem 2D-Plattenelement der gesamte Schichtenaufbau zugewiesen. In der Abbildung 5-3 wird das statische System dargestellt.



**ABBILDUNG 5-3: MODELL IN RF-LAMINATE**

### *5.1.1.1 WAHL DER MATERIALMODELLE*

Für das hier untersuchte Verbundsystem wird ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. In diesem Fall wurde für alle drei Schichten das Materialmodell orthotrop elastisch 3D gewählt. Dieses Materialmodell gibt dem Anwender die Möglichkeit, die Werkstoffkennwerte Elastizitätsmodul  $E$ , Schubmodul  $G$  und Querkontraktionszahl  $\nu$  in allen drei Richtungen festzulegen. Dies ist im speziellen für die Definition der Brettsperrholzplatte wichtig. Brettsperrholz weist aufgrund der rechtwinkelig miteinander verleimten Holzlamellen unterschiedliche Elastizitätsmodule bzw. Schubmodule in den verschiedenen Richtungen auf. Bei der Holzleichtbetonschicht wird von einem isotropen Materialverhalten ausgegangen. Es handelt sich zwar um ein inhomogenes Material, jedoch sind die Holzspäne gleichmäßig innerhalb des Baustoffes verteilt. Bei der Definition werden in den drei Richtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$  gleiche Werte eingegeben. Somit kann mit dem Materialmodell orthotrop elastisch 3D auch

eine isotroper Werkstoff wie Beton oder Holzleichtbeton definiert werden. In den folgenden Tabellen (Tabelle 2, Tabelle 3 und Tabelle 4) sind die definierten Materialmodelle für Brettsperrholz, Beton C25/30 und Holzleichtbeton dargestellt.

**TABELLE 2: MATERIALMODELL BRETTSPERRHOLZ**

Materialkennwerte			
<b>Elastizitätsmodul</b>	Ex=	1200,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Ey=	37,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Ez=	37,0	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Schubmodul</b>	Gyz=	5,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxz=	72,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxy=	72,0	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Querdehnzahl</b>	v=	0,20	

**TABELLE 3: MATERIALMODELL BETON C 25/30**

Materialkennwerte			
<b>Elastizitätsmodul</b>	Ex=	3100,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Ey=	3100,0	kN/cm <sup>2</sup>
	Ez=	3100,0	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Schubmodul</b>	Gyz=	1291,67	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxz=	1291,67	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxy=	1291,67	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Querdehnzahl</b>	v=	0,20	

**TABELLE 4: MATERIALMODELL HOLZLEICHTBETON**

Materialkennwerte			
<b>Elastizitätsmodul</b>	Ex=	108,2	kN/cm <sup>2</sup>
	Ey=	108,2	kN/cm <sup>2</sup>
	Ez=	108,2	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Schubmodul</b>	Gyz=	1,49	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxz=	1,49	kN/cm <sup>2</sup>
	Gxy=	1,49	kN/cm <sup>2</sup>
<b>Querdehnzahl</b>	v=	0,20	

#### 5.1.1.2 WAHL DES ANALYSETYPS

Für den hier betrachteten Fall ist ausschließlich eine statische Analyse von Bedeutung. Statische Analysen dienen der Berechnung von Verformungen, Spannungen, etc. unter statischen Belastungsrandbedingungen. Des Weiteren wird unterschieden zwischen linearer und nichtlinearer Strukturanalyse. Bei nichtlinearen Analysen können beispielsweise Plastizität, große Dehnungen etc. berücksichtigt werden. Das hier zu untersuchende System wird auf Basis linearstatischer Strukturanalysen untersucht.

### 5.1.2 VERGLEICHSRECHNUNGEN BISHERIGER BERECHNUNGEN UND VERSUCHE

In diesem Kapitel werden Berechnungen und Bauteilversuche der Forschungsarbeiten [1] und [13] nachgerechnet, um das FE- Modell zu verifizieren. Dabei werden sämtliche Werkstoffkennwerte und Belastungsannahmen übernommen, sodass die Ergebnisse vergleichbar sind.

#### 5.1.2.1 NACHRECHNUNG DER BEMESSUNGSBEISPIELE

##### 1. Berechnung mit Verklebung der Fuge

Bei dieser Berechnung wird ausschließlich eine Verklebung der Fuge zwischen Brettsper Holz und Holzleichtbeton und eine Verzahnung zwischen Holzleichtbeton und Beton in Rechnung gestellt. Es werden keine zusätzlichen Verbindungsmittel berücksichtigt.

Folgende Werkstoffkennwerte werden aus [13] übernommen:

**Beton C25/30:**

$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$	Rohdichte
$E = 3100 \text{ kN/cm}^2$	E-Modul
$G = 1291,67 \text{ kN/cm}^2$	Schubmodul
$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$	Druckfestigkeit
$f_{tm} = 0,18 \text{ kN/cm}^2$	Zugfestigkeit
$\tau_d = 0,026 \text{ kN/cm}^2$	Schubfestigkeit
$\gamma_c = 1,50$	Teilsicherheitsbeiwert nach [17]

**Holzleichtbeton:**

$\rho = 750 \text{ kg/m}^3$	Rohdichte
$E = 108,2 \text{ kN/cm}^2$	E-Modul
$G = 1,49 \text{ kN/cm}^2$	Schubmodul
$f_{c,0,k} = 0,28 \text{ kN/cm}^2$	Druckfestigkeit
$f_{t,0,k} = 0,05 \text{ kN/cm}^2$	Zugfestigkeit
$f_{v,90,k} = 0,021 \text{ kN/cm}^2$	Schubfestigkeit

**Brettsperrholz:**

$\rho = 500 \text{ kg/m}^3$	Rohdichte
$E = 1160 \text{ kN/cm}^2$	E-Modul
$G = 65 \text{ kN/cm}^2$	Schubmodul
$f_{m,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$	Biegefestigkeit
$f_{c,0,k} = 2,40 \text{ kN/cm}^2$	Druckfestigkeit
$f_{t,0,k} = 1,40 \text{ kN/cm}^2$	Zugfestigkeit
$f_{v,90,k} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$	Rollschubfestigkeit
$\gamma = 1,25$	Teilsicherheitsbeiwert nach EC 5

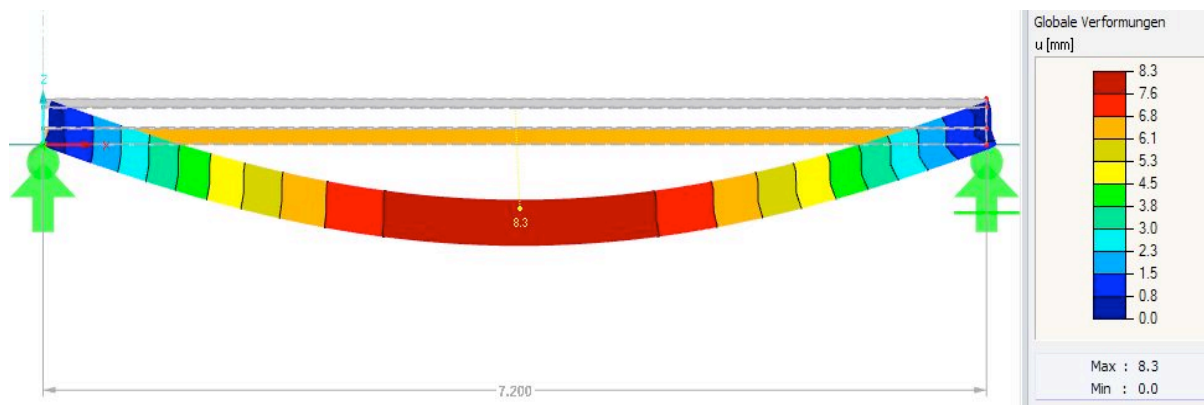
Die Belastungen wurden ebenfalls aus [13] übernommen. In folgender Tabelle 5 sind die Lastannahmen ersichtlich.

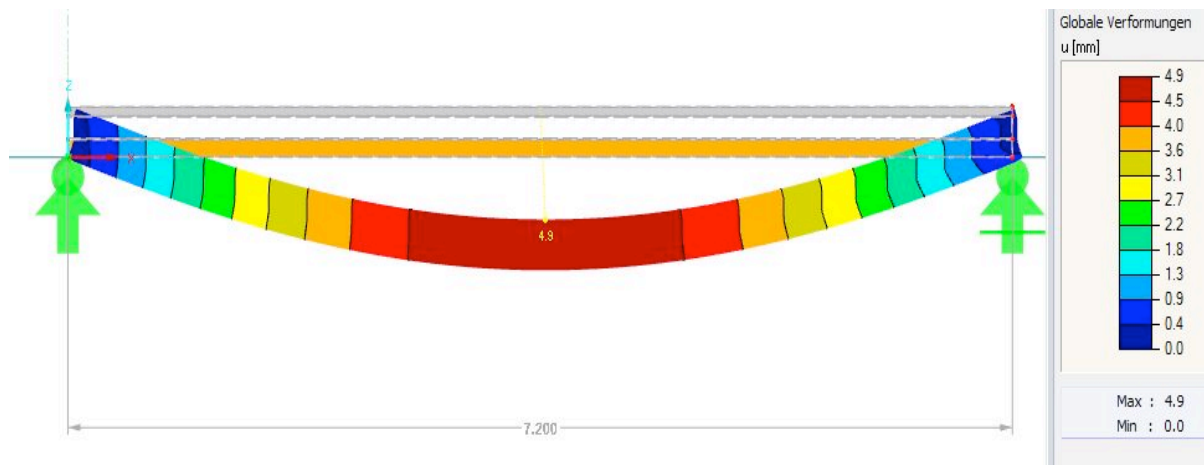
**TABELLE 5: LASTANNAHMEN [13]**

Belastung	
Eigengewicht	
g1,k	1,44 kN/m <sup>2</sup>
g2,k	1,13 kN/m <sup>2</sup>
g3,k	0,59 kN/m <sup>2</sup>
g Ausbaulast, k	1,60 kN/m <sup>2</sup>
Summe gk	4,76 kN/m <sup>2</sup>
Summe gd	6,42 kN/m <sup>2</sup>
Nutzlast (charakteristische Last)	
qk	2,80 kN/m <sup>2</sup>
qd	4,20 kN/m <sup>2</sup>
Gesamtlast (charakteristische Last)	
pk	7,56 kN/m <sup>2</sup>
pd	10,62 kN/m <sup>2</sup>

Das System wird wie in Kapitel 5.1.1 beschrieben modelliert. Bei dem statischen System handelt es sich um einen Einfeldträger mit einer Spannweite von 7,20 m. Die Materialmodelle für die Berechnung sind in Kapitel 5.1.1.1 dargestellt.

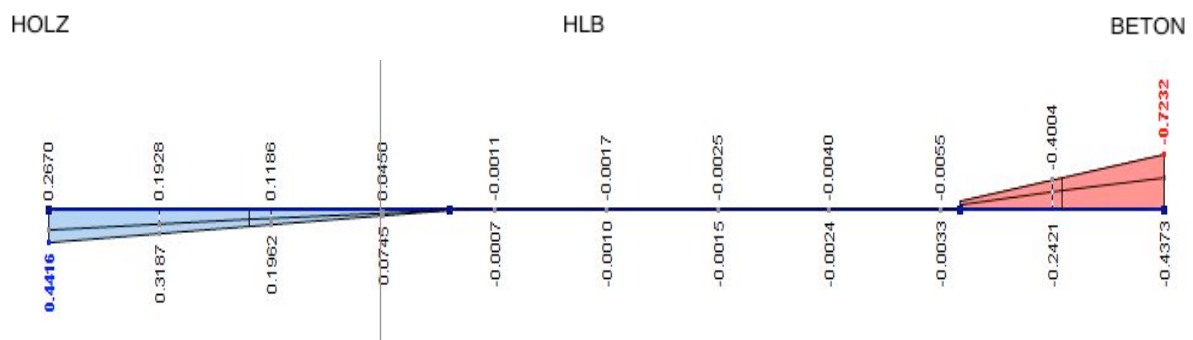
Bei den Ergebnissen gibt es nur sehr geringe Abweichungen im Vergleich zu den Ergebnissen in [13]. In folgenden Abbildungen (Abbildung 5-4 und Abbildung 5-5) sind die Verformungen aus der Finite-Elemente-Berechnung dargestellt.

**ABBILDUNG 5-4: DURCHBIEGUNG AUS STÄNDIGER LAST**

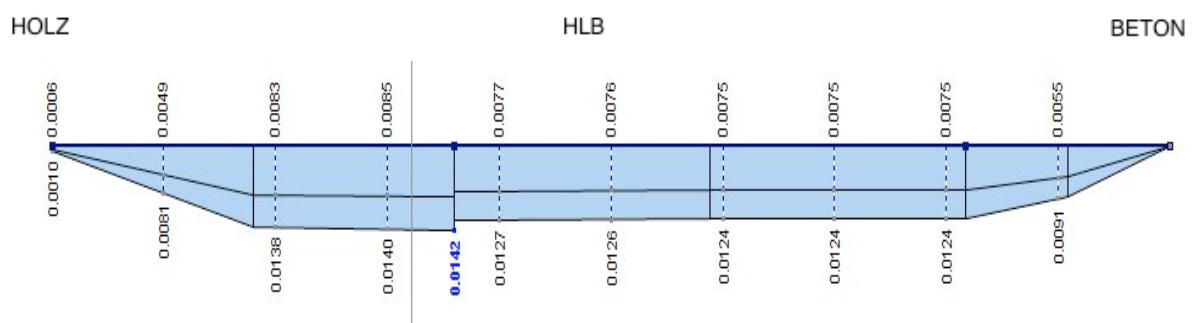


**ABBILDUNG 5-5: DURCHBIEGUNG AUS VERÄNDERLICHER LAST**

In Abbildung 5-6 und Abbildung 5-7 sind die Spannungsverläufe dargestellt. Bei den Ergebnissen handelt es sich um Bemessungswerte.



**ABBILDUNG 5-6: NORMALSPANNUNGSVERLAUF FELDMITTE IN kN/cm<sup>2</sup>**



**ABBILDUNG 5-7: SCHUBSPANNUNGSVERLAUF AUFLAGERBEREICH kN/cm<sup>2</sup>**

Betrachtet man die Ergebnisse der FE-Berechnung, kann man erkennen, dass die Ergebnisse bei der Berechnung mit reiner Verklebung nur sehr geringe Abweichungen gegenüber der Berechnung in [13] mit dem Schubanalogieverfahren aufweisen. Die charakteristische

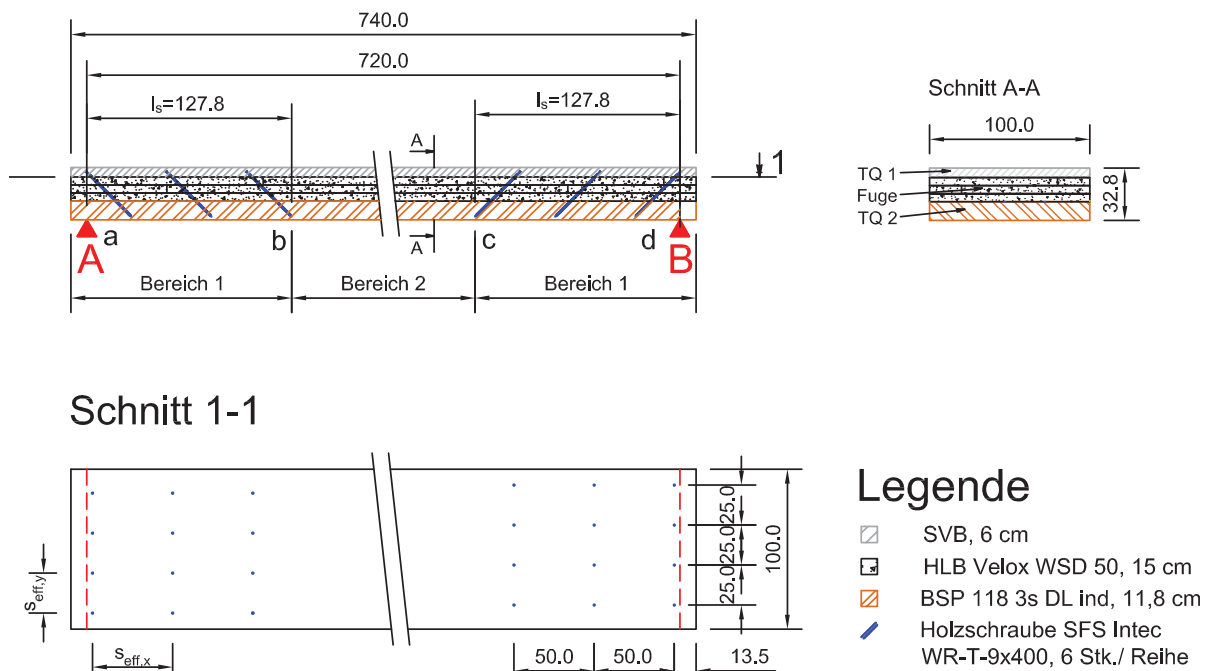
Verformung setzt sich aus den Anteilen der ständigen und veränderlichen Lasten zusammen und beträgt 13,2 mm. Zur besseren Übersicht werden die Ergebnisse nachfolgend in Tabelle 6 gegenübergestellt.

**TABELLE 6: GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE**

	FE - Berechnung	Schubanalogieverfahren	Abweichung
<b>Verformungen</b>	13,20 mm	13,0 mm	1,50 %
<b>Normalspannungen in Feldmitte</b>			
<b>oben</b>	-0,723 kN/cm <sup>2</sup>	-0,720 kN/cm <sup>2</sup>	0,4 %
<b>unten</b>	0,441 kN/cm <sup>2</sup>	0,433 kN/cm <sup>2</sup>	1,8 %
<b>Schubspannungen am Auflager</b>			
<b>Beton</b>	0,0124 kN/cm <sup>2</sup>	0,0124 kN/cm <sup>2</sup>	0 %
<b>HLB</b>	0,0127 kN/cm <sup>2</sup>	0,013 kN/cm <sup>2</sup>	2 %
<b>BSP</b>	0,013 kN/cm <sup>2</sup>	0,0124 kN/cm <sup>2</sup>	4,8 %

## 2. Nachrechnung des Bemessungsbeispiels mit Schraubenanordnung

Folgende Abbildung 5-8 stellt das System und den Aufbau des Bemessungsbeispiels dar.



**ABBILDUNG 5-8: SYSTEM UND AUFBAU DES BEMESSUNGSBEISPIELS [1]**

Die Werkstoffkennwerte sind mit denen aus dem vorigen Beispiel ident. Einzig der Schubmodul der Mittelschicht wird entsprechend der Schraubenanordnung angepasst. Weiters wird die Nutzlast auf 3,0 kN/m<sup>2</sup> geändert.

Die Fugensteifigkeit  $c_F$  wird vom Bauteilversuch BT 3 [1] übernommen. Aufgrund der Bauteilbreite (BT3) von 0,50 m wird die Fugensteifigkeit für die Berechnung auf 1 m breite Deckenstreifen verdoppelt [1].

- charakteristische Fugensteifigkeit:  $c_{F,k} = 177 \cdot 2 = 344 \text{ N/mm}^2$
- Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen:  $\gamma_{M,cf} = 1,30$
- Bemessungswert Fugensteifigkeit:  $c_{F,d} = \frac{2}{3} \cdot c_{F,k} / \gamma_{M,cf} = 176,41 \text{ N/mm}^2$

Der angepasste Schubmodul für die Holzleichtbetonschicht wird mit folgender Gleichung errechnet.

$$c_F = (G \cdot b) / h$$

$c_F$  ... Fugensteifigkeit

$G$  ... Schubmodul

$b$  ... Breite des Bauteilschicht

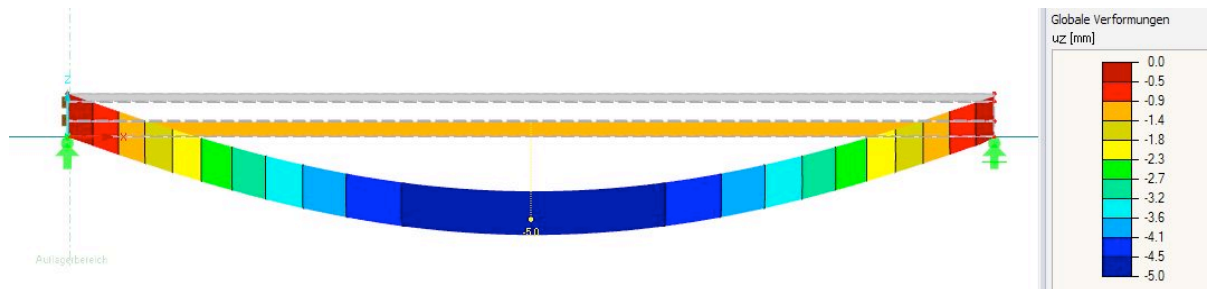
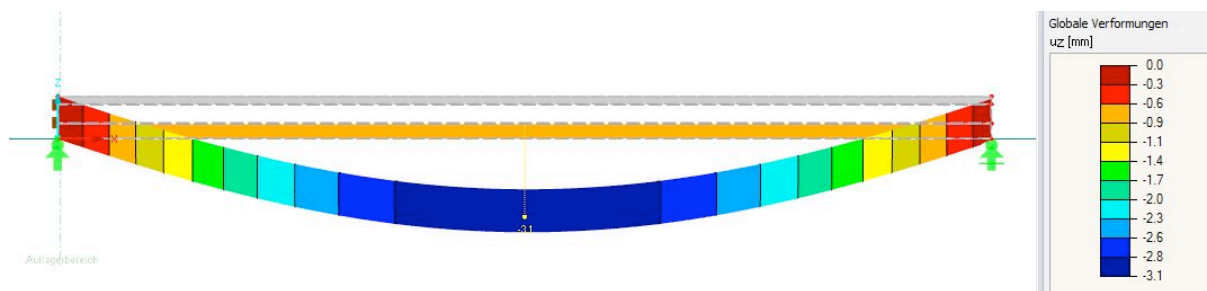
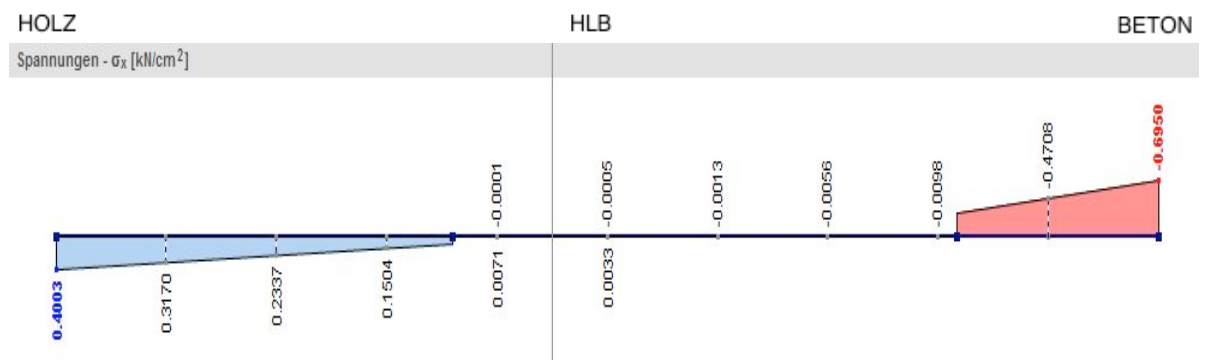
$h$  ... Höhe der Bauteilschicht



**TABELLE 7: ANPASSUNG DES SCHUBMODULS [13]**

Breite b [m]	Höhe h [m]	G HLB [kN/cm <sup>2</sup> ]	G angepasst [kN/cm <sup>2</sup> ]
1,00	0,15	1,49	5,16

Im den Abbildung 5-9, Abbildung 5-10 und Abbildung 5-11 sind die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt.

**ABBILDUNG 5-9: DURCHBIEGUNG AUS STÄNDIGER LAST****ABBILDUNG 5-10: DURCHBIEGUNG AUS VERÄNDERLICHER LAST****ABBILDUNG 5-11: NORMALSPANNUNGSVERLAUF**

Unter der charakteristischen Einwirkungskombination beträgt die Verformung bei FE-Berechnung 8,10 mm. Die Verformungen sind auch bei dieser Berechnung geringfügig höher. Den Berechnungen mit dem Schubanalogieverfahren zufolge beträgt die Verformung 7,93

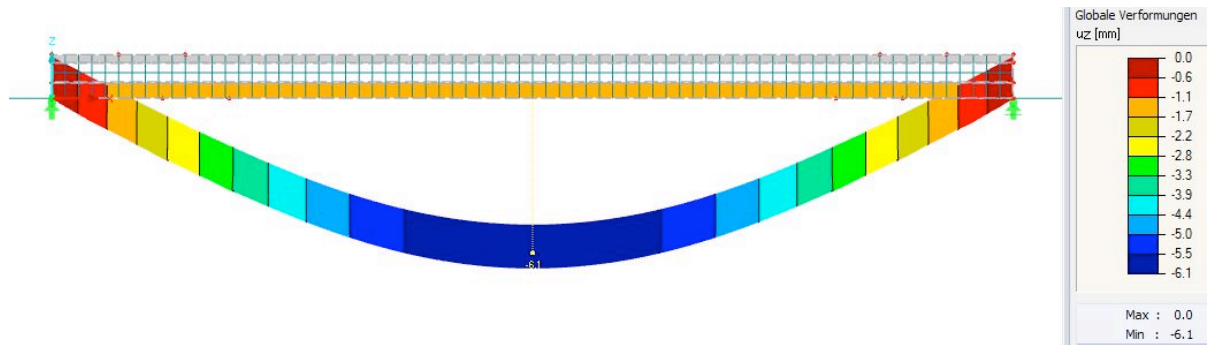
mm [13]. Dies entspricht einer Abweichung von ca. 2 % im Vergleich zur Berechnung mit dem Schubanalogieverfahren. Die Unterschiede der Schubspannungen zwischen den verschiedenen Berechnungsverfahren schwanken zwischen 4,6% und 8,4%. Die Normalspannungen hingegen weisen eine äußerst geringe Abweichung von nur 1,9% auf. Die Normalspannungen und die Schubspannungen werden nachfolgend in Tabelle 8 gegenübergestellt.

**TABELLE 8: GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE**

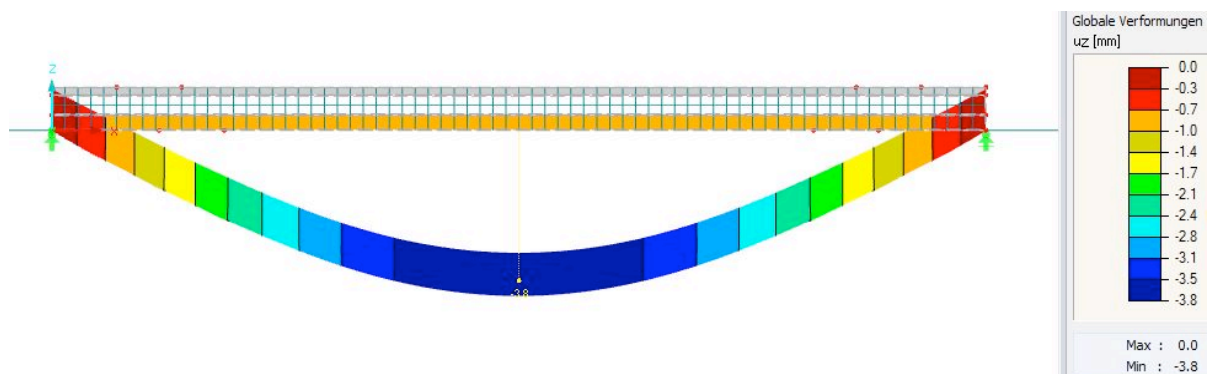
	FE - Berechnung	Schubanalogieverfahren	Abweichung
<b>Verformungen</b>	8,10 mm	7,93 mm	2,1 %
<b>Normalspannungen in Feldmitte</b>			
oben	-0,695 kN/cm <sup>2</sup>	-0,682 kN/cm <sup>2</sup>	1,9 %
unten	0,400 kN/cm <sup>2</sup>	0,399 kN/cm <sup>2</sup>	0,3 %
<b>max. Schubspannungen am Auflager</b>			
Beton	0,0136 kN/cm <sup>2</sup>	0,013 kN/cm <sup>2</sup>	4,6 %
HLB	0,014 kN/cm <sup>2</sup>	0,013 kN/cm <sup>2</sup>	7,6 %
BSP	0,0141 kN/cm <sup>2</sup>	0,013 kN/cm <sup>2</sup>	8,4 %

### 3. Nachrechnung des Bemessungsbeispiels mit Modellierung der einzelnen Schrauben

Bei den zuvor durchgeführten Berechnungen wurde die Schraubenanordnung in Form des angepassten Schubmoduls berücksichtigt. Im Folgenden werden die Schrauben einzeln modelliert. Es werden die gleichen Materialmodelle gewählt wie bei den Berechnungen ohne Schraubenanordnung. Das Schraubenbild wird exakt wie in Abbildung 5-8 dargestellt definiert. Die Schrauben werden als reine Zugstäbe in einem Winkel von 45° modelliert, das heißt, die Stäbe bzw. Schrauben werden nur durch Kräfte in Schraubenrichtung belastet. Kräfte quer zur Schraubenachse werden nicht aufgenommen. In der Abbildung 5-12 und Abbildung 5-13 sind, um einen Vergleich ziehen zu können, die charakteristischen Verformungen dargestellt.



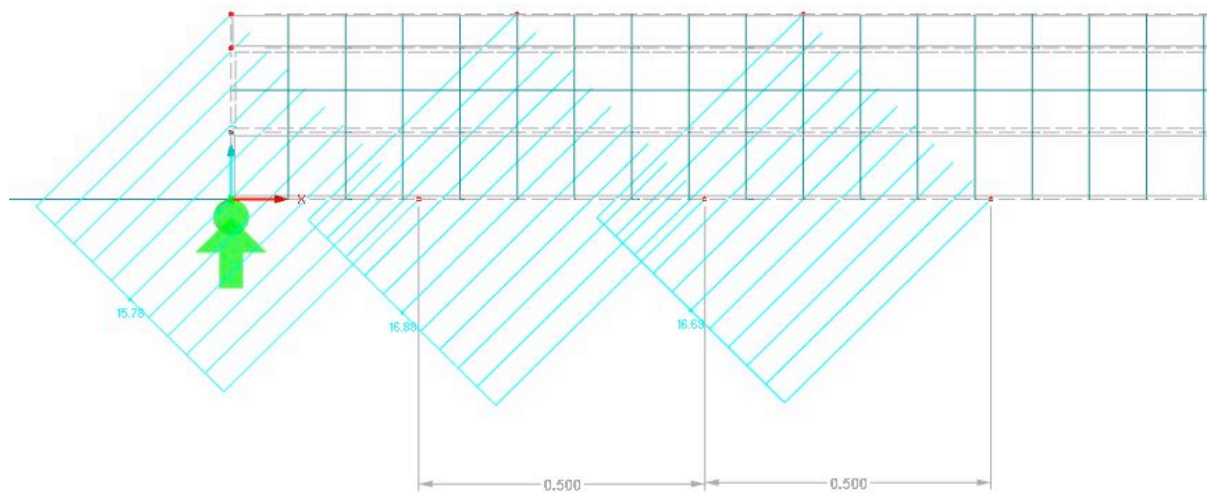
**ABBILDUNG 5-12: CHARAKTERISTISCHE VERFORMUNG AUS STÄNDIGER BELASTUNG**



**ABBILDUNG 5-13: CHARAKTERISTISCHE VERFORMUNG AUS VERÄNDERLICHER LAST**

Die gesamte charakteristische Verformung ergibt sich bei der Modellierung mit Schrauben zu 9,90 mm.

Die Zugkraft in den Schrauben wurde in [1] mit dem  $\gamma$ -Verfahren berechnet. Die errechnete Schraubenbeanspruchung beträgt 18,60 kN. In folgender Abbildung 5-14 sind die Normalkräfte in den Schrauben aus der Finite- Elemente- Berechnung dargestellt.

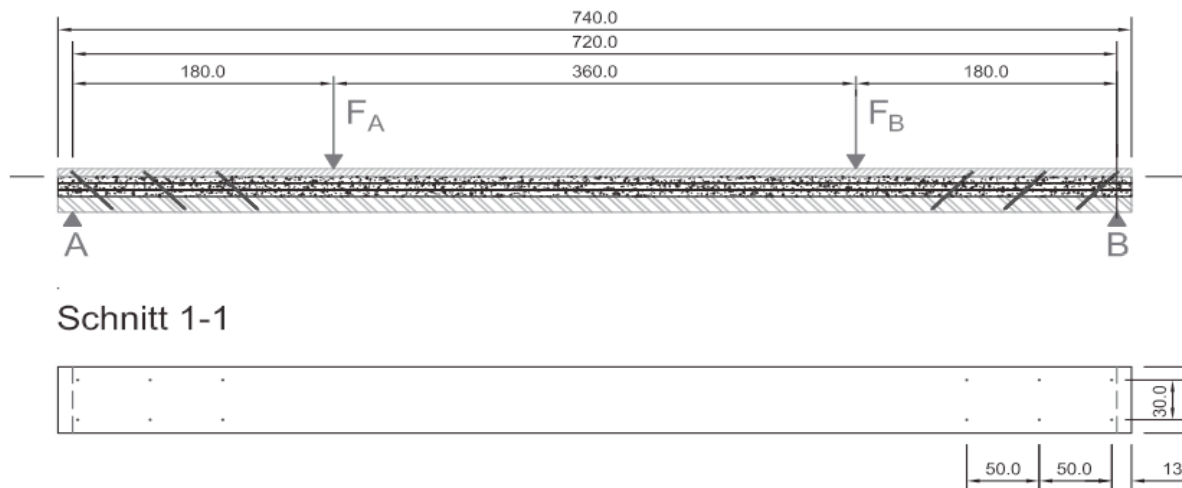


**ABBILDUNG 5-14: SCHRAUBENKRÄFTE**

Die maximale Normalkraft in den Schrauben beträgt bei der Finite-Elemente- Berechnung 16,90 kN. Diese Abweichung von ca. 10% zu der Berechnung mit dem  $\gamma$ -Verfahren lässt sich darauf zurückführen, dass die Biegesteifigkeit der Mittelschicht beim  $\gamma$ -Verfahren nicht berücksichtigt wird. In [13] wurde dies ebenfalls als Begründung für die abweichenden Verformungen zwischen den Berechnungen mit dem  $\gamma$ -Verfahren und dem Schubanalogieverfahren angegeben.

#### 5.1.2.2 NACHRECHNUNG DES BAUTEILVERSUCHS 3 (BT3)

Zur besseren Kontrolle wird in diesem Kapitel der Bauteilversuch 3 aus [1] nachgerechnet, um auszuschließen, dass etwaige Berechnungsfehler der theoretischen Beispiele fortgeführt werden. In folgender Abbildung 5-15 ist das System des Bauteilversuches dargestellt.



**ABBILDUNG 5-15: STATISCHES SYSTEM DES BT 3 [1]**

Dieser Versuch wird auf zwei Arten berechnet. In einem ersten Schritt wird der Holzleichtbetonschicht über die gesamte Trägerlänge der angepasste Schubmodul zugewiesen. Die Vorgangsweise ist hier ident mit dem Bemessungsbeispiel mit der Schraubenanordnung. In einem zweiten Schritt wird der höhere Schubmodul nur in jenen Bereichen definiert, in denen effektiv Schrauben angeordnet sind.

Bei dem Versuch handelt es sich um einen Vierpunkt Biegeversuch mit den Belastungen  $F_A$  und  $F_B$  in den Viertelpunkten. Der Bauteilversuch wurde in mehreren Laststufen durchgeführt. Nachfolgend sind die unterschiedlichen Laststufen in Abbildung 5-16 dargestellt.

Verfahrensstufe	Belastungsverfahren	Zeit in [s]	F [kN]
0	Es wirkt nur $G_1$ ; $F=0$		
0-1	$F=G_2$ aufbringen		2,70
1-2	$F=G_2$ konstant halten	120	2,70
2-3	$F=G_2+0,5*Q$ aufbringen	120	5,40
3-4	0,5 Q entlasten	120	2,70
4-5	$F=G_2+Q$ aufbringen	240	8,10
5-6	$F=G_2+Q$ konstant halten	600	8,10
6-8	F= steigern bis Bruch		
max. Belastungsgeschwindigkeit 0,25Q je 60 sec			

**ABBILDUNG 5-16: LASTSTUFEN DES BT 3 [1]**

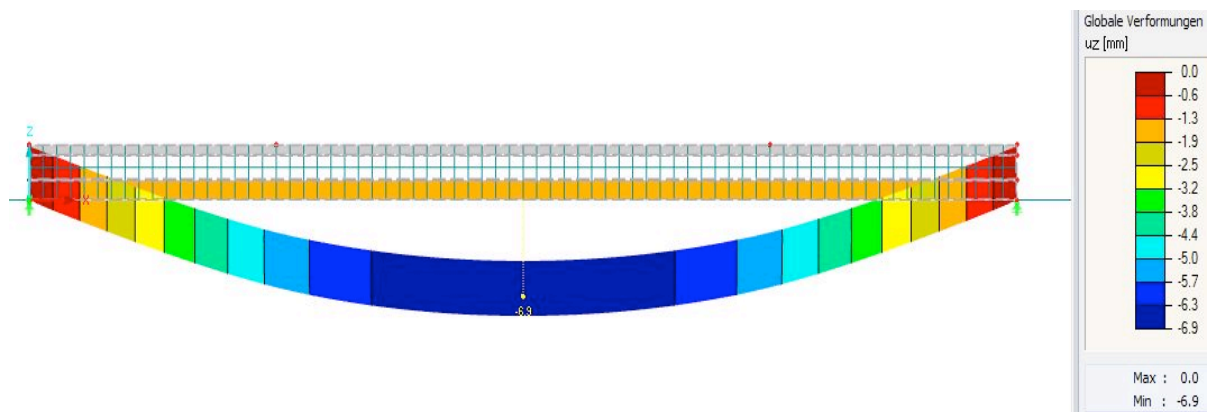
Es wird im Folgenden die Laststufe 4-5 nachgerechnet. Dies entspricht der Volllast, d.h.:

- Eigengewicht der Konstruktion
- zusätzliche ständige Last  $g_{2,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- veränderliche Last  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Die Flächenlasten  $g_{2,k}$  und  $q_k$  werden in Linienlasten umgerechnet und in den Viertelpunkten auf das System aufgebracht. Folgende Linienlasten wurden errechnet:

- ständige Auflast:  $g_{2,k} = 1,50 \cdot 3,60 = \mathbf{5,40 \text{ kN/m}}$
- Nutzlast:  $q_k = 2,0 \cdot 3,60 = \mathbf{7,20 \text{ kN/m}}$

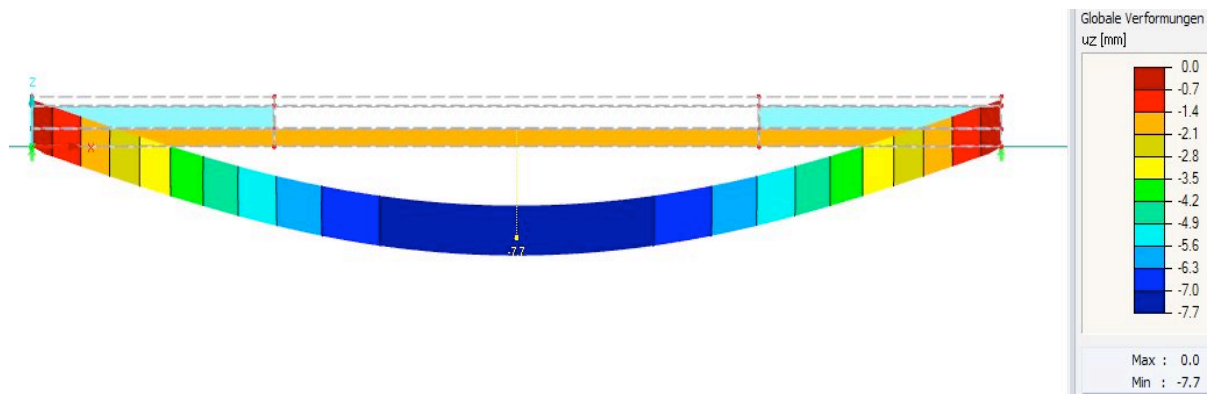
Somit ergibt sich eine charakteristische Belastung in den Viertelpunkten von 12,60 kN/m. In Abbildung 5-17 ist die errechnete Verformung des BT 3 mit verschmiertem Schubmodul dargestellt.



**ABBILDUNG 5-17: VERFORMUNG BT 3 MIT VERSCHMIERTEM SCHUBMODUL**

Die Verformung unter der charakteristischen Lastkombination beträgt 6,90 mm. Die gemessenen Verformungen in [1] hingegen betrugen unter Volllast 6,20 mm. Die errechnete Durchbiegung ist hier um ca. 11% größer als die gemessene Verformung.

Wie zuvor beschrieben wird der Versuch auf eine weitere Art berechnet. Hierbei wird der angepasste Schubmodul ausschließlich in Bereichen mit Verbindungsmitteln definiert. Die Abbildung 5-18 stellt das System und die errechneten Verformungen dar.



**ABBILDUNG 5-18: VERFORMUNG MIT UNTERSCHIEDLICHEM SCHUBMODUL IN DER MITTELSCHICHT**

Die errechnete Verformung unter der charakteristischen Lastkombination beträgt 7,7 mm. In Tabelle 9 werden die Ergebnisse tabellarisch gegenübergestellt.

**TABELLE 9: GEGENÜBERSTELLUNG DER VERFORMUNGEN**

	Schubmodul verschmiert	Schubmodul in 2 Bereichen	BT 3 [1]
<b>Verformungen</b>	6,90 mm	7,70 mm	6,20 mm

#### 5.1.2.3 ZUSAMMENFASSUNG

In Kapitel 5.1.2 wurden einige Berechnungen und Bauteilversuche aus vergangenen Forschungsarbeiten nachgerechnet. Die Schrauben wurden auf verschiedenen Arten modelliert. Aus den Erkenntnissen lässt sich schließen, dass eine Schraubenanordnung, die über den gesamten Träger verteilt ist, keine wesentliche Verbesserung bewirkt. Dies ist aus baupraktischer und wirtschaftlicher Sicht von Vorteil, da eine Anordnung der Verbindungsmittel ausschließlich im Auflagerbereich einen wesentlich geringeren Arbeitsaufwand mit sich bringt. Auf die Anordnung der Verbindungsmittel und die Auswirkungen auf das Tragverhalten wird im Zuge der Parameterstudie näher eingegangen. Abschließend kann gesagt werden, dass das entwickelte Finite-Elemente-Modell für die Berechnung dieses Verbundsystems geeignet ist. Mit den Erkenntnissen dieser Berechnungen werden in weiterer Folge die Langzeitberechnungen und die Parameterstudie durchgeführt.

## 5.2 LANGZEITTRAGVERHALTEN

### 5.2.1 NORMATIVE GRUNDLAGEN

Folgende Einflüsse müssen die Rechenmodelle in den verschiedenen Grenzzuständen, sofern erforderlich, berücksichtigen: [8 S.25]

- unterschiedliche Baustoffeigenschaften (Festigkeiten, ...)
- unterschiedliches zeitabhängiges Baustoffverhalten (Lasteinwirkungsdauer, Kriechen)
- unterschiedliche Klimabedingungen (Temperatur, Feuchtewechsel)
- unterschiedliche Bauzustände (Bauzustand, Änderung der Lagerungsbedingungen)

#### 5.2.1.1 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT [15 S.39ff]

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird im Eurocode 0 [15] folgendes Bemessungskonzept angegeben:

$$E_d \leq C_d$$

$E_d$  ... Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung aufgrund der maßgebenden Einwirkungskombination

$C_d$  ... Bemessungswert der Grenze für das maßgebende Gebrauchstauglichkeitskriterium

Zur Berechnung der Auswirkungen der Einwirkungen werden drei Einwirkungskombinationen angegeben. Die Anwendung dieser Kombinationen ist abhängig davon, ob einerseits nur das Erscheinungsbild gewahrt bleiben soll oder andererseits untergeordnete Bauteile vor Schäden geschützt werden sollen.

- charakteristische Einwirkungskombination (i.A. für nicht umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- häufige Einwirkungskombination (i.A. für umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



- quasi-ständige Einwirkungskombination (i.A. für Langzeitauswirkungen am Tragwerk)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

mit  $G_{k,j}$  ... charakteristischer Wert der ständigen Last

$P$  ... Vorspannung

$Q_{k,1}$  ... charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung

$Q_{k,i}$  ... charakteristische nicht maßgebende veränderliche Einwirkungen

$\psi$  ... Kombinationsbeiwerte (siehe folgende Abbildung)

Einwirkung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nutzlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-1)			
Kategorie A: Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
Fahrzeugverkehr im Hochbau Kategorie F: Fahrzeuggewicht $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: $30\text{kN} < \text{Fahrzeuggewicht} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorie H : Dächer	0	0	0
Schneelasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-3) <sup>a</sup>			
— Finnland, Island, Norwegen, Schweden	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe über 1000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperaturanwendungen (ohne Brand) im Hochbau, siehe EN 1991-1-5	0,6	0,5	0
ANMERKUNG Die Festlegung der Kombinationsbeiwerte erfolgt im Nationalen Anhang.			
<sup>a</sup> Bei nicht ausdrücklich genannten Ländern sollten die maßgebenden örtlichen Bedingungen betrachtet werden.			

**ABBILDUNG 5-19: KOMBINATIONSBEIWERTE FÜR DEN HOCHBAU [8 S.42]**

Im Folgenden werden einige wichtige Absätze aus der ÖNÖRM EN 1995-1-1 [8] angeführt:

- „Die Anfangsverformung  $u_{instr}$  siehe Abbildung 5-21, sollte für die charakteristischen Kombinationen von Einwirkungen unter Verwendung von Mittelwerten der entsprechenden Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln berechnet werden.“
- „Die Endverformung  $u_{fin}$ , siehe z. B.  $w_{fin}$  in Abbildung 5-21, sollte durch Überlagerung der Kriechverformung  $u_{creep}$  infolge der quasi-ständigen Kombination von

Einwirkungen mit der Anfangsverformung  $u_{inst}$  ermittelt werden. Die Kriechverformung sollte unter Verwendung der Mittelwerte der entsprechenden Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln und der maßgebenden Werte für  $k_{def}$ , die in folgender Abbildung abgegeben sind, berechnet werden."

Baustoff	Norm	Nutzungsstufe		
		1	2	3
Vollholz	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Brettschichtholz	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Furnierschichtholz (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Sperrholz	EN 636 Typ EN 636-1	0,80	–	–
	Typ EN 636-2	0,80	1,00	–
	Typ EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300 OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
Spanplatten	EN 312 Typ P4	2,25	–	–
	Typ P5	2,25	3,00	–
	Typ P6	1,50	–	–
	Typ P7	1,50	2,25	–
Holzfaserplatten, hart	EN 622-2 HB.LA	2,25	–	–
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	–
Holzfaserplatten, mittelhart	EN 622-3 MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	–	–
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	–
Holzfaserplatten, MDF	EN 622-5 MDF.LA	2,25	–	–
	MDF.HLS	2,25	3,00	–

**ABBILDUNG 5-20: WERTE FÜR  $k_{def}$  [8]**

- „Besteht ein Tragwerk aus Bauteilen oder Komponenten mit unterschiedlichen Kriecheigenschaften, so sollten die Langzeitverformungen aufgrund der quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen mit den Endwerten der Mittelwerte der entsprechenden Elastizitäts-, Schub- und Verschiebungsmoduln nach Kapitel 5.2.3 (siehe gängiges Verfahren) berechnet werden. Die Endverformung  $u_{fin}$  wird dann durch Überlagerung der Anfangsverformung infolge der Differenz der charakteristischen und der quasi-ständigen Kombinationen von Einwirkungen mit der Langzeitverformung berechnet.“
- „Wenn eine Verbindung aus Holzbauteilen mit dem gleichen zeitabhängigen Verhalten besteht, sollte der Wert für  $k_{def}$  verdoppelt werden.“
- „Wenn eine Verbindung aus zwei holzhaltigen Baustoffen mit unterschiedlichem zeitabhängigen Verhalten besteht, dann sollte die Berechnung der Endverformung mit dem folgenden Verformungsbeiwert  $k_{def}$  durchgeführt werden:“

$$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} k_{def,2}}$$

mit

$k_{def,1}$  und  $k_{def,2}$  als Verformungsbeiwerte für die beiden Holzteile

#### 5.2.1.2 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist im Eurocode 0 folgende Grundkombination für den Hochbau angegeben:

- Grundkombination

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Im Folgenden werden einige wichtige Absätze aus der ÖNÖRM EN 1995-1-1:2004 angeführt: [8]

„(1) Bei der Durchführung einer statischen Berechnung sind folgende Steifigkeitseigenschaften anzunehmen:

- die Mittelwerte für eine linear-elastische Spannungsberechnung nach Theorie 1. Ordnung für ein Tragwerk, bei dem die Verteilung der inneren Kräfte nicht durch die Steifigkeitsverteilung im Tragwerk beeinflusst wird (z. B. für den Fall, dass alle Bauteile dieselben zeitabhängigen Eigenschaften besitzen);
- die Mittelwerte im Endzustand angepasst an den Lastanteil, der die größten Spannung im Verhältnis zu Festigkeit verursacht, für eine linear-elastische Spannungsberechnung nach Theorie 1. Ordnung für ein Tragwerk, bei dem die Verteilung der inneren Kräfte durch die Steifigkeitsverteilung im Tragwerk beeinflusst wird (z. B. bei Bauteilen, die aus Materialien zusammengesetzt sind, die unterschiedliche zeitabhängige Eigenschaften besitzen)

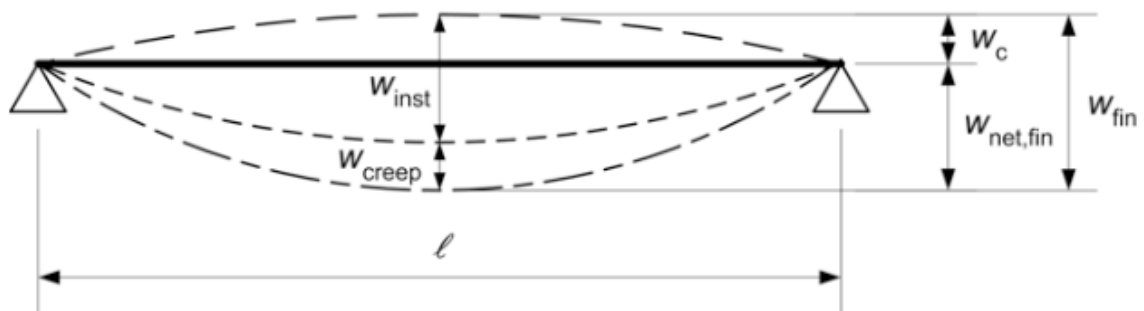
(2) Der Verschiebungsmodul einer Verbindung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ( $K_v$ ) ist in der Regel anzunehmen mit:

$$K_u = 2/3 * K_{ser}$$

mit  $K_{ser}$  als Anfangsverschiebungsmodul

### 5.2.2 DURCHBIEGUNG

Die Gebrauchstauglichkeit eines Bauteils wird in hohem Maße von der Durchbiegung bestimmt. Hierbei wird unterschieden zwischen sofortigen Verformungen  $w_{inst}$  und Verformungen, die sich über einen längeren Zeitraum aufbauen  $w_{creep}$ . In Abbildung 5-21 sind die Anteile der Durchbiegungen dargestellt.



**ABBILDUNG 5-21: ANTEILE DER DURCHBIEGUNG [8 S.42]**

Nachfolgend sind die empfohlenen Grenzwerte für Biegestäbe in Abbildung 5-22 dargestellt.

Bauteil	Empfohlener Grenzwert der Durchbiegung	
	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$
Durchbiegung infolge Einwirkungskombination	nicht umkehrbar (Schadensvermeidung)	umkehrbar (Erscheinungsbild)
Auswirkungen am Tragwerk		
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	$l/200$	$l/150$
Es bedeutet:		
$w_{inst}$ elastische Anfangsdurchbiegung des betrachteten Bauteils nach (7.2-E1), in mm		
$w_{net,fin}$ gesamte Enddurchbiegung (Enddurchbiegung abzüglich Überhöhung) des betrachteten Bauteils nach (NA.7.2), in mm		
$l$ Bezugslänge des betrachteten Bauteils, in mm		

**ABBILDUNG 5-22: GRENZWERTE DER DURCHBIEGUNGEN [14 S. 74]**

### 5.2.3 RECHENMODELLE [16 S.48FF]

Aufgrund des äußerst unterschiedlichen Langzeittragverhaltens von Beton und Holz ist es schwierig, das Langzeitverhalten der Holzbeton-Verbundkonstruktion genau zu berechnen. Im Folgenden werden einige Rechenmodelle kurz beschrieben.

#### Gängiges Verfahren

Üblicherweise wird das Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen über eine Abminderung der Werkstoffkennwerte Elastizitätsmodul  $E$ , Schubmodul  $G$  und der Verbindungssteifigkeit  $K$  berücksichtigt. Die Abminderung der Werkstoffkennwerte geschieht auf folgende Weise [16].

$$E_{i,fin} = E / (1 + \varphi_i)$$

$$G_{i,fin} = G / (1 + \varphi_i)$$

$$K_{i,fin} = K / (1 + \varphi_i)$$

mit  $\varphi_i$  ... Kriechzahl des jeweiligen Materials  
 $E$  ... Elastizitätsmodul des jeweiligen Materials  
 $G$  ... Schubmodul des jeweiligen Materials  
 $K$  ... Verschiebungsmodul des jeweiligen Materials

1	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen für den Zeitpunkt $t = 0$	Stabwerksmodell s. [7]
2	Bestimmung des Verhältnisses $g/q$ (ständige Last zu Gesamlast)	$\frac{g}{q} = \frac{g_{\text{Aufbau}} + g_{\text{Beton}} + g_{\text{Holz}}}{g + p}$ $= \frac{1,20 \text{ kN/m}^2 + 2,50 \text{ kN/m}^2 + 1,08 \text{ kN/m}^2}{4,78 \text{ kN/m}^2 + 3,50 \text{ kN/m}^2} = 0,577$
3	Berechnung des Kriechfaktors für Beton ( $\varphi_{\text{Beton}}$ ) nach Eurocode 2 [5] unter Einbeziehung der Betongüte, der Abmessungen und der Umweltbedingungen	$\varphi_{\text{Beton}} = \varphi_0 = 2,910$
4	Festlegung des Kriechfaktors für Holz der Serviceklasse 2	$\varphi_{\text{Holz,ve}} = 0,60$ $\varphi_{\text{Holz,ms}} = 0,40$
5	Ermittlung des modifizierenden Faktors $k_L$	$k_L = 0,7 \cdot \frac{g}{q} + 0,3 = 0,7 \cdot 0,577 + 0,3 = 0,7039$
6	Berechnung des Elastizitätsmoduls zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Gl. (11) für den Untergurt (Holz)	$E_{\text{Holz}}(t = \infty) = \frac{E_{\text{Holz}}(t = 0)}{1 + [k_L \cdot (\varphi_{\text{Holz,ve}} + \varphi_{\text{Holz,ms}})]}$ $= \frac{7400 \text{ N/mm}^2}{1 + [0,7039 \cdot (0,60 + 0,40)]} = 4343 \text{ N/mm}^2$
7	Berechnung des Elastizitätsmoduls zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Gl. (12) für den Obergurt (Beton)	$E_{\text{Beton}}(t = \infty) = \frac{E_{\text{Beton}}(t = 0)}{1 + [k_L \cdot \varphi_{\text{Beton}}]}$ $= \frac{29000 \text{ N/mm}^2}{1 + [0,7039 \cdot 2,910]} = 9513 \text{ N/mm}^2$
8	Simulation des Betonschwindens durch Generierung eines zusätzlichen Lastfalls „gleichmäßige Temperaturänderung“	$\Delta T = \frac{\varepsilon_{S\infty}}{\alpha_T} = \frac{-5,903 \cdot 10^{-4}}{1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{K}}} = -49,2 \text{ K}$
9	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen für den Zeitpunkt $t = \infty$	Nutzung des Stabwerksmodells unter Einbeziehung der obigen Ergebnisse

**ABBILDUNG 5-23: ZUSAMMENFASSENDE BEISPIELRECHNUNG [27 S.700]**

In Abbildung 5-23 ist ein Berechnungsbeispiel angeführt, das die Vorgangsweise für eine Verformungsberechnung zum Zeitpunkt  $t \neq 0$  darstellt. Weiters wird vorgeschlagen, zur Berücksichtigung des Betonschwindens einen zusätzlichen Lastfall „gleichmäßige Temperaturänderung“ zu generieren.

#### **Verfahren nach Cecotti und Covan**

CECOTTI und COVAN schlagen vor, das Langzeittragverhalten über eine unterschiedliche Abminderung der Elastizitätsmodule von Holz und Beton zu berücksichtigen. Wird das Langzeittragverhalten nur für einen Zeitschritt berechnet, so entspricht diese Methode dem gängigen Verfahren. Für mehrere Zeitschritte lässt sich das zeitabhängige Verhalten jedoch besser abschätzen. Die Abminderung der Werkstoffkennwerte geschieht folgendermaßen [16].

$$E(t_i) = \frac{E(t_{i-1})}{1 + \alpha(1 - e^{t_{i-1}-t_i})}$$

mit  $t_i, t_{i-1} \dots$  unterschiedlichen Zeitschritte in Jahren  
 $\alpha \dots$  Kriechzahl des jeweiligen Materials

### **Verfahren nach Kupfer und Kirmair**

Bei dem Verfahren von KUPFER und KIRMAIR werden die zeitabhängigen Verformungen über die Verwendung von fiktiven Elastizitätsmodulen für die jeweiligen Materialien berechnet. Der fiktive Elastizitätsmodul wird folgendermaßen berechnet.

<b><math>E_{f,i} = E_i / n_i</math></b>	$\phi_i \dots$ Kriechfaktor der Komponente i
	$k_i \dots$ Entlastungsfaktor der Komponente i
<b><math>n_{i,c} = 1 + k_i + \phi_i * f(\psi^i, \phi_i')</math></b>	$\psi^i \dots$ bezogener Systemkriechfaktor
	$\phi_i' \dots$ irreversibler Anteil des Kriechfaktors der
<b><math>\phi_i' = (\phi_i - k_i) / (1 + k_i)</math></b>	Komponente i

In der Funktion wird der bezogene Systemkriechfaktor  $\psi^i$  und der bezogene irreversible Anteil des Kriechfaktors  $\phi_i'$  der jeweiligen Komponente i berücksichtigt [16].

### **5.2.4 NACHRECHNUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE**

In folgendem Kapitel werden die Versuche, die im Zuge dieser Arbeit durchgeführt wurden, mit dem in Kapitel 5.1 vorgestellten FE- Modell nachgerechnet. Auf Basis dieser Berechnungen werden in weiterer Folge für zeitabhängige Berechnungen Empfehlungen für die Kriechzahlen der unterschiedlichen Materialien angegeben.

Der Ablauf der Versuche erfolgte nach folgenden Schritten:

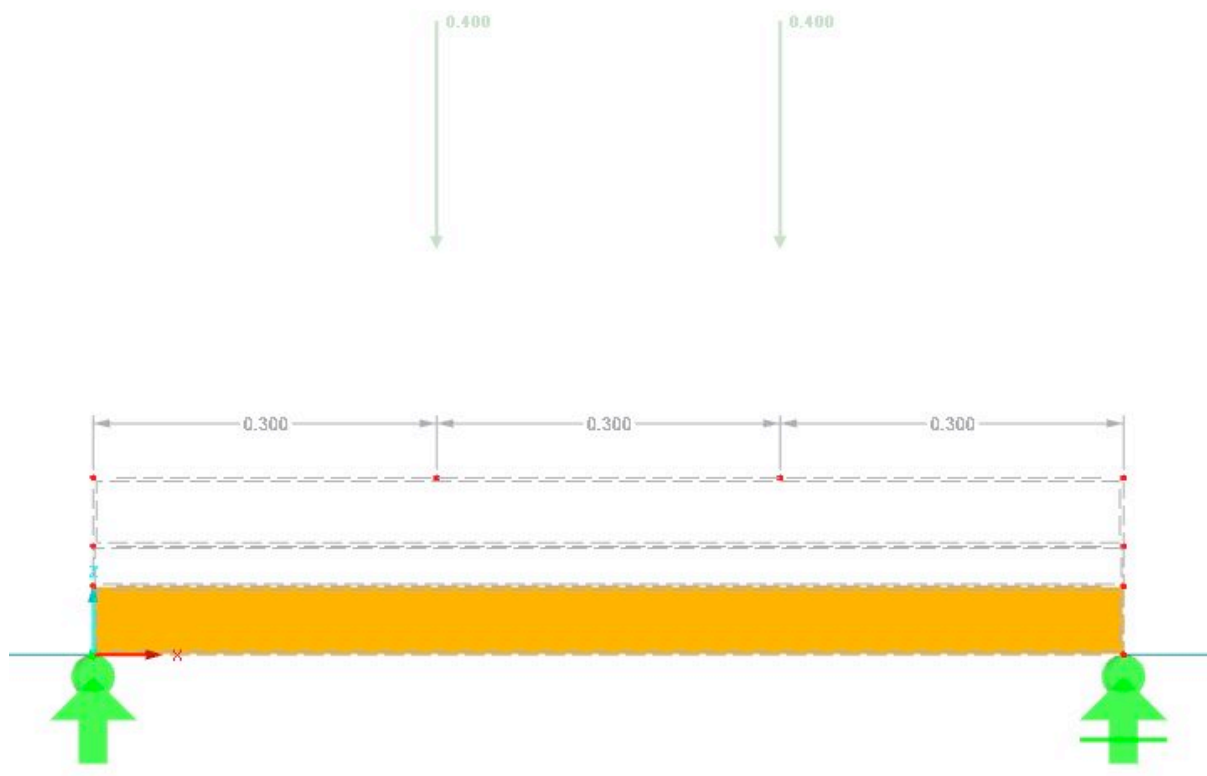
1. Herstellung der Probekörper
2. Entfernung der Schalung
3. Auflegen der Probekörper auf die Unterkonstruktion (nur Eigengewicht)
4. Anbringen der Messuhren in Feldmitte
5. Aufbringen der zusätzlichen Belastung (Zusatzlast)
6. Messung der Verformungen in Folge der Zusatzbelastung

Entsprechend dieser Belastungsgeschichte werden auch die FE-Berechnungen durchgeführt. In Tabelle 10 sind die Belastungen dargestellt:

**TABELLE 10: CHARAKTERISTISCHE LASTEN**

Belastung (charakteristische Last)	
Beton C25/30	$g = 25 \cdot 0,06 = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Holzleichtbeton	$g = 7,5 \cdot 0,035 = 0,27 \text{ kN/m}^2$
Brettsperrholz	$g = 5,5 \cdot 0,06 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Summe	$g_k = 2,10 \text{ kN/m}^2$
Zusatzlast	0,40 kN pro Einzellast

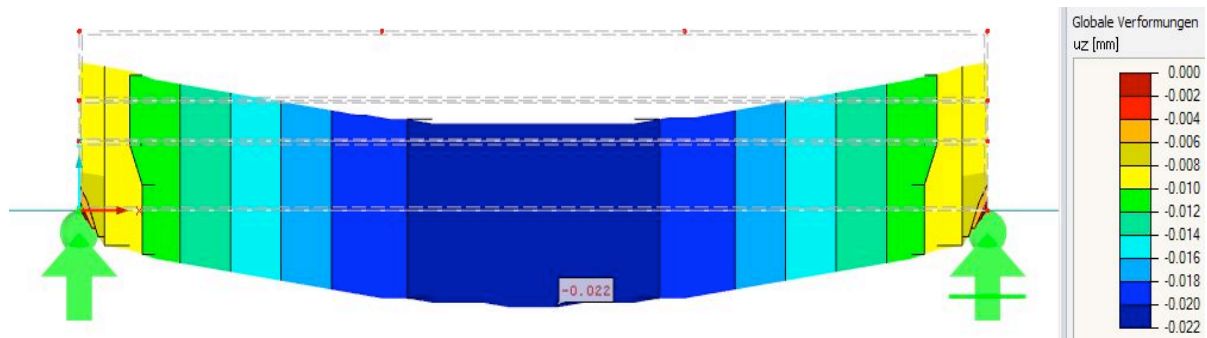
In der Abbildung 5-24 ist das statische System der Versuche dargestellt. Die Einzellasten wurden in den Drittelpunkten aufgebracht. Die gesamte Spannweite des Systems beträgt 0,90 m.



**ABBILDUNG 5-24: STATISCHES SYSTEM**

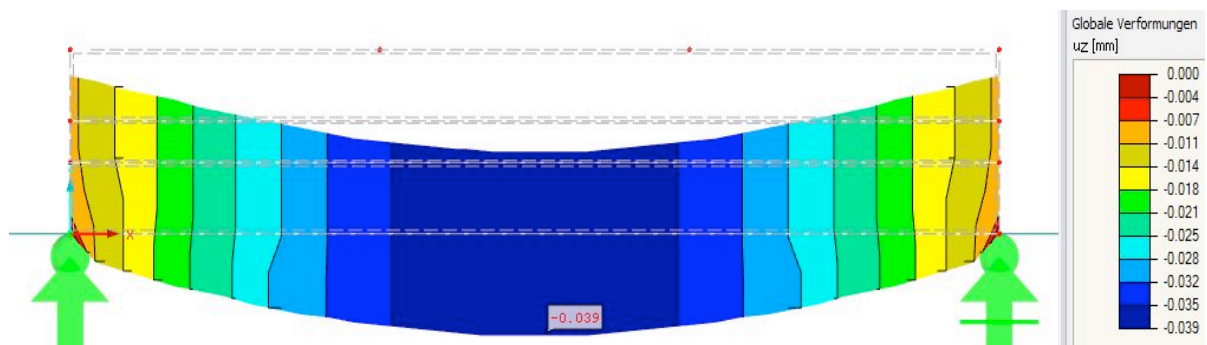
Der erste Berechnungsschritt berücksichtigt ausschließlich das Eigengewicht des Probekörpers. Wie in Abbildung 5-25 dargestellt, beträgt die Durchbiegung unter Eigengewicht 0,022 mm in Feldmitte.





**ABBILDUNG 5-25: VERFORMUNG UNTER EIGENGEWICHT<sup>2</sup>**

In weiterer Folge werden die Durchbiegungen unter der Zusatzbelastung ermittelt. Die Durchbiegung unter Zusatzlast beträgt 0,039 mm. In Abbildung 5-26 ist dies grafisch dargestellt.



**ABBILDUNG 5-26: VERFORMUNG UNTER ZUSATZLAST<sup>3</sup>**

Dieser Berechnungsschritt entspricht der gemessenen Anfangsverformung der Bauteilversuche, da die Messuhren erst nach dem Auflegen der Probekörper angebracht wurden. Das heißt, die Verformung aus dem Eigengewicht wurde hier nicht berücksichtigt. Vergleicht man die Ergebnisse der Versuche mit FE-Berechnungen, erkennt man, dass eine sehr gute Übereinstimmung erreicht wurde.

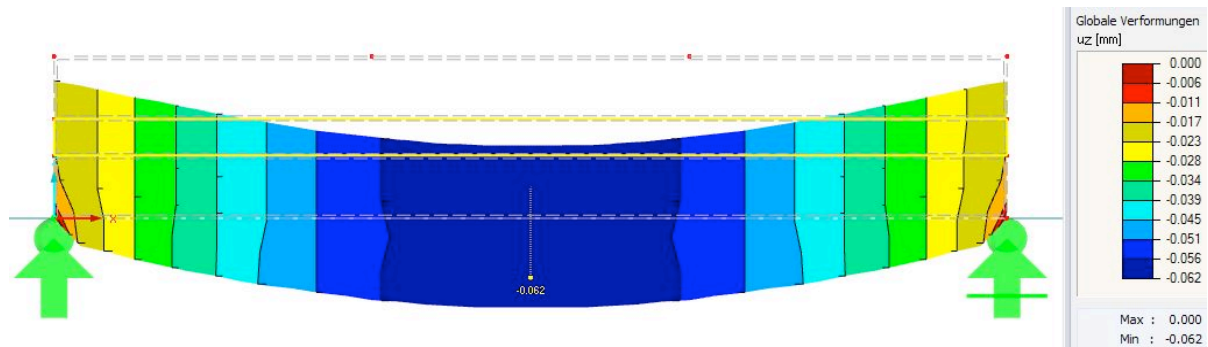
Zum Vergleich die gemessenen Verformungen der Bauteilversuche jeweils in Feldmitte:

- 0,03 mm beim Bauteilversuch 2 und
- 0,04 mm beim Bauteilversuch 3

Die gesamte Anfangsverformung beträgt somit 0,062 mm und wird in Abbildung 5-27 grafisch dargestellt. Dieser Wert ist für die Ermittlung der Kriechzahl des Systems erforderlich.

<sup>2</sup> Wurde berechnet und konnte nicht gemessen werden

<sup>3</sup> Die Berechnung entspricht der gemessenen Anfangsverformung



**ABBILDUNG 5-27: GESAMTE ANFANGSVERFORMUNG**

#### 5.2.4.1 ERMITTLUNG DER KRIECHZAHL

Wie in Kapitel 3.2 bereits erwähnt, beschränkt sich die Ermittlung der Kriechzahl des Systems auf die Ergebnisse der Bauteilversuche 2 und 3, da die Ergebnisse des Bauteilversuchs 1 doch deutlich abweichen.

Die Kriechzahl eines Baustoffes wird durch folgende Gleichung bestimmt:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_k - \varepsilon_{el}}{\varepsilon_{el}} = \frac{\Delta \varepsilon}{\varepsilon_{el}}$$

$\varepsilon_{el}$  ... elastische Anfangsverformung

$\varepsilon(k)$  ... gesamte Verformung zu bestimmtem Zeitpunkt

$\Delta \varepsilon$  ... Kriechverformung

**TABELLE 11: ERMITTLUNG DER KRIECHZAHL FÜR DAS VERBUNDSYSTEM**

	Bauteil 2	Bauteil 3
$\varepsilon_{el}(t=0)$	0,062 mm	0,062 mm
$\varepsilon_k, t=4\text{Monate}$	0,28 mm	0,22 mm
$\Delta \varepsilon$	0,218 mm	0,158 mm
$\varphi (t=4 \text{ Monate})$	3,52	2,55

In Tabelle 11 ist die Ermittlung der Kriechzahl aus den Versuchen dargestellt. Die errechnete mittlere Kriechzahl aus den Bauteilversuchen 2 und 3 beträgt 3,04.

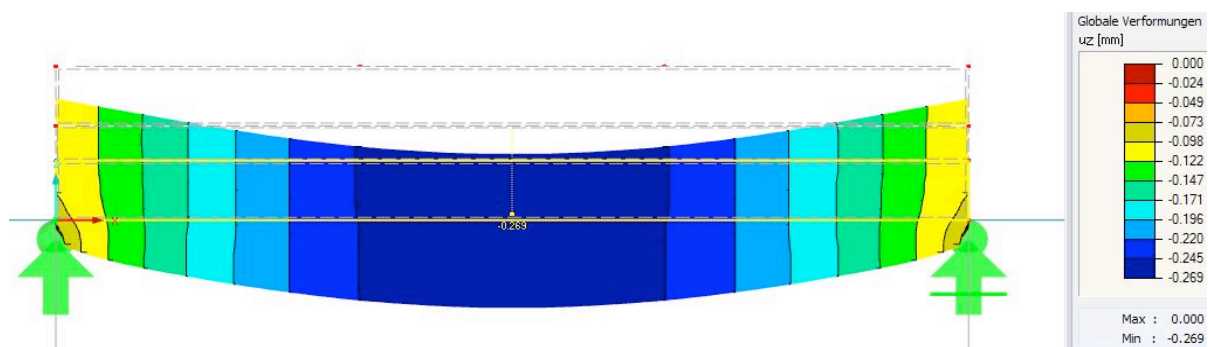
#### 5.2.4.2 LANGZEITBERECHNUNGEN

In folgendem Kapitel werden die Bauteilversuche rechnerisch überprüft und etwaige Abweichungen analysiert. Wie bereits erwähnt, beträgt die mittlere Kriechzahl aus den gemessenen Werten 3,04. In einem ersten Berechnungsschritt wird diese Kriechzahl auf das gesamte System angewandt. Bei den folgenden Berechnungen wurde das gängige Verfahren, welches in Kapitel 5.2.3 beschrieben wurde, angewandt, das heißt, der Elastizitätsmodul und der Schubmodul der einzelnen Schichten wurden mit dem Kriechfaktor von 3,04 abgemindert. Des Weiteren wird bei dem gängigen Verfahren die Definition eines Temperaturlastfalls zur Berücksichtigung des Betonschwindens empfohlen. Da der Beton erst nach 29 Tagen Aushärtezeit belastet wurde und die Klimadaten sehr geringe Schwankungen aufwiesen, wird auf die Definition eines Temperaturlastfalls verzichtet. Die Klimadaten wurden konstant über einen Zeitraum von 2 Wochen gemessen. In Tabelle 12 sind die gemessenen Daten angegeben.

**TABELLE 12: KLIMADATEN VON 09.02.2016 BIS 23.02.2016**

	Max	Min	Mittelwert
Temperatur	21	19,5	20,25
Relative Luftfeuchte [%]	41	35,5	38,25

Bei der Berechnung mit einer Kriechzahl können die Versuchsergebnisse relativ genau nachgerechnet werden. Die mittlere Verformung des Bauteils 2 und 3, bei einer Belastungsdauer von 4 Monaten, liegt bei 0,25 mm. Den Berechnungen zufolge beträgt die Verformung 0,26 mm. In Abbildung 5-28 ist das Berechnungsergebnis dargestellt.



**ABBILDUNG 5-28: LANGZEITBERECHNUNG MIT EINER KRIECHZAHL**

Die Berechnungen stimmen in diesem Fall mit den Messungen sehr gut überein. Allerdings handelt es sich, wie in Kapitel 3.1 beschrieben, bei diesem Verbundquerschnitt um ein innerlich statisch unbestimmtes System. Aus diesem Grund wäre eine Umlagerung der

Spannungen innerhalb des Querschnittes zu erwarten. Eine Umlagerung der Spannungen von dem Betonquerschnitt auf den Holzquerschnitt ist zu erwarten. Ein weiterer Anlass dafür, die Versuchsergebnisse kritisch zu betrachten ist, dass die angewendete Kriechzahl von 3,04 für den Holzquerschnitt und auch für den Betonquerschnitt auf jeden Fall zu hoch ist. Die Endkriechzahl  $k_{\text{def}}$  von Holz liegt abhängig von der Nutzungsklasse gemäß des Eurocodes 5 [8] zwischen 0,60 und 2,0. Eine Kriechzahl von 2,0 wird jedoch lediglich bei der Nutzungsklasse 3 angewendet. Die Nutzungsklasse 3 wird verwendet für Bauteile, die frei der Witterung ausgesetzt sind. Da die Bauteilversuche unter Laborbedingungen durchgeführt wurden, sind diese nicht der Nutzungsklasse 3 zuzuordnen.

Der Eurocode 2 [17 S.222f] gibt Grundgleichungen für die Ermittlung der Kriechzahl für Beton zu einem bestimmten Zeitpunkt an. Das Kriechen des Betons wird maßgeblich von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Umgebungsklima
- Abmessungen des Bauteils
- Zusammensetzung des Betons
- Betonalter beim erstmaligen Aufbringen der Belastung

Alle diese Faktoren werden bei Ermittlung der Kriechzahl gemäß den Grundgleichungen aus dem Eurocode 2 [17] berücksichtigt. Die Grundformeln zur Berechnung der Kriechzahl zu einem bestimmten Zeitpunkt kann über folgende Formel berechnet werden. Der gesamte Formelapparat sowie die Berechnung der Kriechzahl des Betons werden dieser Arbeit im Anhang beigelegt.

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

mit

$\phi(t, t_0)$  ... Kriechzahl

$\beta_c(t, t_0)$  ... Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

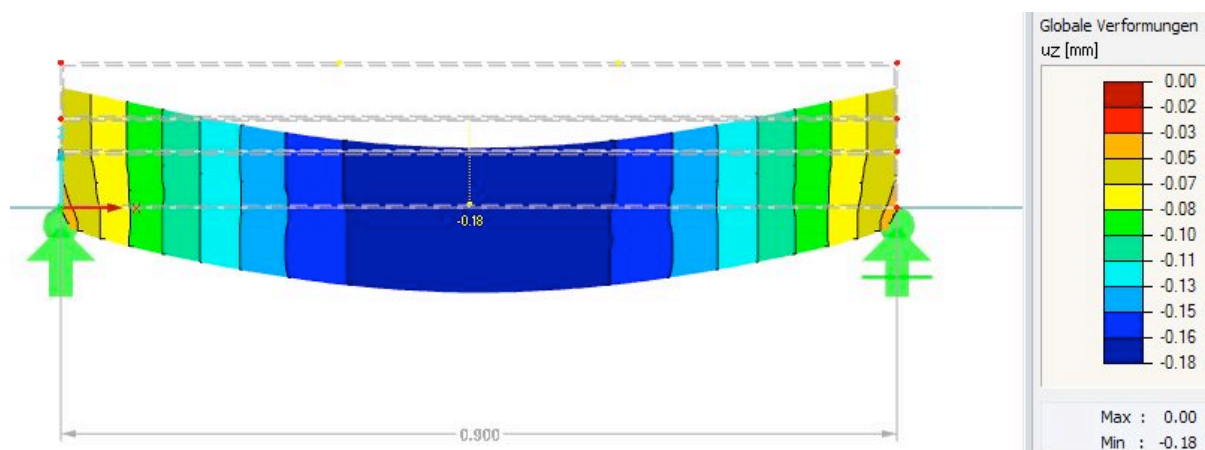
$\phi(t, t_0)$  ... Grundzahl des Kriechens

Den Berechnungen zufolge ergibt sich für den betrachteten Zeitpunkt eine Kriechzahl von 1,91 für den Beton. In einem weiteren Berechnungsschritt werden die Materialkennwerte mit folgenden Kriechzahlen abgemindert:

- Beton:  $\varphi = 1,91$
- Holzleichtbeton/Verbindungssteifigkeit:  $\varphi = 3,04$
- Holz:  $\varphi = 0,80$

Für die Betonschicht und die Holzschicht werden die Kriechzahlen der aktuellen Normen verwendet. Da die Holzleichtbetonschicht als mittlere Schicht den Schubverbund zwischen der Holzschicht und der Betonschicht herstellt, wird hier auch das Kriechen der Verbindungssteifigkeit berücksichtigt. Aus diesem Grund wird vorerst die Mittelschicht weiterhin mit der Kriechzahl von 3,04 abgemindert. Mit diesen Kriechzahlen sind, wie die folgende Berechnung bestätigt, deutlich geringere Verformungen zu erwarten. Um dieselbe Verformung zu erreichen wie mit einer Kriechzahl, wäre in der Mittelschicht eine Kriechzahl von ca. 17 erforderlich.

Wie man in Abbildung 5-29 erkennen kann, ergeben sich mit den zuvor genannten Kriechzahlen deutlich geringere Verformungen im Vergleich zu der Berechnung mit einer Kriechzahl für das gesamte System. Wie dargestellt beträgt die Verformung 0,18 mm. Dies entspricht einer um 44 % geringeren Verformung gegenüber der Berechnung mit einer Kriechzahl. Dieses Ergebnis lässt vermuten, dass mit den Kriechzahlen gemäß den aktuellen Normen die Vorgänge innerhalb des Verbundquerschnitts nicht ganz korrekt erfasst werden können. Möglicherweise sind Schwindeinflüsse dafür verantwortlich. Die oben angegebenen Kriechzahlen berücksichtigen ausschließlich Kriecheinflüsse und keine Schwindeinflüsse. In Kapitel 5.2.4.3 wird versucht, das Betonschwinden zu simulieren und den Grund für die Abweichung der Verformung näher zu analysieren.

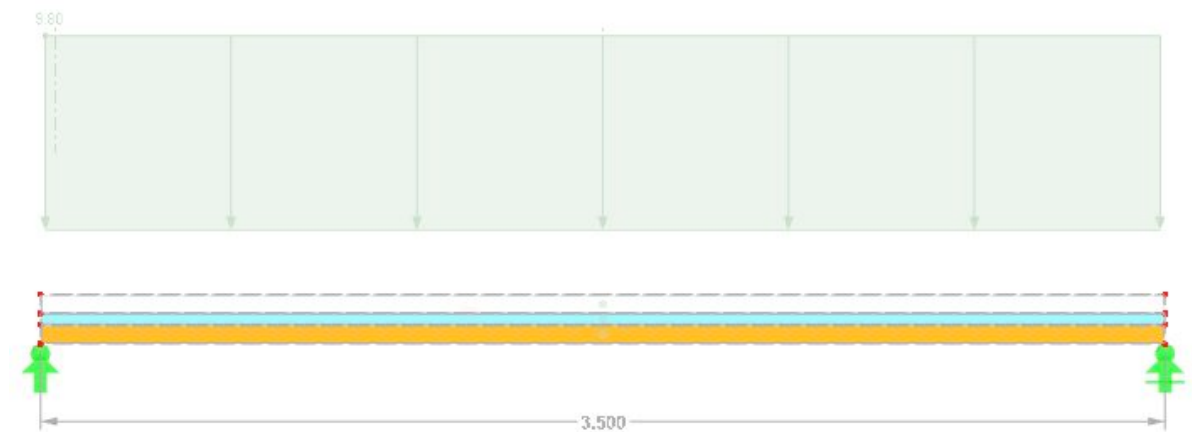


**ABBILDUNG 5-29: LANGZEITBERECHNUNG MIT ANGEPASSTER KRIECHZAHL**

Das System wird ebenfalls mit Schrauben modelliert, um auch eine Veränderung der Schraubenkräfte analysieren zu können. Die Berechnungsergebnisse im Vergleich zu der

Berechnung mit verschmiertem Schubmodul in der Mittelschicht sind nahezu ident. Diese sehr gute Übereinstimmung ist darauf zurückzuführen, dass die Schrauben aufgrund der geringen Spannweite sehr gleichmäßig über das System verteilt sind.

Für die Analyse der Spannungsumlagerungen wird ein für den Querschnittsaufbau der Versuche adäquates statisches System mit in der Praxis üblichen Belastungen gewählt. In Abbildung 5-30 ist das statische System mit einer Spannweite von 3,50 m dargestellt.



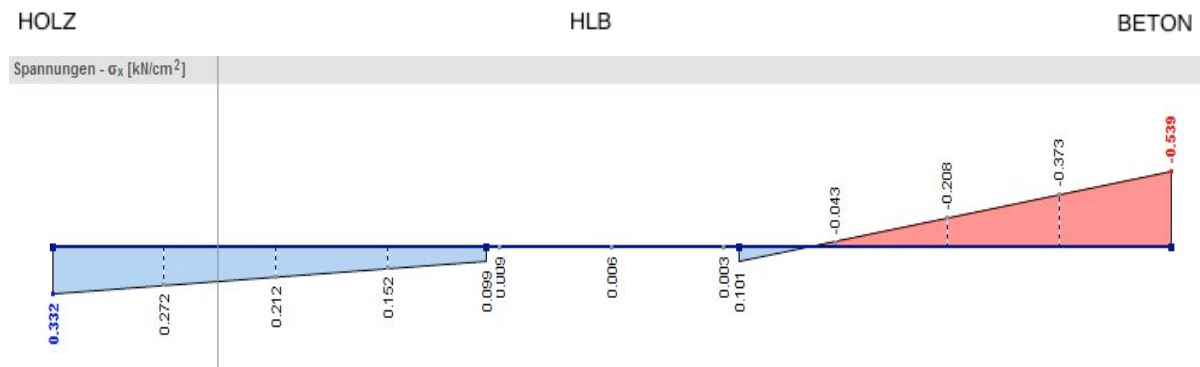
**ABBILDUNG 5-30: STATISCHES SYSTEM**

In folgender Tabelle 13 sind die Lastannahmen für die Spannungsberechnungen dargestellt.

**TABELLE 13: LASTANNAHMEN**

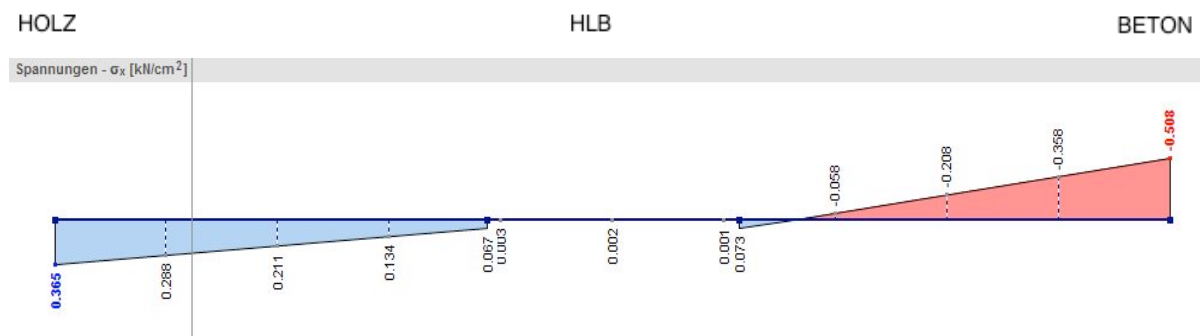
Belastung	
Eigengewicht	
g <sub>1,k</sub>	2,10 kN/m <sup>2</sup>
g Ausbaulast, k	1,60 kN/m <sup>2</sup>
Summe g <sub>k</sub>	3,70 kN/m <sup>2</sup>
Summe g <sub>d</sub>	5,00 kN/m <sup>2</sup>
Nutzlast (charakteristische Last)	
q <sub>k</sub>	3,20 kN/m <sup>2</sup>
q <sub>d</sub>	4,80 kN/m <sup>2</sup>
Gesamtlast (charakteristische Last)	
p <sub>k</sub>	6,90 kN/m <sup>2</sup>
p <sub>d</sub>	9,80 kN/m <sup>2</sup>

Den Berechnungen zufolge ergeben sich die in den folgenden Abbildungen dargestellten Spannungsverläufe. Abbildung 5-31 stellt dabei den Spannungsverlauf zum Zeitpunkt  $t=0$  dar.



**ABBILDUNG 5-31: SPANNUNGSVERLAUF ZU BEGINN**

In Abbildung 5-32 hingegen ist der Spannungsverlauf nach Ende des Betrachtungszeitraumes dargestellt.



**ABBILDUNG 5-32: SPANNUNGSVERLAUF NACH 4 MONATEN**

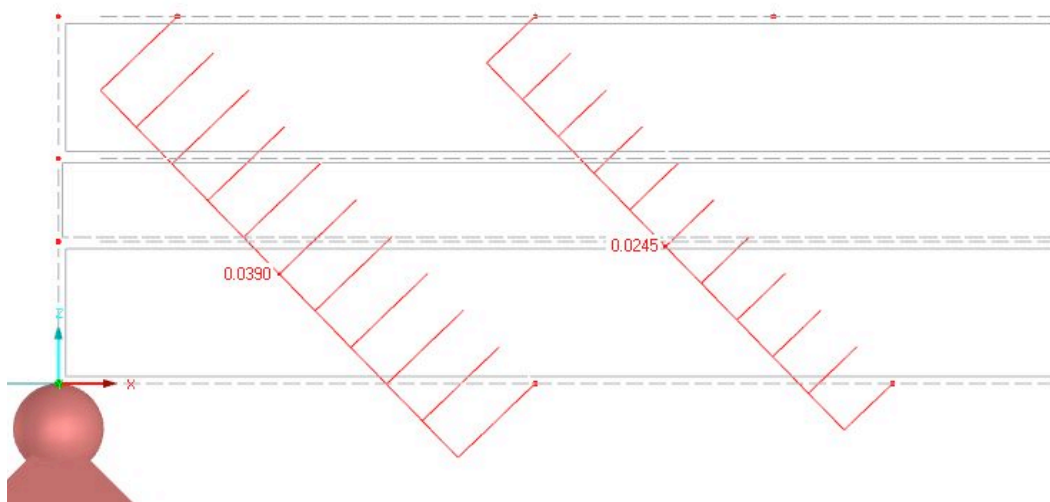
Aufgrund der Abminderung der Materialeigenschaften mit den jeweiligen Kriechzahlen kommt es innerhalb des Systems zu Umlagerungen der Spannungen. Wie zu erwarten war, entzieht sich der Beton einem Teil der Belastung. Die Spannungen in der Holzschicht hingegen werden entsprechend höher. In Tabelle 14 sind die Spannungen und die zugehörigen Verformungen zum Zeitpunkt  $t=0$  und  $t=4$  Monate dargestellt.

**TABELLE 14: SPANNUNGSUMLAGERUNGEN**

	t = 0	t = 4 Monate	Änderung
<b>Verformungen</b>	3,22 mm $\underline{\Delta} L/1089$	8,51 mm $\underline{\Delta} L/411$	2,67 fach
<b>Beton</b>			
oben	-0,539 kN/cm <sup>2</sup>	-0,508 kN/cm <sup>2</sup>	94 %
unten	0,101 kN/cm <sup>2</sup>	0,073 kN/cm <sup>2</sup>	72 %
<b>Holz</b>			
oben	0,099 kN/cm <sup>2</sup>	0,067 kN/cm <sup>2</sup>	67 %
unten	0,332 kN/cm <sup>2</sup>	0,365 kN/cm <sup>2</sup>	110 %

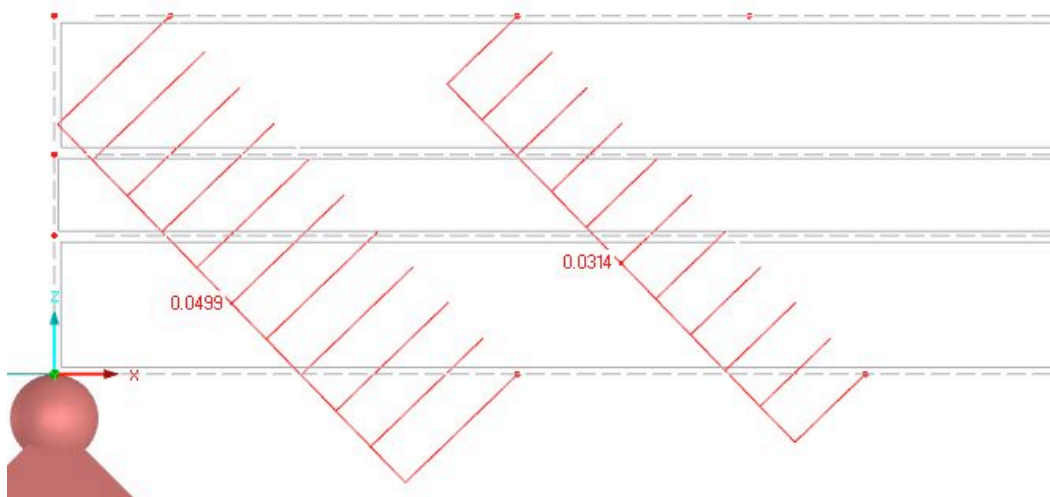
An den Spannungsverläufen kann man erkennen, dass die Nulllinie des Querschnitts in der Betonschicht liegt. Der Abstand der Nulllinie liegt bei 5,68 cm vom oberen Rand der Betonschicht. Aus diesem Grund wird die Betonschicht nicht nur durch Druckspannungen sondern unterhalb der Nulllinie auch durch Zugspannungen beansprucht.

Weiters ist aufgrund des geringeren Schubverbundes auch eine Erhöhung der Schraubenkräfte zu erwarten. Dies wurde ebenfalls rechnerisch mittels einer FE- Berechnung untersucht. Die errechneten Schraubenkräfte zum Zeitpunkt t = 0, das heißt unter Eigengewicht und nach Aufbringen der Belastung, betragen 0,039 kN in den auflagnernahen Schrauben und 0,0245 kN in der zweiten Schraubenreihe. In folgender Abbildung 5-33 sind die Schraubenkräfte dargestellt.

**ABBILDUNG 5-33: SCHRAUBENKRÄFTE ZUM ZEITPUNKT T=0**



Nach Abminderung der Materialeigenschaften und dem daraus resultierenden geringeren Schubverbund kommt es zu einer Erhöhung der Schraubenkräfte um ca. 28 %. Die Zunahme der Schraubenkräfte ist auf beide Schraubenreihen gleichermaßen verteilt. Den Berechnungen zufolge kommt es nach dem betrachteten Zeitraum zu Normalkräften in den auflagnahen Schrauben von 0,0499 kN und in der zweiten Schraubenreihe von 0,0314 kN. Die Schraubenkräfte nach dem betrachteten Zeitraum sind in nachfolgender Abbildung 5-34 dargestellt.



**ABBILDUNG 5-34: SCHRAUBENKRÄFTE ZU ZEITPUNKT  $t = 4$  MONATE**

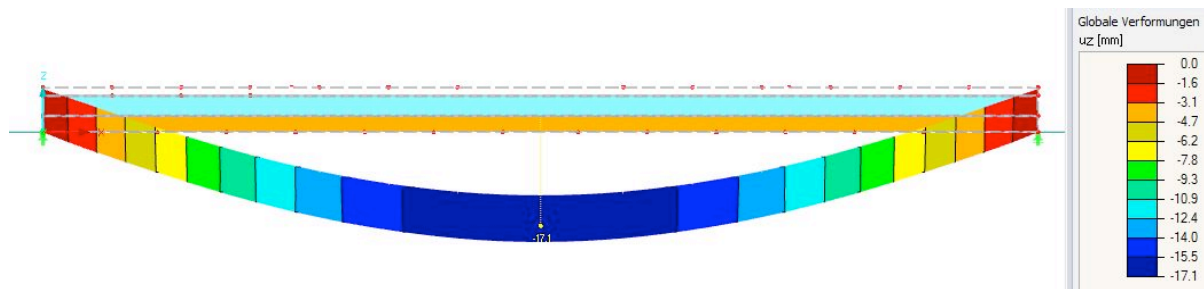
In einem weiteren Berechnungsschritt wird versucht, den Einfluss der Anordnung der Verbindungsmittel auf das Langzeittragverhalten zu analysieren. Aufgrund der geringen Spannweite der Bauteilversuche wird für diese Berechnungen das Bemessungsbeispiel mit einer Spannweite von 7,20 m herangezogen. Es werden folgende Schraubenanordnungen untersucht:

- Verbindungsmittel über das gesamte System verteilt
- Verbindungsmittel im Auflagerbereich

In Kapitel 5.3.1 wird auf die Anordnung der Verbindungsmittel näher eingegangen. Den Ergebnissen zufolge ergibt sich bei einer gleichmäßigen Verteilung der Verbindungsmittel über das gesamte System ein steiferes Kurzzeittragverhalten als bei der Anordnung der Schrauben ausschließlich in Auflagnähe. Mit den folgenden Berechnungen soll analysiert werden, ob sich diese Gesamtsteifigkeit auch in einem größeren Verformungsanstieg bei Langzeiteinwirkungen widerspiegelt. Für die Berechnungen wurden weiterhin folgende Kriechzahlen herangezogen.

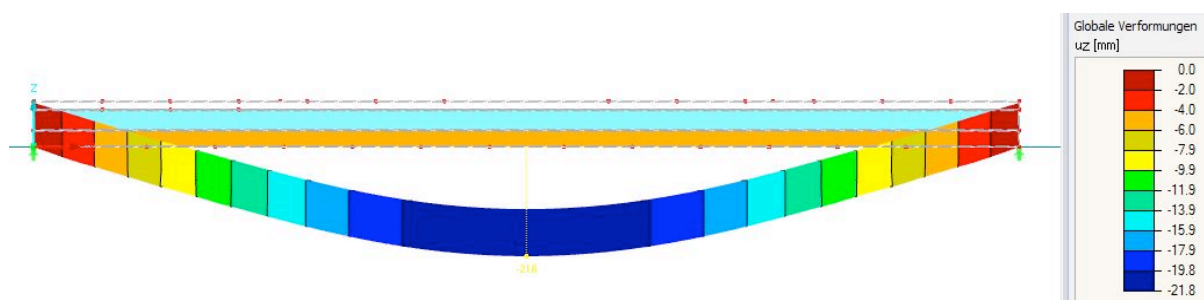
- Beton: 1,91
- Holzleichtbeton/Verbindungssteifigkeit: 3,04
- Holz: 0,80

Bei Kurzeiteinwirkungen beträgt die Verformung des Systems bei gleichmäßig verteilten Schrauben über das gesamte System 8,0 mm. Die Berechnung mit Berücksichtigung der oben genannten Kriechzahlen ergibt eine Verformung von 17,1 mm. In Abbildung 5-35 ist das Berechnungsergebnis dargestellt.



**ABBILDUNG 5-35: BERECHNUNGSERGEBNIS - VERBINDUNGSMITTEL ÜBER GESAMTEN TRÄGER VERTEILT**

Bei dem System mit Schrauben ausschließlich im Auflagerbereich ergibt sich bei Kurzeiteinwirkung eine Verformung von 9,10 mm. Die Berechnung infolge Langzeiteinwirkung hingegen ergibt eine Durchbiegung in Feldmitte von 21,80 mm. Folgende Abbildung 5-36 zeigt das Berechnungsergebnis mit einer Verbindungsmittelanordnung in auflagnernahen Bereichen. Der Abstand der Verbindungsmittel beträgt in Längsrichtung 50 cm und in Querrichtung 25 cm.



**ABBILDUNG 5-36: BERECHNUNGSERGEBNIS - VERBINDUNGSMITTEL IM AUFLAGERBEREICH**

Die Ergebnisse der Berechnungen werden in Tabelle 15 gegenübergestellt.

**TABELLE 15: EINFLUSS DER SCHRAUBENANORDNUNG**

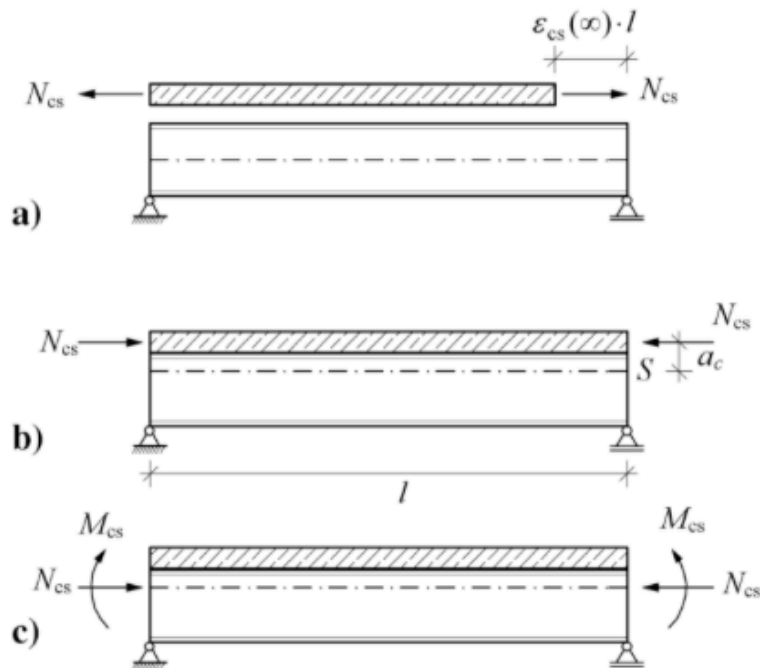
	w (t=0)	w (t=4 Monate)	Verformungsanstieg
<b>gleichmäßig verteilt</b>	8,0 mm	17,10 mm	2,13 fach
<b>im Auflagerbereich</b>	9,1 mm	21,8 mm	2,40 fach
<b>ohne Schrauben</b>	13,7 mm	42,6 mm	3,11 fach

Bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse sieht man, dass die Anordnung der Verbindungsmittel, bei sonst identem System, einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten des Systems hat. Am deutlichsten zeigt sich dieses Verhalten bei dem System ohne Schrauben. Aus diesen Erkenntnissen kann man schließen, dass der Einfluss der Verbindungsmittel auf das Langzeittragverhalten mit steigender Verbindungssteifigkeit abnimmt. Diese Erkenntnis beruht in erster Linie auf den FE- Berechnungen und muss durch Versuche abgesichert werden. Aus den Versuchen, die im Zuge dieser Arbeit gemacht wurden, können diesbezüglich keine Aussagen getroffen werden, da die Anordnung der Verbindungsmittel bei allen Versuchen gleich war.

#### 5.2.4.3 SIMULATION DES BETONSCHWINDENS

In diesem Kapitel wird versucht, das Betonschwinden zu simulieren und den Abweichungen zwischen den gemessenen Verformungen und den berechneten Verformungen mit den Kriechzahlen gemäß den aktuellen Normen näher auf den Grund zu gehen. Der Eurocode 2 [17] gibt wie für die Berechnung der Kriechzahl auch Grundformeln für die Berechnung der Gesamtschwinddehnung des Betons zu einem bestimmten Zeitpunkt an.

Um das Schwinden des Verbundsystems zu berücksichtigen, wird folgendes Berechnungsmodell (Abbildung 5-37) herangezogen.



**ABBILDUNG 5-37: BERECHNUNGSMODELL FÜR SCHWINDEN EINES VERBUNDSYSTEMS [5 S.64]**

Bei Verbundsystemen handelt es sich in Bezug auf das Schwinden um unsymmetrische Querschnitte. Würde der Betongurt von dem restlichen System getrennt werden, kann dieser ungehindert schwinden. Wie in a) dargestellt wäre eine Zugkraft  $N_{cs}$  notwendig, um die Verkürzung rückgängig zu machen. Würde der Verbund dann wieder hergestellt, wirkt eine Druckkraft im Schwerpunkt des Betongurtes. Die Druckkraft lässt sich auf folgende Weise berechnen [5 S.63f]:

$$N_{cs} = E_s \cdot A_c \cdot \epsilon_{cs}$$

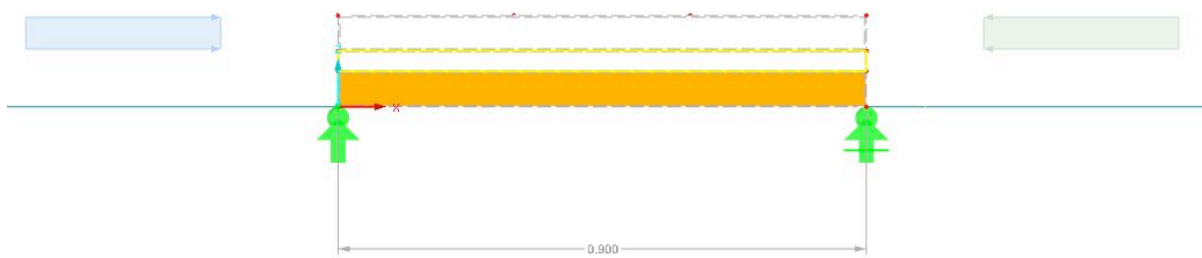
mit  $A_c$  ... Betonquerschnitt

$\epsilon_{cs}$  ... Gesamtschwinddehnung

Die Gesamtschwinddehnung für den betrachteten Zeitraum wurde mit -0,35 Promille berechnet. Die diesbezüglichen Berechnungen werden dieser Arbeit im Anhang beigelegt. Daraus ergibt sich eine Druckkraft von  $N_{cs} = 88,74$  kN. Diese Druckkraft wird gleichmäßig verteilt in horizontaler Richtung auf den Betonquerschnitt aufgebracht. Somit ergibt sich eine Belastung von:

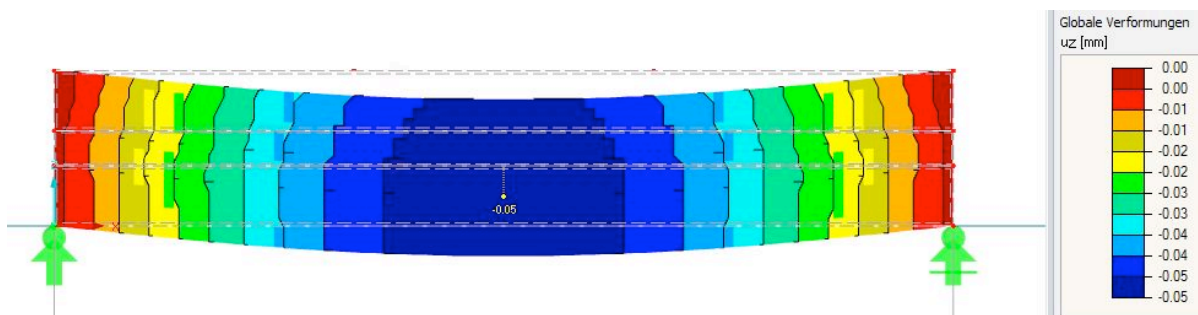
$$p_{cs} = N_{cs} / A_c = 88,74 / (0,06 \cdot 0,30) = \underline{4930 \text{ kN/m}^2}$$

In folgender Abbildung 5-38 ist das System mit Belastung dargestellt.



**ABBILDUNG 5-38: STATISCHES SYSTEM MIT BELASTUNG AUS SCHWINDEN**

Die resultierenden Verformungen aus der Druckkraft  $N_{cs}$  betragen 0,05 mm. Das Berechnungsergebnis ist nachfolgend in Abbildung 5-39 dargestellt.



**ABBILDUNG 5-39: VERFORMUNG INFOLGE BETONSCHWINDEN**

Somit ergibt sich eine errechnete Gesamtverformung von 0,23 mm mit folgenden Anteilen:

- 0,18 mm infolge Belastung und Kriechenfluss
- 0,05 mm infolge Schwinden

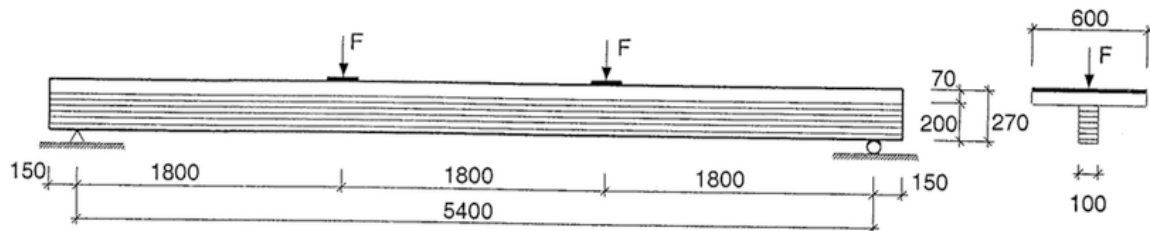
Die errechneten Verformungen können somit mit dem zuvor dargestellten Modell für Kriechen in Kombination mit den hier dargestellten Ansätzen für Schwinden relativ gut nachgerechnet werden.

Abschließend kann also davon ausgegangen werden, dass das Schwinden des Betons im speziellen am Anfang einen deutlichen Einfluss auf das Verbundsystem hat.

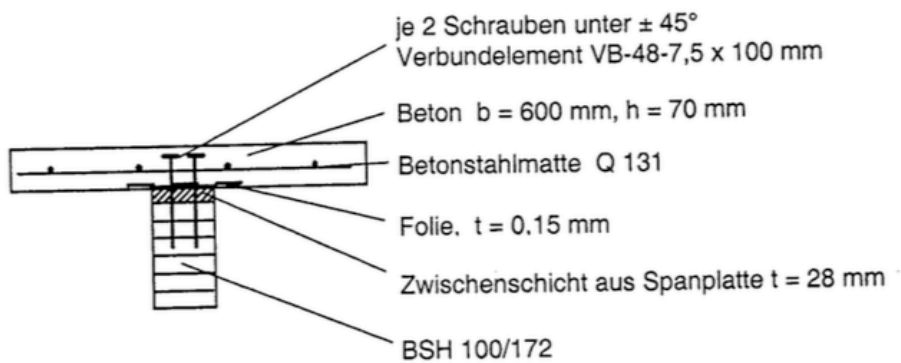
#### 5.2.4.4 ERGEBNISSE ALTERNATIVER FORSCHUNGEN HOLZ-BETON-VERBUNDTRÄGERN

In diesem Kapitel werden Ergebnisse der Forschungsarbeit [18] „Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen“ von H. J. Blaß und M. Romani beschrieben. Innerhalb dieser Forschungsarbeit wurden Langzeituntersuchungen von Holz-Beton Konstruktionen über 6 ¼ Jahre von Mai 1995 bis August 2001 durchgeführt. Die Probekörper wurden dabei dem Außenklima mit üblichen Klimaschwankungen ausgesetzt. Bei den Probekörpern kamen unterschiedliche Verbindungsmittel zum Einsatz. Unter anderem wurden auch Schrauben

verwendet, die in  $45^\circ$  eingebohrt wurden. Die Abbildung 5-40 und Abbildung 5-41 zeigen exemplarisch das statische System und den Aufbau der Versuche. Die Aufbauten weiterer Versuche und die Anordnung der Verbindungsmittel werden dieser Arbeit im Anhang beigelegt.



**ABBILDUNG 5-40: STATISCHES SYSTEM DER VERSUCHE [18]**



**ABBILDUNG 5-41: AUFBAU DER VERSUCHE [18]**

Die Belastung wurde für eine typische Nutzung solcher Träger gewählt. In Tabelle 16 sind die ermittelten Kriechzahlen aus den Versuchen dargestellt, wobei die Abkürzungen folgendermaßen für die verwendeten Verbindungsmittel stehen:

- SCH: Schrauben unter  $45^\circ$  und einer Zwischenschicht von 28 mm
- NAG: Nagelplatte zwischen Holz und Beton
- N+S: Betonnocken  $d = 70$  mm und Dornen aus Betonstabstahl  $d = 20$  mm zwischen Holzträger und Betonplatte
- NPL: bewehrte Betonnocken zwischen KERTO Q und Betonplatte

**TABELLE 16: KRIECHZAHLEN DER VERBUNDTRÄGER [18 S.24]**

Versuchsreihe	500 Tage	1200 Tage	2280 Tage	18250 Tage
SCH	2,08	2,45	2,73	3,61
NAG	1,63	1,86	2,03	2,60
N+S	1,62	1,91	2,13	2,83
NPL	1,31	1,51	1,66	2,14

die Werte für 18250 Tage sind extrapoliert

Aus den Kriechzahlen in Tabelle 16 lässt sich deutlich erkennen, dass das Kriechverhalten bei dem System mit Schrauben am stärksten ausgeprägt ist. Die Verfasser geben hierfür als Grund vor allem die vorhandene Zwischenschicht zwischen Beton und Holz an. Des Weiteren wird diese Annahme dadurch bestärkt, dass KENEL ET AL (1998) dieses erhöhte Kriechverhalten bei Systemen mit einer Zwischenschicht ebenfalls beobachtet haben. Die angegebenen Kriechzahlen nach 18250 Tagen sind allerdings kritisch zu betrachten, da nicht zu erwarten ist, dass sich über den Beobachtungszeitraum von 6 ¼ Jahren hinaus ein derartiger Anstieg der Kriechzahl einstellt. [18 S.12ff]

#### 5.2.4.4.1 Vergleichsrechnungen

Die Nachrechnung der Versuche wurde von den Verfassern mit dem gängigen Verfahren aus Kapitel 5.2.3 durchgeführt. Die errechneten Verformungen der Verbundträger waren um ca. 50% niedriger als die gemessenen Verformungen. Als Grund dafür wird eine zu geringe Abminderung der Materialeigenschaften und der Verbindungssteifigkeit angegeben. Um alternative Kriechzahlen für die Berechnung bestimmen zu können, wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass Holz-Beton-Verbundkonstruktionen vor allem vom Kriechverhalten des Holzes und der Verbindungssteifigkeit beeinflusst werden. Aus den Ergebnissen der Parameterstudie geben die Verfasser folgende empfohlene Kriechzahlen zur Abminderung der Materialeigenschaften an: [18 S.33ff]

- Beton: Kriechzahl aus den aktuellen Normen
- Verbindung:  $\varphi = 3,87$
- Holz:  $\varphi = 2,0$

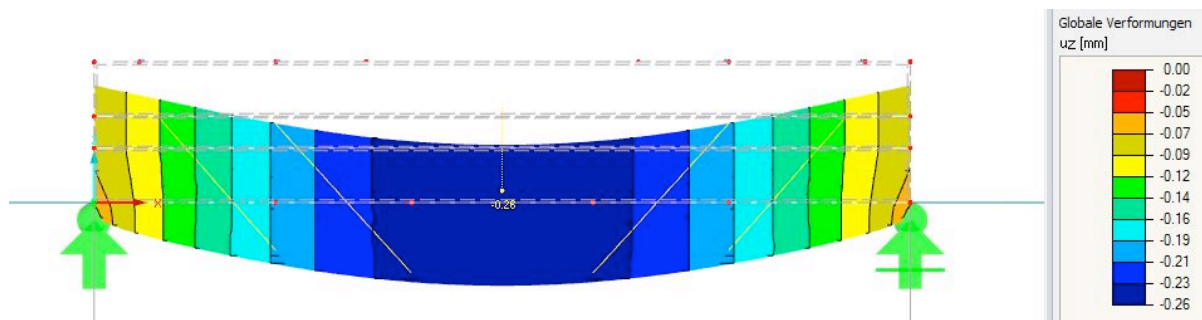
Im folgenden Kapitel wird die Berechnung mit diesen Kriechzahlen ein weiteres Mal durchgeführt.

#### 5.2.4.5 BERECHNUNG MIT ALTERNATIVEN KRIECHZAHLEN

Bei der folgenden Berechnung werden die Materialeigenschaften mit den zuvor genannten Kriechzahlen abgemindert. Bei diesen Kriechzahlen handelt es sich um Endkriechzahlen,

somit entspricht das Ergebnis nicht einer Nachrechnung der Versuche, sondern einer Simulationsberechnung zum Zeitpunkt  $t = \infty$ .

Für den Beton wird die Kriechzahl, wie schon für die Nachrechnung der Versuche, gemäß der aktuellen Normung berechnet. Den Berechnungen zufolge ergibt sich für  $t = \infty$  eine Kriechzahl von  $\varphi = 3,23$ . Die Berechnung diesbezüglich wird dieser Arbeit im Anhang angefügt. Der FE-Berechnung zufolge ergibt sich eine Durchbiegung in Feldmitte von 0,26 mm. In Abbildung 5-42 ist das Berechnungsergebnis dargestellt.



**ABBILDUNG 5-42: DURCHBIEGUNG MIT ENDKRIECHZAHL**

Die berechneten Verformungen entsprechen nahezu den gemessenen Verformungen der Bauteilversuche 2 und 3. Allerdings ist der betrachtete Zeitraum der Berechnungen deutlich länger als der Untersuchungszeitraum. Mögliche Ursachen für diese Verformungen werden in Kapitel 5.2.5 analysiert.

### **5.2.5 ZUSAMMENFASSUNG UND ANALYSE DER VERSUCHE**

Im Zuge dieses Kapitels wurden die Ergebnisse der Bauteilversuche und der Nachrechnung derselben, die im Laufe der vorliegenden Diplomarbeit über einen längeren Zeitraum durchgeführt wurden, dargestellt. Aufgrund des unterschiedlichen Langzeittragverhaltens von Holz, Holzleichtbeton, Beton und der Verbindungssteifigkeit ist das Langzeittragverhalten des hier untersuchten Verbundsystems rechnerisch schwer zu erfassen. Die gemessenen Verformungen der Versuche können mit der mittleren Kriechzahl von 3,04 über das gesamte System aus den Versuchen sehr gut nachgerechnet werden. Allerdings ist diese Kriechzahl im Besonderen für Holz aber auch für Beton deutlich zu hoch, wenn man den für Langzeituntersuchungen relativ kurzen Untersuchungszeitraum betrachtet. Mindert man die Materialeigenschaften von Holz ( $\varphi = 0,80$ ) und Beton ( $\varphi = 1,91$ ) mit den Kriechbeiwerten gemäß den aktuellen Normen ab, dann müssten für die Holzleichtbetonschicht und die Verbindungssteifigkeit eine Kriechzahl von ca. 17,0 angesetzt werden. Da es sich für Langzeituntersuchungen um einen sehr kurzen Zeitraum handelt, ist diese Kriechzahl, wenn gleich diese das Kriechen des Holzleichtbetons und der Verbindungssteifigkeit berücksichtigt, nur schwer zu erklären.



Bei der Analyse der Versuche fällt auf, dass die Gesamtquerschnittshöhe im Verhältnis zu den Großbauteilversuchen aus [1] relativ gering ist. Die Abminderung der Querschnittshöhe war aufgrund der geringen Spannweite notwendig. Konkret wurde die Holzschicht von 11,8 cm auf 6 cm und die Holzleichtbetonschicht von 15 cm auf 3,5 cm reduziert. Bei der Berechnung des Schwerpunktes ergibt sich, dass dieser innerhalb der Betonschicht liegt. Die Berechnungen in Kapitel 5.2.4.2 haben ergeben, dass sich dadurch auch Zugspannungen in der Betonschicht ergeben. Vergleicht man dies mit den Ergebnissen der Großbauteilversuche, wird die Betonschicht ausschließlich durch Druckspannungen und die Holzschicht durch Zugspannungen beansprucht. Diese Zugspannungen im Beton können eine mögliche Erklärung für das Verformungsverhalten der Bauteilversuche sein. Des Weiteren wirken sich die Abmessungen des Bauteils im Speziellen auch deutlich auf das Kriechverhalten des Betons aus. Die Betonschicht der Langzeitversuche weist eine Querschnittsfläche von  $180 \text{ cm}^2$  auf. Gemäß den Ausführungen des EUROCODE 2 ergibt sich für diesen Querschnitt eine Endkriechzahl von  $\varphi = 3,42$ . Berechnet man die Endkriechzahl für 1 Meter Breite bekommt man ein deutlich geringeres Ergebnis von  $\varphi = 3,23$ . Die berechneten Kriechzahlen wurden für eine relative Luftfeuchte von 40 % errechnet. Daraus lässt sich schließen, dass die Abmessung der Probekörper einen Einfluss auf das Kriechen hat und sollte für etwaige weitere Versuche berücksichtigt werden.

In Kapitel 5.2.4.4 wurden Ergebnisse anderer Forschungen über Holzleichtbetonkonstruktionen dargestellt. Den Ergebnissen zufolge wurde festgestellt, dass eine Schicht zwischen der Holzkonstruktion und der Betonschicht einen erheblichen Einfluss auf das Langzeittragverhalten hat. Dieses Verhalten wurde nach Angabe der Verfasser auch bei weiteren Forschungen beobachtet. GLASER [3 S.48] hat in seiner Dissertation „Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz- Beton- Verbundkonstruktionen“ herausgefunden, dass dickere Klebefugen als 1 mm stark kriechen und schwinden und somit das Tragverhalten von Verbundkonstruktionen erheblich beeinflussen. Mit dem in dieser Arbeit entwickelten FE-Modell lässt sich der negative Einfluss einer höheren Mittelschicht nicht nachweisen. Ebenso wenig Aufschluss geben die Bauteilversuche darüber, da die Höhe nicht variiert wurde. Dieser Einfluss kann im Zuge dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden und muss in Form weiterer Bauteilversuche analysiert werden. Sollte sich herausstellen, dass eine Zwischenschicht einen wesentlichen Einfluss auf das Langzeittragverhalten hat, ist das für das untersuchte Verbundsystem denkbar ungünstig, da das Grundprinzip des Systems auf einer möglichst hohen Zwischenschicht basiert, um den inneren Hebelarm zu erhöhen.

In weiteren Berechnungen wurde herausgefunden, dass mit der Zunahme der Verbindungssteifigkeit der Einfluss der Verbindungssteifigkeit auf das Langzeittragverhalten abnimmt. Allerdings konnte dieser Effekt nur rechnerisch analysiert werden und ist versuchstechnisch zu überprüfen, um statistisch korrekte Aussagen diesbezüglich treffen zu können.

Die Versuche wurden mit einem Dauerlastverhältnis von 100% durchgeführt. In der Praxis wird meist mit einem Dauerlastverhältnis von 20% bis 30% gerechnet. Es kann davon

ausgegangen werden, dass unter einer üblichen Nutzung wesentlich geringere Kriechverformungen zu erwarten sind.

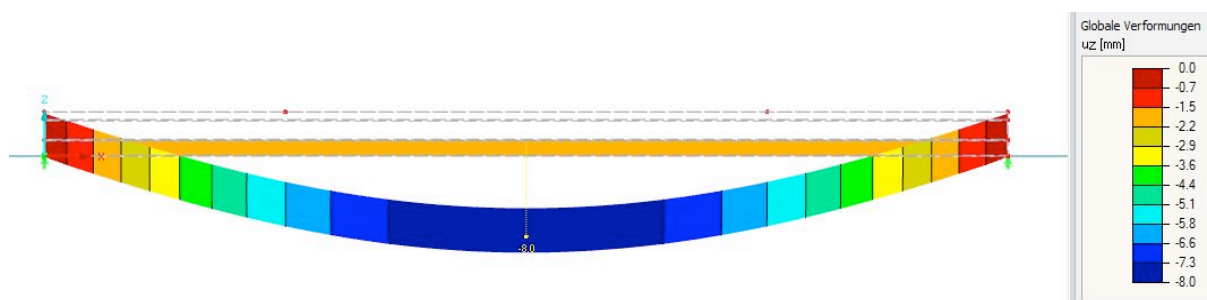
### 5.3 PARAMETERSTUDIE

In folgendem Kapitel wird eine Parameterstudie durchgeführt. Zur Bestimmung der Einflüsse einzelner Materialeigenschaften etc. auf das Tragverhalten des Verbundsystems werden diese systematisch variiert. Die Parameterstudie wird an der Trägergeometrie des Bemessungsbeispiels aus Kapitel 5.1.2.1 durchgeführt. Die Lasten werden ebenfalls übernommen. Da bei dieser Untersuchung nicht alle möglichen Bauteilgeometrien und Materialkombinationen berücksichtigt werden können, stellen die Ergebnisse nur einen Trend dar und keine allgemein gültigen Regeln. Weiters wird näher auf die Anordnung der Schrauben und auf die Höhen der einzelnen Schichten eingegangen. Abschließend werden in einer Parameterstudie geeignete Kriechzahlen zur Berechnung des Holz-Beton-Verbundsystems ermittelt.

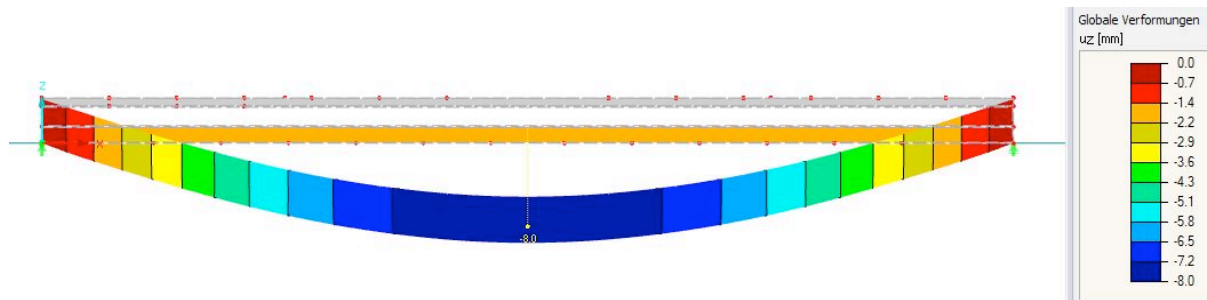
#### 5.3.1 VERBINDUNGSMITTEL

In diesem Kapitel sollen die Einflüsse unterschiedlicher Anordnungen der Verbindungsmittel analysiert werden. Es hat sich herausgestellt, dass die Steifigkeit der Verbindungselemente ein großen Einfluss auf das Tragverhalten des Verbundsystems haben. Die Auswirkungen werden auf unterschiedliche Weisen untersucht. Einerseits werden die Schrauben über einen angepassten Schubmodul in der Mittelschicht berücksichtigt und andererseits werden die Schrauben einzeln als Zugstäbe modelliert.

Eine Vergleichsrechnung zeigt, dass eine Anpassung des Schubmoduls über die gesamte Holzleichtbetonschicht eher einer Verteilung der Verbindungsmittel über den gesamten Träger entspricht. Daraus lässt sich schließen, dass bei dieser Berechnungsmethode das Tragverhalten ein wenig überschätzt wird. Der Mittelschicht wurde bei der Berechnung mit modellierten Schrauben der Schubmodul des Holzleichtbetons zugewiesen. In den Abbildung 5-43 und Abbildung 5-44 sind die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt.



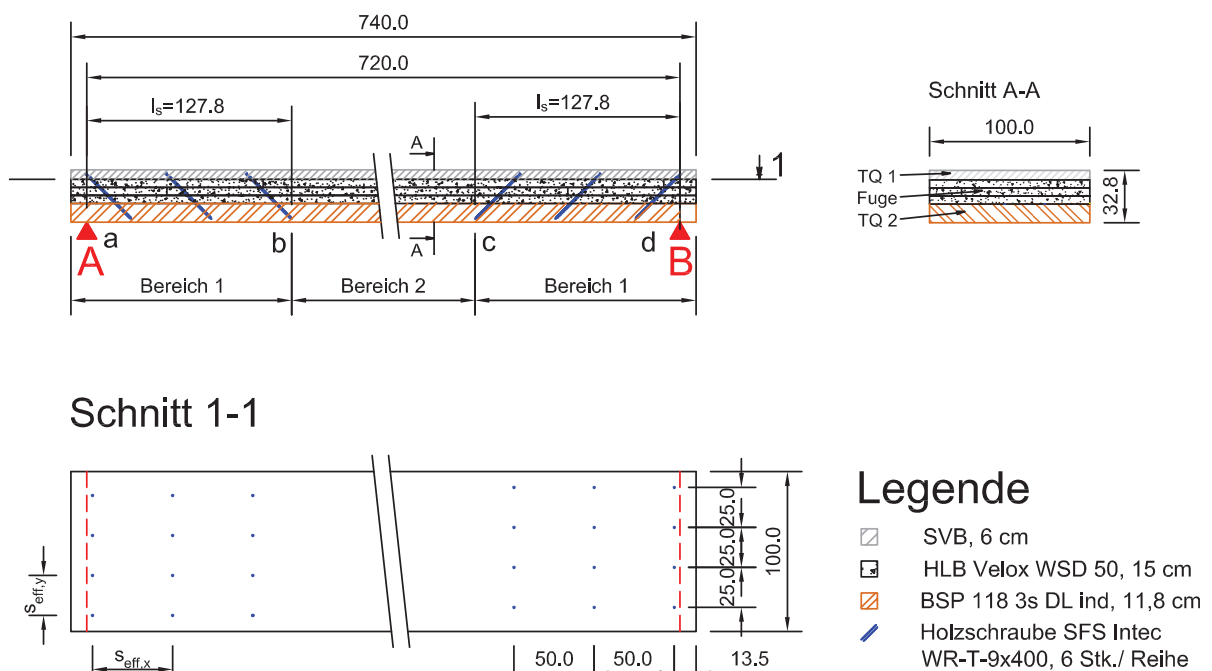
**ABBILDUNG 5-43: BERECHNUNG MIT ANGEPASSTEM SCHUB-MODUL**



**ABBILDUNG 5-44: BERECHNUNG MIT MODELLIERUNG DER SCHRAUBEN**

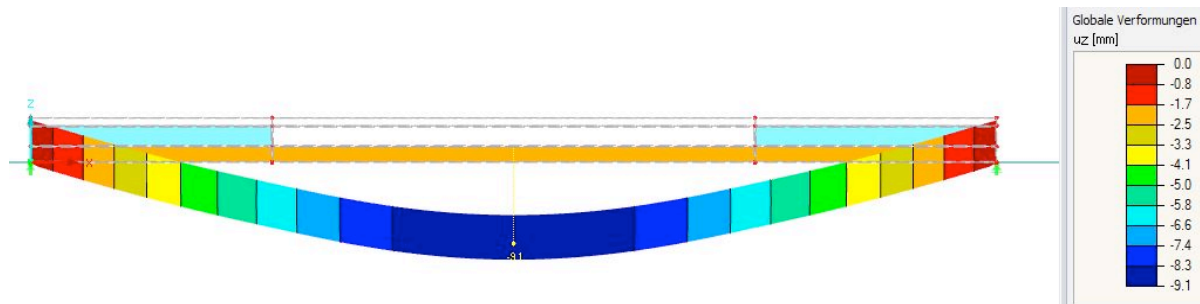
Die Verbindungssteifigkeit beeinflusst vorwiegend die Gesamtsteifigkeit des Systems und hat somit größtenteils Auswirkungen auf das Verformungsverhalten und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Spannungen innerhalb des Systems erfahren bei Veränderung der Verbindungssteifigkeit eine äußerst geringe Änderung und sind somit für die Anordnung und Anzahl der Verbindungsmittel nicht maßgebend.

In einem zweiten Berechnungsschritt wurde versucht, den verschmierten Schubmodul ausschließlich in Bereichen zu definieren, in denen auch Schrauben angeordnet sind. Für die Berechnung wurde folgende Schraubenanordnung aus Abbildung 5-45 zugrunde gelegt, da für diese Anordnung die Fugensteifigkeit aus den Versuchen von HOFER bekannt ist.

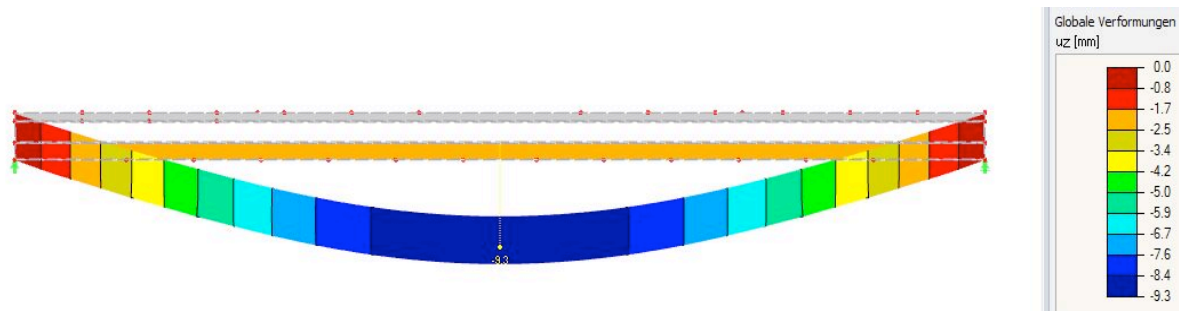


**ABBILDUNG 5-45: SCHRAUBENANORDNUNG [1]**

Um einen Vergleich ziehen zu können, wird das System ebenfalls mit einzelnen Schrauben modelliert. In folgender Abbildung 5-46 und Abbildung 5-47 sind die Berechnungsergebnisse dargestellt.



**ABBILDUNG 5-46: VERFORMUNG MIT ANGEPASSTEM SCHUBMODUL IM AUFLAGERBEREICH**



**ABBILDUNG 5-47: BERECHNUNG MIT MODELLIERTEN SCHRAUBEN**

Die dargestellten Ergebnisse zeigen jeweils bei den unterschiedlichen Methoden eine sehr gute Übereinstimmung. Dadurch wird die Annahme, auf der diese Arbeit aufgebaut ist, nämlich dass das in dieser Arbeit entwickelte Finite-Elemente Modell für dieses Verbundsystem geeignet ist, bestärkt.

Weitere Berechnungen haben ergeben, dass bei dem untersuchten System eine Fugensteifigkeit  $c_{f,k}$  unter  $100 \text{ MN/m}^2$  bzw. über  $470 \text{ MN/m}^2$  einen relativ geringen Einfluss auf die Gesamtbiegesteifigkeit des Systems hat. Bei Fugensteifigkeiten zwischen diesen Grenzwerten ist ein deutlicher Einfluss der Fugensteifigkeit auf die Gesamtbiegesteifigkeit zu vermerken. Anzumerken ist hierbei, dass die Fugensteifigkeit eine Kombination aus den Schrauben und der Verklebung darstellt.

Abschließend wird das System ohne die Berücksichtigung einer Schraubenanordnung berechnet.

### 5.3.2 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die Einflüsse der unterschiedlichen Materialeigenschaften werden systematisch anhand des Verbundsystems mit einer Spannweite von 7,20 m ermittelt. Die Parameterstudie wird ausgehend von dem Verbundsystem mit der Gesamtquerschnittshöhe von 32,8 cm

durchgeführt und im Folgenden als „Standard“ bezeichnet. Nachfolgend werden die Ergebnisse in Tabelle 17 dargestellt. Folgender Querschnitt wurde als „Standard“ definiert:

- Holz: 11,8 cm GL 24 h
- HLB: 15 cm Velox – Platten
- Beton: 6 cm C 25/30

**TABELLE 17: EINFLUSS VERSCHIEDENER MATERIALPARAMETER**

	Verformung in mm	Verformung in %
<b>Standard</b>	9,03 mm	100 %
<b>Beton C30/37</b>	8,89 mm	98 %
<b>Beton C35/45</b>	8,82 mm	97 %
<b>Holz GL 28 h</b>	8,87 mm	98 %

Bei der Gegenüberstellung kann man deutlich erkennen, dass eine Erhöhung der Betongüte beziehungsweise der Holzgüte keine wesentliche Auswirkung auf das Tragverhalten des Systems hat. Aus wirtschaftlicher Sicht ist es daher nicht empfehlenswert höhere Materialgüten einzusetzen.

### 5.3.3 SCHICHTHÖHEN

In diesem Kapitel wird der Einfluss der Schichthöhen analysiert. Es wird in mehreren Berechnungen immer die Höhe einer Bauteilschicht erhöht und mit den Verformungen des „Standard“-Querschnittsaufbau gegenübergestellt. Den Ergebnissen ist zu entnehmen, dass den größten Einfluss eine Erhöhung der Holzschicht hat. Eine höhere Holzschicht bringt allerdings auch die größten Kosten mit sich.

Den geringsten Nutzen hat eine höhere Betonschicht. Diese ist darauf zurückzuführen, dass bei Beton das Verhältnis zwischen der höheren Tragfähigkeit und dem zusätzlichen Eigengewicht schlechter ist als beispielsweise bei Holz.

Eine höhere Mittelschicht wirkt sich auch äußerst positiv auf das Tragverhalten aus, da der innere Hebelarm des Systems und somit die Gesamtbiegesteifigkeit ansteigt. In Tabelle 18 sind die Ergebnisse gegenübergestellt.

**TABELLE 18: EINFLUSS DER SCHICHTHÖHEN**

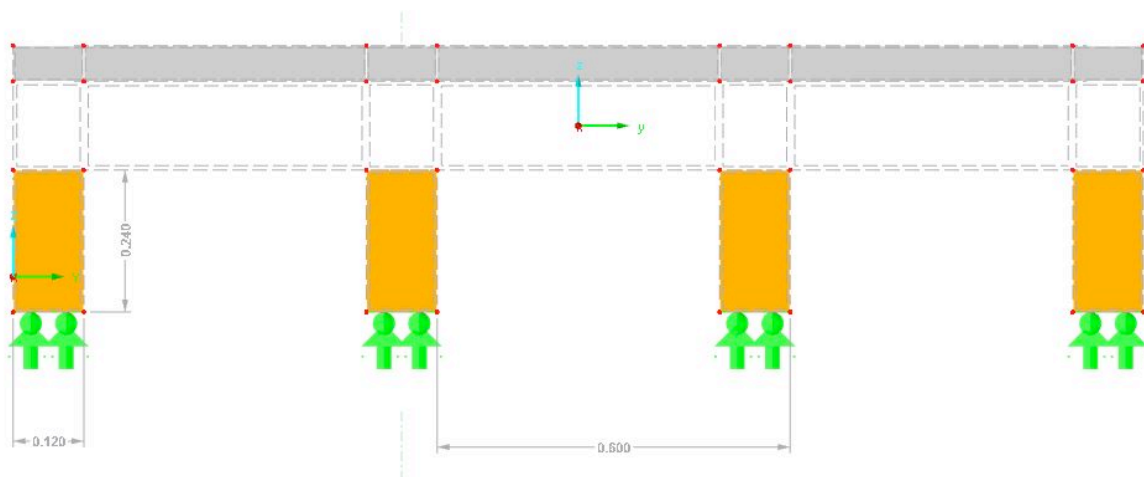
	Verformung in mm	Verformung in %
<b>Standard</b>	9,03 mm	100 %
<b>Holz + 25%</b>	7,45 mm	83 %
<b>HLB + 25%</b>	7,78 mm	86 %
<b>Beton + 25%</b>	8,39 mm	93 %

### 5.3.4 VERGLEICHSCHEUNUNG MIT BALKENDECKE

In folgendem Kapitel wird beispielhaft eine Vergleichsrechnung mit einem Querschnittsaufbau mit Balken anstelle der Massivholzplatte dargestellt. Es wurde das selbe statische System wie in Kapitel 5.3.2 herangezogen. Folgende Lasten wurden für die Berechnungen angenommen:

- Eigengewicht der Konstruktion  $g_{1,k}$
- Ausbaulast  $g_{2,k} = 1,60 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast Kat. A1  $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Den Berechnungen zufolge hat sich herausgestellt, dass bei den genannten Randbedingungen mit folgendem Querschnittsaufbau mit Holzbalken vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. In folgender Abbildung 5-48 ist der Querschnittsaufbau dargestellt.

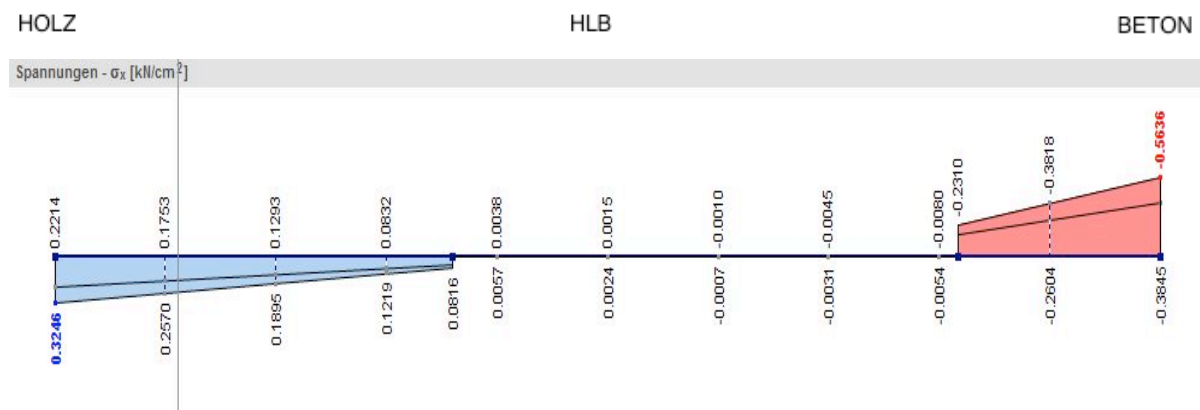
**ABBILDUNG 5-48: QUERSCHNITTSANFBAU MIT HOLZBALKEN**

Der Abstand der Holzbalken (B/H=12/24 cm GL 24h) beträgt 60 cm. In Tabelle 19 werden die Berechnungsergebnisse einander gegenübergestellt.

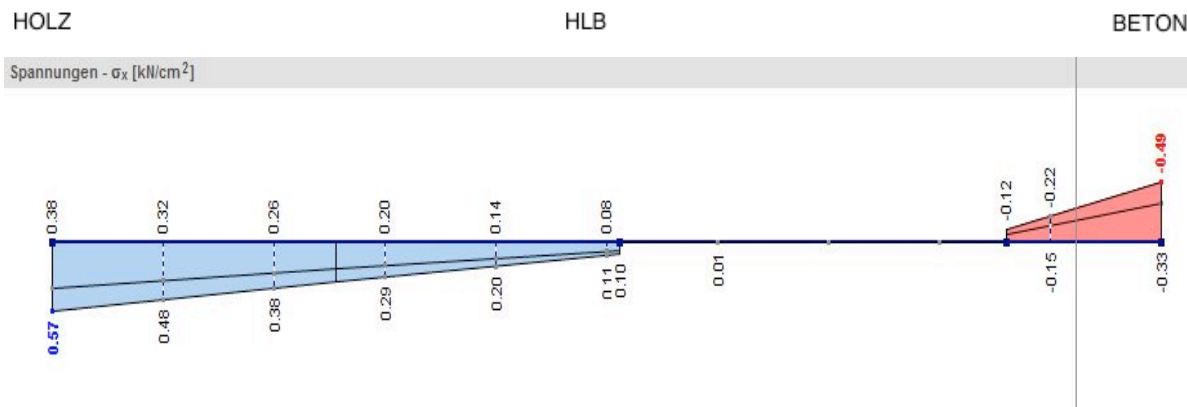
**TABELLE 19: GEGENÜBERSTELLUNG DER ERGEBNISSE**

	Platte	Balken	Anteil in %
<b>Verformungen</b>			
<b>t = 0</b>	7,10 mm $\triangle L/1014$	8,0 mm $\triangle L/900$	
<b>t = <math>\infty</math></b>	27,9 mm $\triangle L/259$	27,6 mm $\triangle L/261$	
<b>Holzbedarf</b>			
	0,118 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,048 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	40,6 %
<b>Querschnittshöhe</b>	32,8 cm	45 cm	137,2 %

Erwartungsgemäß ist der Materialverbrauch bei der Ausführung mit Balken deutlich geringer. Dieser liegt hier nur bei 40,6 % gegenüber dem Aufbau mit einer Holzplatte. Bei einem Materialpreis von 500€/m<sup>3</sup> würde dies einer Verringerung der Materialkosten um 35 €/m<sup>2</sup> entsprechen. Allerdings steigt die Querschnittshöhe des Gesamtquerschnitts mit 137,2 % deutlich an. Nachfolgend werden die Spannungen (Abbildung 5-49 und Abbildung 5-50) dargestellt und analysiert.



**ABBILDUNG 5-49: SPANNUNGSVERLAUF MIT HOLZPLATTE**



**ABBILDUNG 5-50: SPANNUNGSVERLAUF HOLZBALEN**

Den Spannungsverläufen ist zu entnehmen, dass die Betonspannungen bei der Variante mit Holzbalken deutlich geringer ausfallen, dies ist darauf zurückzuführen, dass der innere Hebelarm des Querschnitts wesentlich größer ist. Da die Zugkräfte von einem wesentlich geringeren Holzquerschnitt aufgenommen werden müssen, steigen die Spannungen im Holz hingegen deutlich an. Besonderes Augenmerk ist somit auf den Balkenabstand zu legen, da es möglich ist, dass nicht der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend ist, sondern der Grenzzustand der Tragfähigkeit, wenn der Balkenabstand zu groß gewählt wird.

### 5.3.5 KRIECHZAHLEN

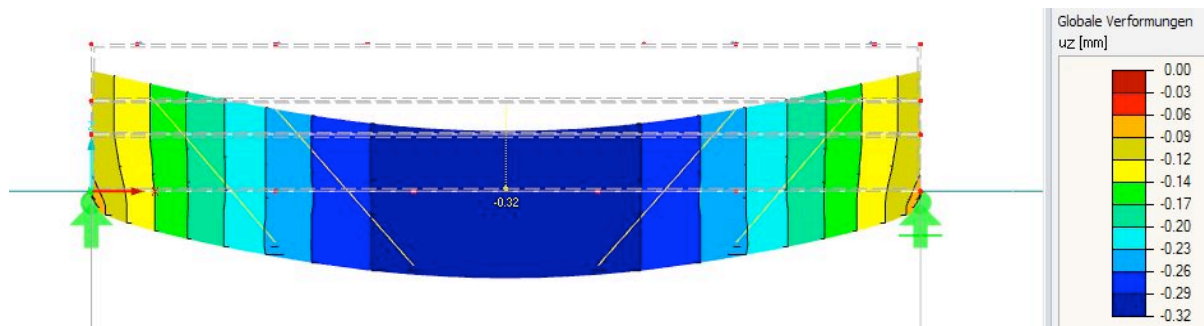
In diesem Kapitel wird versucht, Berechnungen mit unterschiedlichen Kriechzahlen durchzuführen. Bei den Nachrechnungen der Langzeitversuche hat sich ergeben, dass die reine Berücksichtigung der Kriechzahlen gemäß den aktuellen Normen deutlich zu geringe Verformungen ergibt. Es hat sich ergeben, dass auch Schwindeinflüsse eine nicht zu unterschätzende Rolle spielen dürften. Für die Praxis wäre der Berechnungsaufwand relativ hoch, für jedes System Kriech- und Schwindeinflüsse genau zu berechnen. Es erscheint somit notwendig, die Kriechzahlen soweit anzuheben, dass das System über die Abminderung der Materialeigenschaften berechnet werden kann.

In einer Parameterstudie wurden nach und nach die Materialeigenschaften der einzelnen Schichten abgemindert. Dabei hat sich herausgestellt, das Tragverhalten des Verbundsystems vor allem von den Materialeigenschaften des Holzes bestimmt wird. Für die Berechnung haben sich dabei folgende Kriechzahlen als geeignet herausgestellt:

- Beton:  $\varphi = 3,42$  lt. der aktuellen Normung
- HLB und Verbindung:  $\varphi = 5,0$
- Holz:  $\varphi = 3,0$



Das System wird mit den oben genannten Kriechzahlen berechnet. Mit diesen Kriechzahlen ist es möglich, die extrapolierten Verformungen aus Kapitel 3.2.3 nachzurechnen. Folgende Abbildung 5-51 stellt das Berechnungsergebnis diesbezüglich dar.

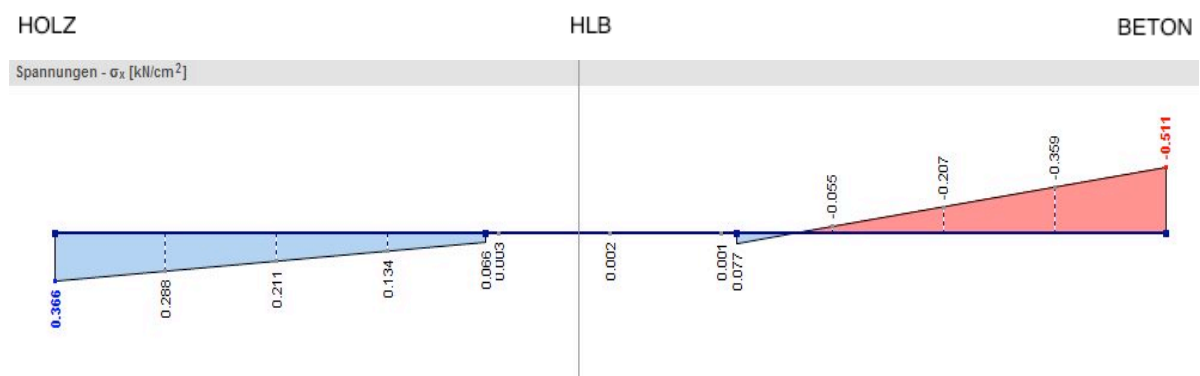


**ABBILDUNG 5-51: BERECHNUNGSERGEBNIS MIT EMPFOHLENE KRIECHZAHLEN**

Abschließend wird ein weiteres Mal die Berechnung der Spannungen aus Kapitel 5.2.4.2 durchgeführt, um zu kontrollieren, ob die Spannungsumlagerungen mit den gewählten Kriechzahlen richtig erfasst werden.

Das System und die Belastungen sind in der Abbildung 5-30 beziehungsweise der Tabelle 13 dargestellt.

In folgender Abbildung 5-52 ist der Spannungsverlauf aus der Berechnung mit den zuvor genannten Kriechzahlen dargestellt.



**ABBILDUNG 5-52: SPANNUNGSVERLAUF MIT ENDKRIECHZAHLEN**

Die Berechnungsergebnisse werden nachfolgend in Tabelle 20 gegenübergestellt.

**TABELLE 20: GEGENÜBERSTELLUNG DER UMLAGERUNGEN**

	Kriechzahlen lt. Norm	Endkriechzahl	Abweichung
<b>Verformungen</b>	8,51 mm	12,35 mm	45 %
	$\underline{\Delta}$ L/411	$\underline{\Delta}$ L/283	
<b>Beton</b>			
<b>oben</b>	-0,508 kN/cm <sup>2</sup>	-0,511 kN/cm <sup>2</sup>	0,5 %
<b>unten</b>	0,073 kN/cm <sup>2</sup>	0,077 kN/cm <sup>2</sup>	5,0 %
<b>Holz</b>			
<b>oben</b>	0,067 kN/cm <sup>2</sup>	0,066 kN/cm <sup>2</sup>	1,50 %
<b>unten</b>	0,365 kN/cm <sup>2</sup>	0,366 kN/cm <sup>2</sup>	0,2 %

Die größte Abweichung weisen die Verformungen auf. Dies resultiert daraus, dass das Betonschwinden bei der Berechnung mit den Kriechzahlen gemäß der aktuellen Normung nicht berücksichtigt wird. Des Weiteren erkennt man, dass die Umlagerungen der Spannungen auch mit den hier gewählten Endkriechzahlen sehr gut erfasst werden können.

Für die Berechnung der Bemessungstabellen finden die zuvor genannten Kriechzahlen ihre Anwendung.

## 6 ENTWICKLUNG BAUPRAKTISCHER BEMESSUNGSTAFELN

In Abbildung 6-1 ist die entwickelte Bemessungstafel dargestellt. Die Berechnungen wurden in Anlehnung an die in Abbildung 5-23 aus Kapitel 5.2.3 durchgeführt. Bei der Entwicklung der Bemessungstafel hat sich herausgestellt, dass vor allem die Gebrauchstauglichkeit maßgebend ist. Nachfolgend wird dies an einem Beispiel in Tabelle 21 dargestellt.

**TABELLE 21: BEISPIELHAFTE BERECHNUNGSERGEBNISSE**

	Ergebnisse	Festigkeiten
<b>Verformungen</b>	27,2 mm	
	$\Delta L/257$	
<b>Normalspannung</b>		
<b>Beton</b>		
<b>oben</b>	- 0,342 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>ck</sub> = 2,50 kN/cm <sup>2</sup>
<b>unten</b>	- 0,119 kN/cm <sup>2</sup>	
<b>Holz</b>		
<b>oben</b>	- 0,008 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>c,0,k</sub> = 2,40 kN/cm <sup>2</sup>
<b>unten</b>	0,230 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>t,0,k</sub> = 1,40 kN/cm <sup>2</sup>
<b>Schubspannung</b>		
<b>HLB</b>	0,006 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>v,k</sub> = 0,021 kN/cm <sup>2</sup>

An der Gegenüberstellung der Ergebnisse mit den Materialfestigkeiten erkennt man deutlich, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit hier nicht maßgebend ist.

## Vorbemessungstafel

ständige Zusatzlast	Nutzlast g [kN/m <sup>2</sup> ]	Spannweite l in m							
		5	6	7	8	9	10		
0,5	2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	14_15_6/35cm	18,2_15_6/39,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	3,2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	14_15_6/35cm	18,2_15_6/39,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	5	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	14_15_6/35cm	18,2_15_6/39,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
1,5	2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	14_15_6/35cm	18,2_15_6/39,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	3,2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	14_15_6/35cm	18,2_15_6/39,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	5	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	9_15_6/30cm	16,2_15_6/37,2cm	18,2_15_8/41,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
2	2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	14_15_6/35cm	18,2_15_8/41,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	3,2	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	18,2_15_8/41,2cm	22,6_15_8/45,6cm		
	5	6_10_6/22cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	20_15_8/43cm	24,8_15_8/47,8cm		
2,5	2	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	20_15_8/43cm	24,8_15_8/47,8cm		
	3,2	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	20_15_8/43cm	24,8_15_8/47,8cm		
	5	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	22,6_15_8/45,6cm	24,8_15_10/49,8cm		
3	2	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	20_15_8/43cm	24,8_15_10/47,8cm		
	3,2	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	22,6_15_8/45,6cm	24,8_15_10/47,8cm		
	5	7,8_10_6/23,8cm	7,80_15_6/28,8cm	11,8_15_6/32,8cm	16,2_15_6/37,2cm	22,6_15_8/45,6cm	24,8_15_10/47,8cm		

- Anmerkungen zur Querschnittsbezeichnung:

1.Wert	2.Wert	3.Wert	4.Wert
Hohe Holzschicht	Höhe HLB	Hohe Beton	Gesamthöhe

- Kriechzahlen für die Bemessung:

Beton : 3,42  
HLB/VB: 5,0  
KLH: 3,0

- Die Verformungen sind auf 1/250 der Spannweite begrenzt

ABBILDUNG 6-1: BEMESSUNGSTAFEL

## 7 CONCLUSIO

In der vorliegenden Diplomarbeit wurden Untersuchungen und Berechnungen zum Langzeittragverhalten des Holzleichtbeton-Verbundsystems, welches am ITI entwickelt wird, durchgeführt. Es wurden drei Bauteilversuche aufgebaut und die Verformungsentwicklung über einen längeren Zeitraum gemessen und beobachtet. Anschließend wurden die Versuche mittels der Finite-Elemente-Methode nachgerechnet und analysiert.

Für eine endgültige Aussage bezüglich der Endverformungen des Verbundsystems ist der Betrachtungszeitraum der in dieser Diplomarbeit durchgeführten Versuche deutlich zu kurz. Das Ziel dieser Versuche war es, im Allgemeinen das Anfangskriechen des Systems zu untersuchen. Der größte Verformungsanstieg wurde in den ersten 80 Tagen gemessen. Ausgehend von den gemessenen Verformungen wurden die zu erwartenden Endverformungen abgeschätzt.

In weiterer Folge wurde ein Finite-Elemente-Modell entwickelt, mit dem es möglich ist, das Verbundsystem zu berechnen. Überprüft und verifiziert wurde das Modell in Form von Nachrechnungen der Bauteilversuche aus [1] und den Berechnungen aus [13]. Der Schubverbund der Bauteilschichten wurde einerseits über eine Anpassung des Schubmoduls in der Mittelschicht und andererseits über die Modellierung der einzelnen Schrauben berücksichtigt. Des Weiteren wurden die Kontaktflächen aufgrund der Klebeschicht zwischen Holz und Holzleichtbeton und der Verzahnung des Betons mit dem Holzleichtbeton als starr angenommen.

Aus den Versuchen wurde eine mittlere Kriechzahl des Verbundsystems von 3,04 ermittelt. Bezogen auf den für Langzeitberechnungen relative kurzen Betrachtungszeitraum ist diese relativ hoch. Mögliche Ursachen dafür könnten sein, dass

- die Lage der Nulllinie bei den Bauteilversuchen im Beton liegt.
- die Höhe der Mittelschicht einen größeren Einfluss auf das Langzeittragverhalten hat, als zunächst angenommen wurde.
- sich das Kriechen des Betons aufgrund der geringen Querschnittsfläche stärker auswirkt.

Der Einfluss der genannten Punkte auf das Langzeittragverhalten ist in weiteren Forschungstätigkeiten abschließend zu klären.

Des Weiteren wurden in Form einer Parameterstudie folgende Einflussfaktoren analysiert:

- Anordnung der Verbindungsmittel:

Die Berechnungen haben ergeben, dass die Anordnung der Schrauben vor allem die Gesamtbiegesteifigkeit und somit die Gebrauchstauglichkeit beeinflusst. Es hat sich herausgestellt, dass sich vorwiegend eine Fugensteifigkeit zwischen  $100 \text{ MN/m}^2$  und  $470 \text{ MN/m}^2$  auf das Tragverhalten auswirkt. Die Fugensteifigkeit stellt hierbei eine Kombination aus der Verklebung und der Verschraubung dar.

- Einfluss unterschiedlicher Materialeigenschaften:

Ein positiver Einfluss auf das Tragverhalten der Beton- bzw. Holzgüte konnte nur in geringem Maße nachgewiesen werden. Aus wirtschaftlicher Sicht ist es also nicht sinnvoll höhere Materialgüten einzusetzen.

- Einfluss der Schichthöhen:

Den Berechnungen zufolge hat sich herausgestellt, dass eine höhere Betonschicht den geringsten Einfluss hat. Eine wesentliche Verbesserung des Tragverhaltens wird über die Erhöhung der Holzschicht erreicht. Wie sich die Höhe der Mittelschicht auf das Langzeittragverhalten auswirkt konnte in dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden. Es wird zum aktuellen Stand der Forschung abgeraten das Tragverhalten über eine Erhöhung der Mittelschicht zu verbessern.

- Verwendung von Holzbalken anstelle der flächigen Holzschicht:

In weiteren Berechnungen wurden Vergleichsrechnungen mit Balkenquerschnitten anstelle der Massivholzplatte durchgeführt. Grundsätzlich wäre es auch möglich dieses Verbundsystem als Balkendecke mit dem Holzleichtbeton als verlorene Schalung auszuführen. Es ist allerdings zu bedenken, dass bei größeren Spannweiten der Querschnittsaufbau verhältnismäßig hoch wird.

Im Zuge der Nachrechnung der Versuche wurde festgestellt, dass das Betonschwinden doch einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten hat. Da die Berücksichtigung des Betonschwindens einen hohen rechnerischen Aufwand mit sich bringt, schien es für die Praxis notwendig, Kriechzahlen für die einzelnen Schichten zu ermitteln, die es ermöglichen, einzig über eine Abminderung der Materialeigenschaften das System zu berechnen.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse dieser Diplomarbeit wurde eine Bemessungstafel entwickelt, mit der es möglich ist, für eine bestimmte Belastung und Spannweite den richtigen Querschnittsaufbau zu ermitteln.

Die in dieser Diplomarbeit durchgeführten Berechnungen beschränken sich auf das statische System eines Einfeldträgers, da die verwendeten Werkstoffe ihren Materialeigenschaften entsprechend am besten genützt werden. Für weitere Forschungen würde sich anbieten dieses System für Durchlaufsysteme zu untersuchen.

Im Bezug auf das Langzeittragverhalten ist in weiteren Versuchen der Einfluss, der Höhe der Mittelschicht, zu untersuchen.

## LITERATURVERZEICHNIS

[1] HOFER T. (2013): Experimentelle und analytische Untersuchungen des Tragverhaltens von Hol-Holzleichtbeton-Sandwich-Deckenbauweise. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.

[2] SCHERNBERGER K. (2011): Holzspanbeton-Verbunddecken: Übersicht bestehender Ansätze sowie Entwicklung und Versuche mit handelsüblichen Holzspänen. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.

[3] GLASER R. (2005): Zum Kurz- und Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dissertation. Cottbus: Brandenburgische Technische Universität Cottbus.

[4] WESCHE K., BERG W., SCHRAGE I. (1977): Kriechen von Beton - Einfluss des Belastungsalters. In: Beton 1-1977, Aachen.

[5] MINNERT J., WAGENKNECHT G. (2013): Verbundbau – Praxis Berechnung und Konstruktion nach Eurocode 4. 2. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH. ISBN: 978-3-410-2246-7

[6] ÖNORM EN 12390-1: Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. Ausgabe 2012-11-01

[7] RAUTENSTRAUCH K., GROSSE M., LEHMANN S. und HARTNACK R. (2003): Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken. In: 6. Informationstag des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau (IKI). Weimar: Bauhaus-Universität Weimar

[8] EUROCODE 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1 Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; ÖNORM EN 1995-1-1. Ausgabe 2015-06-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut



[9] WINTER S., KREUZINGER H., MESTEK P. (2008): Teilprojekt 15 - Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen. München: Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen, Technischen Universität München

[10] WERKLE H. (2008): Finite Elemente in der Baustatik – Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke. 3. Auflage. Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlag. ISBN: 978-3-528-28882-2

[11] BARTH C., RUSTLER W. (2010): Finite Elemente in der Baustatik-Praxis. 1. Auflage. Berlin: Bauwerk Verlag. ISBN: 978-3-410-21565-3

[12] HOLSCHEMACHER K., SELLE R., SCHMIDT J., KIESLICH H. (2012): Holz-Beton-Verbund. In: Betonkalender 2013 – Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz, Berlin: Ernst & Sohn Verlag. ISBN: 978-3-433-03000-4

[13] KÖPL S. (2013): Beschreibung des Tragverhaltens weitgespannter Flachdeckensysteme in Holzleichtbeton-Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung des Schubanalogieverfahrens. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.

[14] ÖNÖRM B 1995-1-1: Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖMORM EN 1995-1-1. Ausgabe 2015-06-15. Wien. Österreichisches Normungsinstitut.

[15] EUROCODE 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; ÖNORM EN 1990. Ausgabe: 2013-03-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut

[16] BLAB H.J., EHLBECK J., VAN DER LINDEN M.L.R., SCHLAGER M. (1995): Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht. Karlsruhe: Universität Fridericiana Karlsruhe. Abteilung Ingenieurholzbau.

[17] EUROCODE 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; ÖNORM EN 1992-1-1. Ausgabe: 2011-12-01. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

[18] BLAB H.J, ROMANI M. (2002): Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen. Forschungsbericht. Karlsruhe: Universität Fridericiana Karlsruhe. Abteilung Ingenieurholzbau.

[19] <http://velox-systems.co.uk/floors>, abgerufen am 13.09.2015

[20] PIRAZZI C. (2005): Zur Berechnung von Holzschalen in Brettrippenbauweise mit elastischem Verbundquerschnitt. Dissertation. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt

[21] MB AEC SOFTWARE GMBH: [https://www.mbaec.de/fileadmin/dokumente/mb-news-Artikel/2010/mb-news\\_03-10\\_S306.pdf](https://www.mbaec.de/fileadmin/dokumente/mb-news-Artikel/2010/mb-news_03-10_S306.pdf), abgerufen am 02.12.15.

[22] DLUBAL SOFTWARE GMBH: <https://www.dlubal.com/de/produkte/rfem-und-rstab-zusatzmodule/sonstige/rf-laminate>, abgerufen am 17.02.16.

[23] DIN EN 1995-1-1/NA: Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang, national festgelegte Parameter. Ausgabe: 2013-08. Berlin: Deutsches Institut für Normung.

[24] KLH MASIVHOLZ GMBH: <http://www.klh.at>, abgerufen am 24.05.16.

[25] SIKA ÖSTERREICH GMBH <http://aut.sika.com/de/group.html>, abgerufen am 10.09.2016.

[26] KIRCHMAYER, E. (2012): Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.

[27] GROSSE, M., HARTNACK, R. und RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken. Teil 2: Langzeit- tragverhalten. In: Bautechnik 80 (2003), Heft 10. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2-1 statisches System und Sandwichaufbau [1].....	2
Abbildung 2-2 Holzspanbetonplatte der Fa. Velox [19] .....	3
Abbildung 3-1: Kriechen von Beton [4 S.19].....	6
Abbildung 3-2: Kriechverhalten von Holz [3 S.115].....	8
Abbildung 3-3: Versuchsanordnung [6] .....	9
Abbildung 3-4: Unterkonstruktion für Bauteilversuche .....	10
Abbildung 3-5: Aufbringen der Holzleichtbetonschicht.....	10
Abbildung 3-6: Schraubenbild .....	11
Abbildung 3-7: Schalung für den Beton .....	12
Abbildung 3-8: Herstellung der Betonschicht.....	13
Abbildung 3-9: Bauteilversuche mit Belastung .....	13
Abbildung 3-10: Verformungen der Bauteilversuche .....	14
Abbildung 3-11: Verformungen der Bauteilversuche mit extrapolierten Werten .....	15
Abbildung 4-1 Tragverhalten von zusammengesetzten Querschnitten [21].....	16
Abbildung 4-2 Querschnitt und Verteilung der Biegespannungen [8 S.127].....	18
Abbildung 4-3: Ersatzmodell nach dem Schubanalogieverfahren [20 S.13] .....	19
Abbildung 4-4: Schema des Schubanalogieverfahren [9 S.16].....	20
Abbildung 4-5: Stabwerkmodell für einen Holz-Beton-Verbundträger [7 S.3] .....	22
Abbildung 4-6 Grundprinzip der FE-Methode [11 S.9] .....	24
Abbildung 4-7 Einteilung nach der Dimension [11 S.13] .....	25
Abbildung 4-8 Einteilung nach der Form [11 S.14].....	26
Abbildung 5-1: Schema des FE-Modells für einen Verbundträger [12 S.256] .....	28
Abbildung 5-2: Modell mit Volumenkörpern.....	28
Abbildung 5-3: Modell in RF-LAMINATE.....	29
Abbildung 5-4: Durchbiegung aus ständiger Last .....	33
Abbildung 5-5: Durchbiegung aus veränderlicher Last .....	34
Abbildung 5-6: Normalspannungsverlauf Feldmitte in $\text{kN/cm}^2$ .....	34
Abbildung 5-7: Schubspannungsverlauf Auflagerbereich $\text{kN/cm}^2$ .....	34
Abbildung 5-8: System und Aufbau des Bemessungsbeispiels [1].....	36
Abbildung 5-9: Durchbiegung aus ständiger Last .....	37
Abbildung 5-10: Durchbiegung aus veränderlicher Last .....	37
Abbildung 5-11: Normalspannungsverlauf .....	37
Abbildung 5-12: charakteristische Verformung aus ständiger Belastung.....	39
Abbildung 5-13: charakteristische Verformung aus veränderlicher Last .....	39
Abbildung 5-14: Schraubenkräfte .....	40
Abbildung 5-15: Statisches System des BT 3 [1].....	41
Abbildung 5-16: Laststufen des BT 3[1] .....	41

Abbildung 5-17: Verformung BT 3 mit verschmiertem Schubmodul.....	42
Abbildung 5-18: Verformung mit unterschiedlichem Schubmodul in der mittelschicht.....	43
Abbildung 5-19: Kombinationsbeiwerte für den Hochbau [8 S.42].....	45
Abbildung 5-20: Werte für $k_{def}$ [8].....	46
Abbildung 5-21: Anteile der Durchbiegung [8 S.42].....	48
Abbildung 5-22: Grenzwerte der Durchbiegungen [14 S. 74].....	48
Abbildung 5-23: Zusammenfassende Beispielrechnung [27 S.700].....	50
Abbildung 5-24: statisches System.....	52
Abbildung 5-25: Verformung unter Eigengewicht .....	53
Abbildung 5-26: Verformung unter Zusatzlast.....	53
Abbildung 5-27: Gesamte Anfangsverformung .....	54
Abbildung 5-28: Langzeitberechnung mit einer Kriechzahl.....	55
Abbildung 5-29: Langzeitberechnung mit angepasster Kriechzahl.....	57
Abbildung 5-30: statisches System.....	58
Abbildung 5-31: Spannungsverlauf zu Beginn .....	59
Abbildung 5-32: Spannungsverlauf nach 4 Monaten.....	59
Abbildung 5-33: Schraubenkräfte zum Zeitpunkt $t=0$ .....	60
Abbildung 5-34: Schraubenkräfte zu Zeitpunkt $t = 4$ Monate .....	61
Abbildung 5-35: Berechnungsergebnis - Verbindungsmittel über gesamten Träger verteilt.....	62
Abbildung 5-36: Berechnungsergebnis - Verbindungsmittel im Auflagerbereich .....	62
Abbildung 5-37: Berechnungsmodell für Schwinden eines Verbundsystems [5 S.64].....	64
Abbildung 5-38: statisches System mit Belastung aus Schwinden.....	65
Abbildung 5-39: Verformung infolge Betonschwinden .....	65
Abbildung 5-40: statisches System der Versuche [18] .....	66
Abbildung 5-41: Aufbau der Versuche [18].....	66
Abbildung 5-42: Durchbiegung mit Endkriechzahl.....	68
Abbildung 5-43: Berechnung mit angepasstem Schub-Modul.....	70
Abbildung 5-44: Berechnung mit Modellierung der Schrauben .....	71
Abbildung 5-45: Schraubenanordnung [1].....	71
Abbildung 5-46: Verformung mit angepasstem Schubmodul im Auflagerbereich.....	72
Abbildung 5-47: Berechnung mit modellierten Schrauben .....	72
Abbildung 5-48: Querschnittsaufbau mit Holzbalken .....	74
Abbildung 5-49: Spannungsverlauf mit Holzplatte .....	75
Abbildung 5-50: Spannungsverlauf Holzbalken .....	76
Abbildung 5-51: Berechnungsergebnis mit empfohlenen Kriechzahlen.....	77
Abbildung 5-52: Spannungsverlauf mit Endkriechzahlen.....	77
Abbildung 6-1: Bemessungstafel .....	80
Abbildung 7-1: Querschnitt NAG.....	99
Abbildung 7-2: Querschnitt NPL.....	99
Abbildung 7-3: Querschnitt N+S.....	99

<i>Abbildung 7-4: Anordnung der Verbindungsmittel.....</i>	<i>100</i>
<i>Abbildung 7-5: Versuchsanordnung Bauteilversuche .....</i>	<i>101</i>

## TABELLENVERZEICHNIS

<i>Tabelle 1: Verformungen der Bauteilversuche in mm .....</i>	<i>14</i>
<i>Tabelle 2: Materialmodell Brettsper Holz .....</i>	<i>30</i>
<i>Tabelle 3: Materialmodell Beton C 25/30 .....</i>	<i>30</i>
<i>Tabelle 4: Materialmodell Holzleichtbeton .....</i>	<i>31</i>
<i>Tabelle 5: Lastannahmen [13] .....</i>	<i>33</i>
<i>Tabelle 6: Gegenüberstellung der Ergebnisse .....</i>	<i>35</i>
<i>Tabelle 7: Anpassung des Schubmoduls [13] .....</i>	<i>37</i>
<i>Tabelle 8: Gegenüberstellung der Ergebnisse .....</i>	<i>38</i>
<i>Tabelle 9: Gegenüberstellung der Verformungen .....</i>	<i>43</i>
<i>Tabelle 10: charakteristische Lasten .....</i>	<i>52</i>
<i>Tabelle 11: Ermittlung der Kriechzahl für das Verbundsystem .....</i>	<i>54</i>
<i>Tabelle 12: Klimadaten von 09.02.2016 bis 23.02.2016 .....</i>	<i>55</i>
<i>Tabelle 13: Lastannahmen .....</i>	<i>58</i>
<i>Tabelle 14: Spannungsumlagerungen .....</i>	<i>60</i>
<i>Tabelle 15: Einfluss der Schraubenanordnung .....</i>	<i>63</i>
<i>Tabelle 16: Kriechzahlen der Verbundträger [18 S.24] .....</i>	<i>67</i>
<i>Tabelle 17: Einfluss verschiedener Materialparameter .....</i>	<i>73</i>
<i>Tabelle 18: Einfluss der Schichthöhen .....</i>	<i>74</i>
<i>Tabelle 19: Gegenüberstellung der Ergebnisse .....</i>	<i>75</i>
<i>Tabelle 20: Gegenüberstellung der Umlagerungen .....</i>	<i>78</i>
<i>Tabelle 21: beispielhafte Berechnungsergebnisse .....</i>	<i>79</i>

## **ANHANG**

Im Anhang befinden sich:

A1: die Berechnungen der Kriechzahlen von Beton

A2: die Schwindmaßberechnung des Betons

A3: Auszüge aus der Forschungsarbeit „Langzeitverhalten von Holz-beton-Konstruktionen“ von H.J. Blaß und M.Romani

A4: Versuchsanordnung Bauteilversuche



**A1:**

### Kriechzahl-Berechnung Beton

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ \left[ 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.7)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (1.8)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_{0,eff}^{0,2})} \quad (1.9)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{-0,3} \quad (1.10)$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.11)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \leq 1,0 \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \leq 1,0 \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \leq 1,0 \quad (1.12)$$

$$t_{0,eff} = t_{0,T} \cdot \left[ \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^a \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (1.13)$$

**Werte manuell eingeben!!!!**

RH (%)	<b>40,00</b>	relative Luftfeuchte der Umgebung
h (mm)	<b>56,00</b>	Querschnittshöhe
b (mm)	<b>300,00</b>	Querschnittsbreite
A (mm <sup>2</sup> )	16800,00	Querschnittsfläche
u (mm)	<b>420,00</b>	der Trocknung ausgezter Umfang

h0 (mm)	80,00	wirksame Bauteildicke (2*A/u)
$\phi_{RH}$	2,39	
$\beta(f_{cm})$	2,92	
fcm	33,00	mittlere Zykinderdruckfestigkeit Beton
t0,T	28,00	der Temp. angep. Betonalter bei Belastungsbeginn

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \geq 0,5 \quad (B.9)$$

Dabei ist

$t_{0,T}$  das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung darf mit Gleichung (B.10) erfolgen;

$\alpha$  eine Potenz zur Berücksichtigung der Zementart:

= -1 für Zemente der Klasse S;  
= 0 für Zemente der Klasse N;  
= 1 für Zemente der Klasse R.

$\alpha$  0

t0,eff 28,00

$\beta_H$  370,00

$\beta(t_0)$  0,49

t (Tage) 10000000000

t0 28

zu berechnender Zeitpunkt in Tagen

tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn

$\beta_c(t, t_0)$  1,00

$\phi_0$  3,42

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$\phi(t, t_0)$  3,42

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

### Kriechzahl-Berechnung Beton

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ \left[ 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.7)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (1.8)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_{0,eff}^{0,2})} \quad (1.9)$$

$$\beta_\epsilon(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{-0,3} \quad (1.10)$$

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 & \text{für } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \\ 1,5 \cdot \left[ 1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 & \text{für } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (1.11)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \leq 1,0 \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \leq 1,0 \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \leq 1,0 \quad (1.12)$$

$$t_{0,eff} = t_{0,T} \cdot \left[ \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^n \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (1.13)$$

**Werte manuell eingeben!!!!**

RH (%)	40,00	relative Luftfeuchte der Umgebung
h (mm)	60,00	Querschnittshöhe
b (mm)	1000,00	Querschnittsbreite
A (mm <sup>2</sup> )	60000,00	Querschnittsfläche
u (mm)	1120,00	der Trocknung ausgezter Umfang

h0 (mm)	107,14	wirksame Bauteildicke (2*A/u)
φRH	2,26	
β(fcm)	2,92	
fcm	33,00	mittlere Zykinderdruckfestigkeit Beton
t0,T	28,00	der Temp. angep. Betonalter bei Belastungsbeginn

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

Dabei ist

$t_{0,T}$  das der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen. Die Anpassung darf mit Gleichung (B.10) erfolgen;

$\alpha$  eine Potenz zur Berücksichtigung der Zementart:

= -1 für Zemente der Klasse S;

= 0 für Zemente der Klasse N;

= 1 für Zemente der Klasse R.

$\alpha$  0

t0,eff 28,00

βH 410,71

β(t0) 0,49

t (Tage)	100000000000	zu berechnender Zeitpunkt in Tagen
t0	28	tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn

βc(t,t0) 1,00

φ0 3,23  $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

φ(t,t0) 3,23  $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$

**A2:**

### Schwindmaß - Berechnung Beton

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t})$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / 10)] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH}(RH) = 1,55 \cdot [1 - (RH / 100)^3]$$

**Werte manuell eingeben!!!!**

RH (%)	50,00	relative Luftfeuchte der Umgebung
h (mm)	60,00	Querschnittshöhe
b (mm)	300,00	Querschnittsbreite
A (mm <sup>2</sup> )	18000,00	Querschnittsfläche
u (mm)	300,00	der Trocknung ausgezter Umfang

$h_0$  (mm) 120,00 wirksame Bauteildicke ( $2 \cdot A/u$ )

$\epsilon_{ca}(\infty)$  0,000025

$\beta_{as}(t)$  0,83

$f_{ck}$  20,00 mittlere Zykinderdruckfestigkeit Beton

$f_{cm}$  28,00

$\epsilon_{ca}(t)$  2,08212E-05

$\beta_{ds}(t-t_s)$  0,70

Tabelle 1.9 Beiwerte in Abhängigkeit vom Zementtyp

Zement- typ	Merkmal	Festigkeitsklasse nach DIN EN 197-1	$\alpha$	$\alpha_m$	$\alpha_{s1}$	$\alpha_{s2}$
SL	langsam erhärtend	32,5 N	-1	800	3	0,13
N, R	normal oder schnell erhärtend	32,5 R; 42,5 N	0	700	4	0,12
RS	schnell erhärtend oder hochfest	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R	1	600	6	0,12

$\alpha_{ds1}$  4,00

$\alpha_{ds2}$  0,12

$\alpha$  0

$\alpha_{as}$  700

$\beta(RH)$  1,36

$\epsilon_{cd,0}$  0,000543725

$kh$  0,85

$kh$  darf interpoliert werden

$h_0$ (mm)	100,00	200,00	300,00	$\geq 500$
$kh$	1,00	0,85	0,75	0,7

$t$  (Tage) 80

$t_s$  29

zu berechnender Zeitpunkt in Tagen

tatsächliches Betonalter bei Austrocknungsbeginn

$\epsilon_{cd}(t, t_s)$  0,000324297

Kriechzahl 2,00

$\epsilon_{cs}(t)$  0,000345118

-0,35 Promille

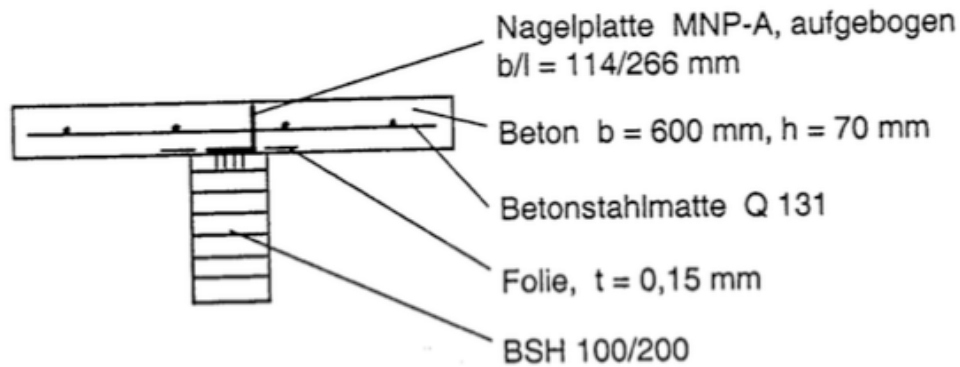
$E_s$  1428,57

$E_{cm}$  3000,00 (kN/cm<sup>2</sup>)

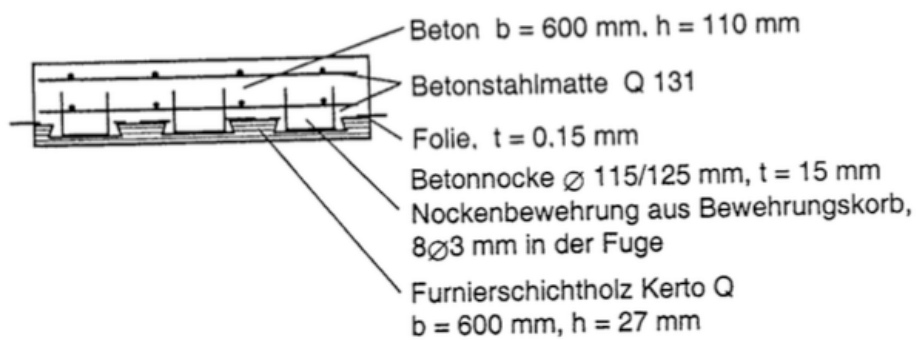
$N_{cs}$  88,74 kN

$n_c$  2,10

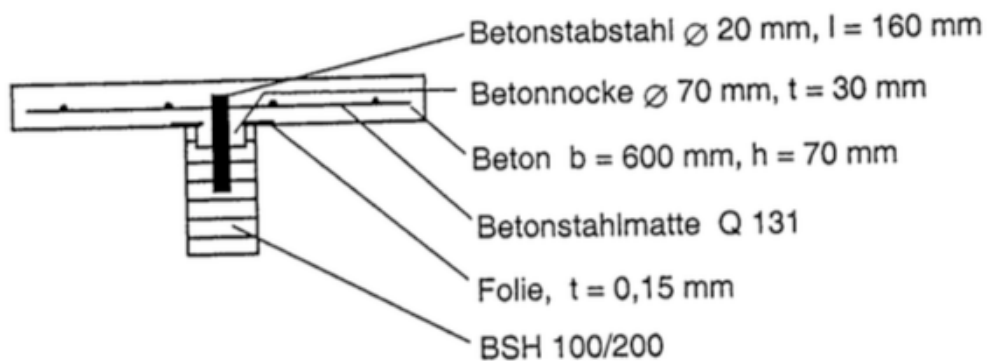
**A3:**



**ABBILDUNG 7-1: QUERSCHNITT NAG**



**ABBILDUNG 7-2: QUERSCHNITT NPL**



**ABBILDUNG 7-3: QUERSCHNITT N+S**

Versuchs- bezeichnung	Verbindung	Anordnung
SCH - (1÷2)	Je 2 Schrauben unter $\pm 45^\circ$ , Zwischenschicht t=28 mm	
NAG -(1÷2)	Nagelplatte	
N+S - (1÷2)	Betonnocke und Stahlstift	
NPL - (1÷2) <sup>1)</sup>	Je 3 Betonnocken mit Bewehrung	

<sup>1)</sup> NPL-1 mit Betonplatte ohne Bewehrung  
NPL-2 mit Betonplatte mit Bewehrung 2 x Q 131

**ABBILDUNG 7-4: ANORDNUNG DER VERBINDUNGSMITTEL**



A4:

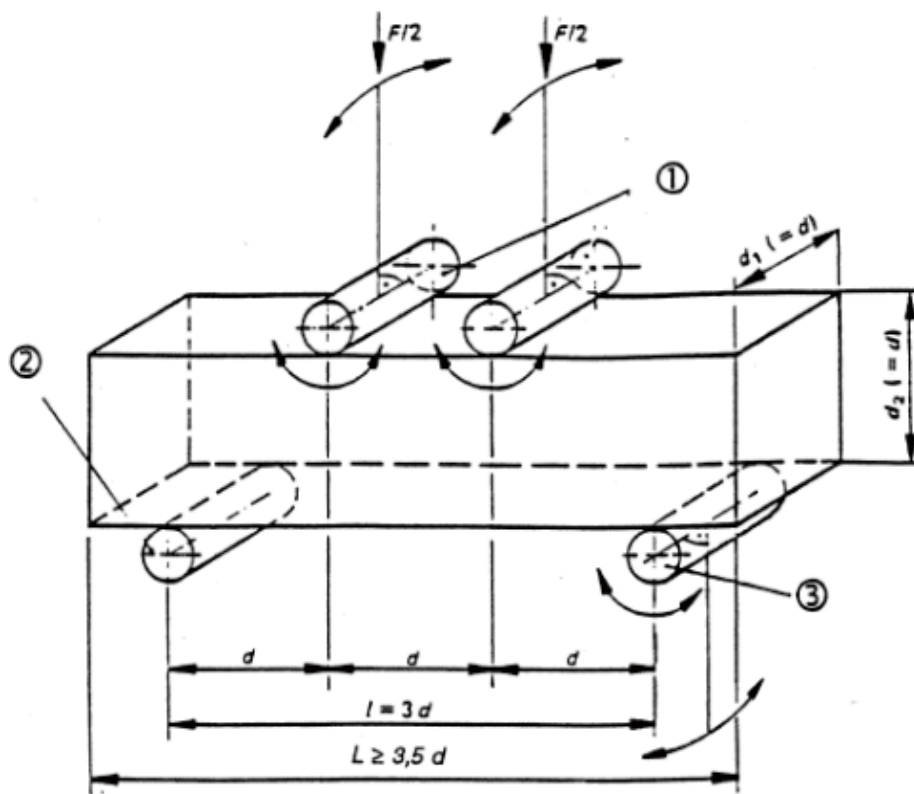


ABBILDUNG 7-5: VERSUCHSANORDNUNG BAUTEILVERSUCHE