



DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

**Beschreibung des Tragverhaltens weitgespannter Flachdeckensysteme
in Holzleichtbeton-Verbundbauweise unter besonderer
Berücksichtigung des Schubanalogie-Verfahrens**

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
einer Diplom-Ingenieurin

unter der Betreuung von
Dipl.-Ing. Dr. techn. Alireza Fadai

unter der Leitung von
o. Univ. Prof. DDI Wolfgang Winter

E259_2
Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von
Sabine Anna KÖPL
1027193
Alser Straße 53/16, 1080 Wien

Wien, am 04.11.2013

Kurzfassung

Die Wahl des Deckensystems für ein Gebäude hat sowohl Auswirkungen auf den Bauvorgang als auch auf die Nutzung des Gebäudes. Das von der Abteilung Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien (TU Wien) in Entwicklung stehende dreischichtige Holzleichtbeton-Verbundsystem soll die Vorteile der eingesetzten Materialien Beton, Holzleichtbeton und Holz in nachgiebigem Verbund nach ihren jeweiligen Vorzügen nutzen. Dadurch sollen schlanke und leichte und somit wirtschaftliche Systeme auch bei einer Spannweite von über 7 m ermöglicht werden.

Das Schubanalogie-Verfahren ist ein Berechnungsverfahren zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbundquerschnitten. In dieser Arbeit wird die Anwendbarkeit des Verfahrens für das Holzleichtbeton-Verbundsystem mit Hilfe von Vergleichsrechnungen und Vergleichen mit Versuchsergebnissen gezeigt. Außerdem lässt sich feststellen, dass detailliertere Ergebnisse als zum Beispiel mit dem für zusammengesetzte Querschnitte oft verwendeten γ -Verfahren möglich sind. Mit dem Schubanalogie-Verfahren lassen sich auch die Spannungen für die sogenannte Zwischenschicht ermitteln. Durch die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit dieser Zwischenschicht ergibt sich eine geringere errechnete Durchbiegung im Vergleich zum γ -Verfahren.

Die Ausarbeitung der Berechnungsparameter für die Abbildung des Langzeittragverhaltens des Systems zeigt, dass für eine vollständige Berechnung noch einige Parameter, wie das Verhalten der Materialien untereinander und die Langzeiteffekte der Verbindungsmittel, durch Versuche zu ermitteln sind.

Abstract

The type of slab in a building is essential for both phases, during the installation process and the utilisation mode of the completed building. The department for Structural Design and Timber Engineering (ITI) at the Vienna University of Technology (TU Wien) is developing a three-layered composite structure combining concrete, wood-lightweight-concrete and wood. The combination uses the properties of each material in an optimized way to provide a thin and lightweight and thereby economical system for widths of even more than 7 metres.

The shear analogy is a calculation method to describe the structural behaviour of composite structures. In this thesis, the practicability for the above mentioned elastic composite structure is shown through comparison to other calculation methods and experimental test results. Compared to the commonly used γ -method, more detailed results regarding stress distribution and deflection are determined. By including the bending stiffness of the middle layer in the shear analogy the deflection is smaller than calculated with the γ -method.

The development of calculation parameters unfolds a few unknown parameters in order to map the long term structural capability of the system such as the interaction through the long term performance of each material and the long term implications of the fasteners. Therefore further experiments are necessary.

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung	1
2	Grundlagen.....	2
2.1	Weitgespannte Flachdeckensysteme	2
2.1.1	Einleitung	2
2.1.2	Anforderungen	2
2.2	Beschreibung des Bauteils (Holzleichtbeton-Verbundsystem)	5
2.3	Bisherige Erkenntnisse und Untersuchungen	7
3	Verbundtheorie	10
3.1	Beschreibung des Tragverhaltens	10
3.2	Berechnungsmethoden.....	11
3.2.1	γ -Verfahren nach EC 5	11
3.2.2	Stabwerksmodelle	16
3.2.3	Schubanalogie-Verfahren	17
4	Anwendung des Schubanalogie-Verfahrens	24
4.1	Berechnungsparameter	24
4.2	Berechnungsablauf	27
4.2.1	Materialkennwerte und Lastannahmen	27
4.2.2	Berechnungsaufbau	30
4.2.3	Nachweisführung.....	40
4.3	Vergleichsrechnungen	43
4.3.1	Nachrechnung der Versuchsergebnisse	43
4.3.2	Nachrechnung des Bemessungsbeispiels	45
4.3.3	Erläuterung der Ergebnisse anhand des Bauteilversuchs BT3	49
4.3.4	Nachrechnung eines Holz-Beton-Verbund Bemessungsbeispiels.....	50

4.4 Variation der Bauteileigenschaften	53
4.4.1 Variation der Fugenausbildung	53
4.4.2 Variation der Bauteilschichten	55
5 Kurz- und Langzeittragverhalten.....	57
5.1 Normative Grundlagen	57
5.1.1 Tragfähigkeitsnachweis	57
5.1.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweis	58
5.2 Verformungsverhalten der Baustoffe	60
5.3 Berechnungsansätze	64
5.3.1 Näherungsweise Berechnung des Langzeittragverhaltens	64
5.3.2 Betrachtung des Bauteilzustands zum Zeitpunkt drei, sieben und zwanzig Jahre	65
5.3.3 Betrachtung des Anfangs- und Endzustands unter Berücksichtigung des Einflusses der Umgebungsfeuchte	66
6 Zusammenfassung und Ausblick.....	72
Literaturhinweise.....	74
Abbildungsverzeichnis	78
Tabellenverzeichnis.....	80
Anhang	

Symbole und Variablen

Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
EA	Dehnsteifigkeit
EI	Biegesteifigkeit
G	Schubmodul
F	Punktlast
I	Flächenträgheitsmoment
K	Verschiebungsmodul
L	Länge
M	Moment
N	Normalkraft
R	Widerstand
T	Temperatur, Zeit
V	Querkraft

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Schwerelinienabstand der Einzelquerschnitte eines Verbundquerschnitts
b	Breite des Querschnitts
c	Fugensteifigkeit
d	Schichtdicke, Durchmesser
g	Eigengewicht
h	Höhe des Querschnitts
k	Verschiebungsmodul (Versuche), Kriechzahl
l	(System)länge, Spannweite
n	Anzahl der Verbindungsmittel, Anzahl der Teilquerschnitte
q	veränderliche Last
s	Abstand der Verbindungsmittel
t	Zeit, Schubfluss
u	Relativverschiebung

w	Durchbiegung
z	Schwerpunktstand

Griechische Buchstaben

α	Durchbiegung, Steifigkeitsbeiwert
γ	Nachgiebigkeitsfaktor, Wichte, Teilsicherheitsbeiwert
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
φ	Kriechzahl
ψ	Kombinationsbeiwert

Indizes

A	Träger A
B	Träger B
c	Concrete (Beton), Druck
d	design (Lasten)
i	auf einen Querschnitt bezogen
k	charakteristisch (Lasten), Beiwert
m	Biegung
o	obere Randfaser
s	Schwerpunkt
t	Timber (Holz), Zug
u	untere Randfaser
v	Velox (Holzspanbeton), Schub
def	Deformation
ef	effektiv
max	Maximum
min	Minimum
mod	Modifikation
SLS	Service Limit State (Gebrauchstauglichkeit)
ULS	Ultimate Limit State (Tragfähigkeit)

Vbm	Verbindungsmittel
x,y, z	Richtung im Koordinatensystem
0	längs zur Faserrichtung
90	quer zur Faserrichtung
1,2,3	bezogen auf den Querschnitt 1, 2 bzw. 3

1 Einleitung

Diese Diplomarbeit stellt einen Beitrag zur Forschungstätigkeit der Abteilung Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der Technischen Universität Wien (TU Wien) für das FFG Forschungsprojekt „Holzspanbeton-Decken“ dar [28].

1.1 Problemstellung

Im Zuge der Entwicklung der weitgespannten Flachdeckensysteme in Holzleichtbeton-Verbundbauweise (HLBV) wurden bereits Biegeversuche und erste Schubversuche durchgeführt. Um das Tragverhalten des Bauteils rechnerisch abzubilden, bedarf es einer geeigneten Berechnungsmethode, welche die Besonderheiten des Tragverhaltens durch das Zusammenspiel unterschiedlicher Materialien ausreichend berücksichtigt.

1.2 Zielsetzung

Um die Eignung des Schubanalogie-Verfahrens zu überprüfen, werden Vergleichsrechnungen mit Versuchsergebnissen sowie mit anderen Berechnungsverfahren durchgeführt. Des Weiteren werden die notwendigen Einflussgrößen für eine korrekte Darstellung des Tragverhaltens hinsichtlich normativer Anforderungen erläutert. Fehlende Parameter sollen ermittelt und Möglichkeiten für ihre Ermittlung angegeben werden.

2 Grundlagen

2.1 Weitgespannte Flachdeckensysteme

2.1.1 Einleitung

Als unabdingbarer Bestandteil von Gebäuden bringen Decken einige Anforderungen mit sich. Durch den Wunsch weitläufiger und flexibel gestaltbarer Räume ergibt sich die Anforderung von möglichst weit gespannten Deckensystemen. Aus wirtschaftlichen Gründen und der damit verbundenen bestmöglichen Ausnutzung des Gebäudevolumens mit Hilfe schlanker Bauteile, sollen Tragsysteme in ihrem Aufbau möglichst dünn gehalten werden. Zusätzlich sollen sie Anforderungen an Bauphysik und Brandschutz möglichst ohne zusätzliche Schichten oder Aufbauten erfüllen. Besonders bei gewerblich genutzten Gebäuden spielt die Installationsführung, die keine zusätzliche Raumhöhe wegnehmen soll, eine wichtige Rolle.

Um den genannten Eigenschaften gerecht zu werden, wurden bereits einige Flachdeckensysteme entwickelt. Als Beispiel kann die im Nachfolgenden beschriebene Slim Floor Decke genannt werden.

Slim Floor Decken sind Deckensysteme, die die Vorteile von Flachdecken mit denen von Unterzugsystemen kombinieren. Es handelt sich dabei um Stahl-Stahlbeton-Verbundelemente. Die Elemente bestehen aus Stahlträgern mit meist verbreiterten Unterflanschen und mit Beton verfüllten Trägerkammern [1].

Es lässt sich erkennen, dass zur Abtragung der Lasten auf großen Spannweiten kombinierte Materialien, die in der Tragfunktion der Decke jeweils bestimmte Aufgaben übernehmen, von Vorteil sind.

Aus der Überlegung, dass bei einem Einfeldträger unter Biegung in den oberen Fasern Druck und in den unteren Fasern Zug entsteht, ergibt sich der Aufbau der in dieser Arbeit behandelten Holzleichtbeton-Verbunddecke.

2.1.2 Anforderungen

Die Anforderungen an Decken im Allgemeinen ergeben sich aus den in Österreich gültigen Normen und Bauordnungen sowie aus wirtschaftlichen, montagetechnischen und anwenderfreundlichen Gründen.

Die gültigen Normen (Eurocode) legen die Voraussetzungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit fest. Je nach Nutzung des Gebäudes ergeben sich nach ÖNORM B 1991-1-1 [10] unterschiedliche Lasten, die als auf die Deckenkonstruktion wirkend anzusetzen sind. Im Zuge der Gebrauchstauglichkeit sind etwa Durchbiegungen und Schwingungen laut den normativen Vorgaben für die jeweiligen Bauweisen zu begrenzen.

Die Nutzlasten für Decken im Wohn- und Bürobau sind wie folgt [10] angegeben:

- Wohnflächen (Kategorie A1) $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Büroräume in Bürogebäuden (Kategorie B2) $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Für etwaige Zwischenwände wird laut EN 1991-1-1 [12] folgender Zuschlag zu den Nutzlasten addiert:

- bei Eigengewicht der versetzbaren Trennwand $\leq 1,0 \text{ kN/m}$: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- bei Eigengewicht der versetzbaren Trennwand $\leq 2,0 \text{ kN/m}$: $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- bei Eigengewicht der versetzbaren Trennwand $\leq 3,0 \text{ kN/m}$: $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Die Lastkombinationen sind nach Eurocode 0 [11] festgelegt. Für den Tragfähigkeitsnachweis (ULS) ergibt sich die Lastkombination wie folgt:

$$q_d = 1,35 \cdot \sum g_k + 1,5 \cdot \sum q_k$$

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird als maßgebendes Kriterium die Durchbiegung des Trägers je nach Bemessungssituation unter folgenden Lastkombinationen herangezogen.

- Die charakteristische Kombination wird i. d. R. für nicht umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

- Die häufige Kombination wird i. d. R. für umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus \psi_{1,1} * Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

- Die quasi-ständige Kombination wird i. d. R. nur für Langzeitauswirkungen verwendet.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

$Q_{k,1}$ Charakteristischer Wert einer maßgebenden veränderlichen Einwirkung 1 (Leiteinwirkung)

$Q_{k,i}$ Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkung i (Begleiteinwirkung)

P Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung (siehe EN 1992 bis EN 1996 und EN 1998 bis EN 1999)

- Ψ_0 Kombinationswerte einer veränderlichen Einwirkung
- Ψ_1 Beiwert für häufige Werte der veränderlichen Einwirkung
- Ψ_2 Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkung
- \oplus in Kombination mit oder überlagert mit

Für den Holzbau werden die Schwingungen bei Wohnungsdecken laut Eurocode 5 [8] mit einem Mindestmaß von 8 Hz in der Eigenfrequenz festgelegt. Der Zusammenhang zwischen der ersten Eigenfrequenz und der Durchbiegung ergibt den vereinfachten Nachweis, dass unter ständiger Last eine Durchbiegung von $w_g = 5$ mm einzuhalten ist.

Zusätzlich ergeben sich aus den Bauordnungen Anforderungen im Hinblick auf:

- Wärmeschutz
- Schallschutz
- Feuchtigkeitsschutz
- Brandschutz.

Außerdem spielt das Eigengewicht der Konstruktion hinsichtlich der Montage und der statischen Anforderungen der als Auflager dienenden Wände bzw. Stützen eine maßgebende Rolle. Je leichter die Decke, desto wirtschaftlicher wird sie bezüglich der beiden genannten Aspekte [1].

2.2 Beschreibung des Bauteils (Holzleichtbeton-Verbundsystem)

Das vom ITI in Entwicklung stehende Holzleichtbeton-Verbundsystem setzt sich aus einem dreischichtigen Aufbau zusammen. Diese drei Lagen sind untereinander durch Klebeschichten und gegebenenfalls mechanische Verbindungsmittel verbunden.

Die Idee den herkömmlichen Aufbau eines Holz-Beton-Verbundträgers mit einer Zwischenschicht zu erweitern kommt daher, dass die statische Nutzhöhe durch den vergrößerten Abstand der Schwerpunkte der einzelnen Schichten gegenüber dem Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts erhöht wird.

Ein weiterer Grundgedanke ist die Ausnutzung eines Querschnitts unter Biegebeanspruchung. Betrachtet man zum Beispiel einen reinen Stahlbetonquerschnitt, dient der obere Bereich des Querschnitts der Druckableitung und der untere Bereich der Zugableitung. Zwischen diesen beiden Bereichen bleibt jedoch immer eine Art „ungenutzte Querschnittshöhe“. Durch das Ersetzen dieser „ungenutzten Höhe“ mit einem leichteren Material werden Gewichtseinsparungen erwartet, vergleichbar mit Hohldielen oder einem Bubble-Deck [29].

Folgende Materialien werden für das Holzleichtbeton-Verbundsystem eingesetzt (siehe Abbildung 2-1).

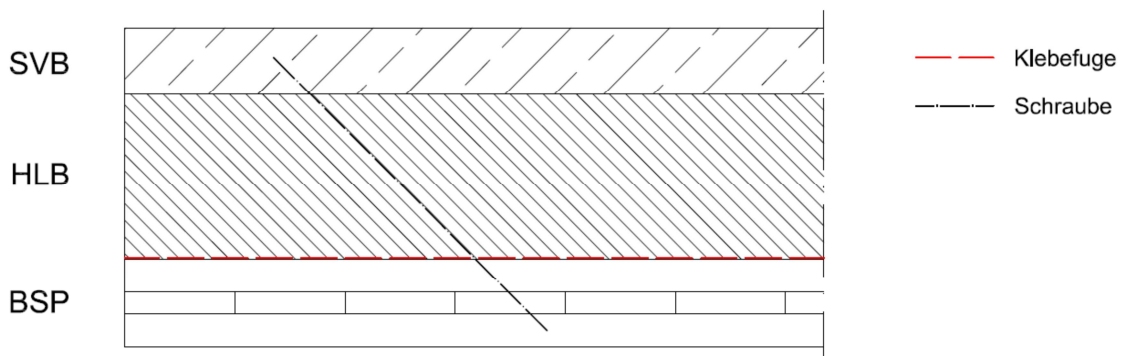


Abbildung 2-1: Skizze vom Aufbau des Holzleichtbeton-Verbundträgers

- Selbstverdichtender Beton (SVB): Je nach Möglichkeiten zur Herstellung der Verbundträger kann es von Vorteil sein, den Beton, der zum Schluss auf die beiden unteren Schichten gegossen wird, nicht verdichten zu müssen. SVB verspricht eine Zeitersparnis und eine gleichmäßige Betonqualität über den gesamten Querschnitt. In den Großbauteilversuchen kam aus diesem Grund bisher immer SVB zum Einsatz. Sind die Rahmenbedingungen für die Herstellung gegeben, kann auch Normalbeton verwendet werden.

- Holzleichtbeton (HLB): Als Holzleichtbeton wird ein leistungsfähiger Werkstoff bezeichnet, der sich aus Zement, Sägespänen bzw. -mehl, Wasser und Zuschlagstoffen zusammensetzt. Aufgrund seiner Rohdichte ist er in die Klasse der Leichtbetone einzuordnen [7]. Im Fall des Holzleichtbeton-Verbundträgers wurden Holzspanbetonplatten der Firma *Velox* [30] eingesetzt. Je nach Herstellung der Verbundträger wären auch andere Holzleichtbetone denkbar, wobei die Eigenschaften dieser im Verbundsystem zu untersuchen sind.

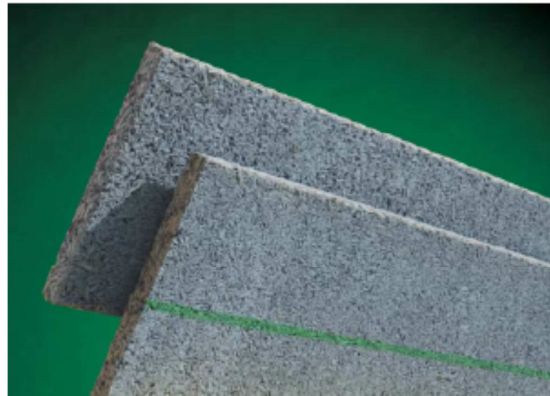


Abbildung 2-2: Holzleichtbetonplatte WS 50 der Firma *Velox* [30]

- Holz: In den Versuchen wurde für die Holzschicht aufgrund seiner einfachen Verarbeitung Brettsperrholz (BSP) eingesetzt. Es sind aber auch Varianten mit Brettstapel oder Vollholzbohlen als Unterschicht für den Verbundträger denkbar, wobei der Einfluss der Lastabtragung der Unterschicht in Querrichtung auf die Gesamttragfähigkeit des Verbundsystems noch zu ermitteln ist.

Da die Schichten miteinander verklebt werden, kann davon ausgegangen werden, dass sie sich nicht gegeneinander verschieben. Aufgrund der Schubweichheit der Mittelschicht handelt es sich dennoch um ein System mit nachgiebigem Verbund (siehe Kapitel 3).

Zur Optimierung des Preis-Leistungsverhältnisses des Verbundsystems können die einzelnen Schichten in Dicke und Material variiert werden.

Ein zusätzlicher Faktor hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit des Systems stellen der Kleber und die Anzahl der mechanischen Verbindungsmittel dar. Zu diesem Zweck wurden bereits in Zusammenarbeit mit *Georg Gassner* Scherversuche durchgeführt [5], welche in Abschnitt 2.3 beschrieben sind. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass ein ausreichend elastischer Kleber notwendig ist, um die benötigte Festigkeit trotz etwaiger Schwindvorgänge in der Trocknungsphase zu erreichen.

Des Weiteren spielt in der Betrachtung des Lebenszyklus eines Bauteils die Entsorgung eine entscheidende Rolle. Kosten und Art der Entsorgung hängen von den verwendeten Materialien und der Zerlegbarkeit des Bauteils in seine einzelnen Bestandteile ab. Die Aspekte der Entsorgung des Holzleichtbeton-Verbundsystems sind in [6] beschrieben.

2.3 Bisherige Erkenntnisse und Untersuchungen

Die vom ITI der TU Wien durchgeführte Forschung führte bereits zu einer Reihe von Publikationen, auf deren Inhalt diese Arbeit aufbaut. Die geleisteten Vorarbeiten können wie folgt zusammengefasst werden:

Kenneth Schernberger gab in seiner Diplomarbeit „Holzspanbeton-Verbunddecken“ [13] eine Übersicht über die Anwendungsmöglichkeiten und führte bereits erste Versuche durch. Die Versuche beziehen sich auf die Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit und Biegezugfestigkeit von Holzspanbeton. Des Weiteren führte er Scherversuche mit Holzspanbetonprobekörpern sowie abschließend bereits erste Versuche mit Holzspanbeton-Verbundelementen mit dreischichtigem Aufbau durch. Der Arbeit von *Schernberger* kann man entnehmen, dass ein Verbund rein durch mechanische Verbindungsmittel aufgrund von Schubkraftspitzen unvorteilhaft ist.

Aufbauend auf die ersten Versuche beschäftigte sich *Ernst Kirchmayer* im Rahmen seiner Diplomarbeit „Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken“ [14] mit der Thematik des Holzleichtbeton-Verbundsystems und führte Versuche mit einer Trägerlänge von 2,50 m mit verklebten Flächen durch. Zusätzlich zur Verklebung brachte er unterstützend Schrauben ein. Als Schwachpunkt des Verbundsystems erkannte er die geringe Schubfestigkeit der Holzspanbeton-Schicht. Die Nachrechnungen mit dem γ -Verfahren wichen stark von den Versuchsergebnissen ab. Als weiterführenden Versuch schlug er einen Vergleich der aufnehmbaren Lasten mit anderen Flachdeckensystemen vor, um die Konkurrenzfähigkeit des Systems zu prüfen.

Weitere Bauteilversuche, teilweise mit Spannweiten von bis zu 7,2 m, wurden von *Thomas Hofer* im Zuge seiner Diplomarbeit „Experimentelle und analytische Untersuchungen des Tragverhaltens von Holz-Holzleichtbeton-Sandwichbauweise“ [15] durchgeführt. Dabei wurden sowohl Biegeversuche mit Großbauteilen (siehe Abbildung 2-3) als auch Schubversuche gemacht (siehe Abbildung 2-4).

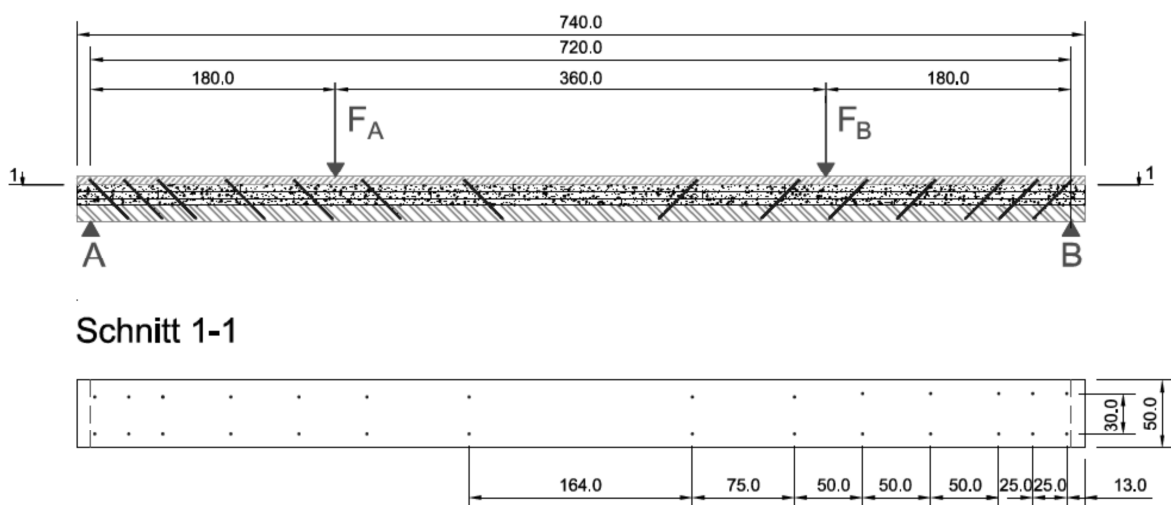


Abbildung 2-3: Beispiel eines Versuchsaufbaus für Biegeversuche von *Hofer* (Maße in cm) [15, S. 33]

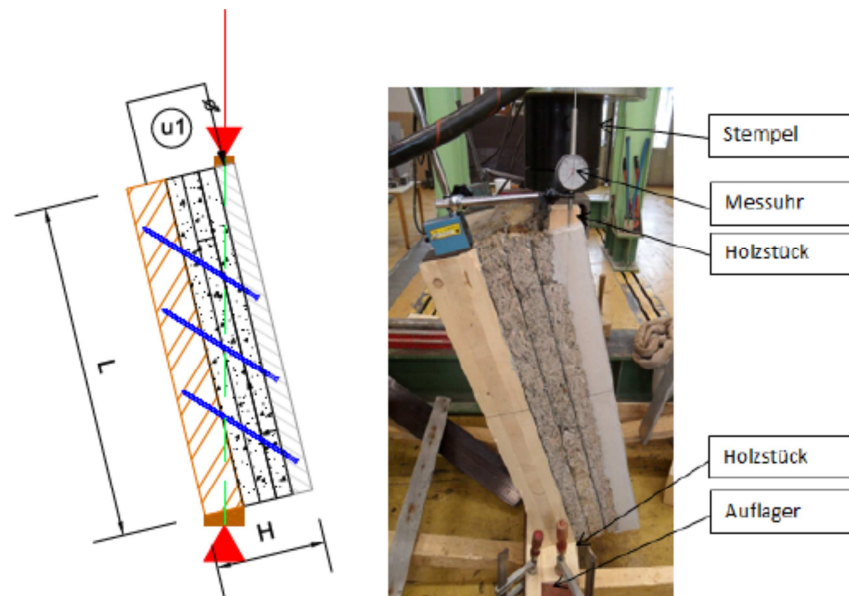


Abbildung 2-4: Darstellung des Schubversuchs von Hofer als Skizze und in der Umsetzung [15, S. 61]

Hofer beschäftigt sich in seiner Diplomarbeit, die zum Zeitpunkt des Entstehens dieser Arbeit ebenfalls in Bearbeitung ist, auch mit der Thematik der Verbindungsmittel. Aufbauend auf den Versuchen von *Kirchmayer* führt er Versuche zur Ermittlung der Klebemenge und des Einflusses von Schrauben auf die Scherfestigkeit durch. In weiterer Folge beschäftigt er sich mit der Berechnung des Trägers mit Hilfe des γ -Verfahrens. Die Ergebnisse der Berechnungen werden in dieser Arbeit teilweise zum Vergleich der Berechnungsmethoden herangezogen. Des Weiteren werden Ergebnisse und Erkenntnisse aus den Versuchen in dieser Arbeit weiter verwendet.

Um die Wirtschaftlichkeit der Klebeschicht des Systems zu überprüfen, wurden Klebeversuche durchgeführt (siehe Abbildung 2-5). In Zusammenarbeit mit *Gassner* wurden Kleinproben aus Holzspanbeton-Platten und BSP gefertigt [5].



Abbildung 2-5: Kleinprobe zur Überprüfung des Klebesystems [6, S. 24]

Um den Einfluss des Klebers sowie der Oberflächenbeschaffenheit des BSP zu testen, wurde die Scherfestigkeit zwischen Holzspanbeton und BSP mit zwei verschiedenen Klebern auf verschiedenen Oberflächen geprüft. Die Ergebnisse der Versuche sind in der Bachelorarbeit von *Gassner* mit dem Titel *„Holzleichtbeton Verbundbauweise - Beschaffenheit und Optimierung der Holzoberfläche zur Verbesserung des Verbundverhaltens“* [5] und in der interdisziplinären Seminararbeit *„Beitrag zur Bewertung von Deckensystemen in Holzspanbeton-Verbundbauweise unter ökonomischen, materialtechnologischen und anwendungsrelevanten Aspekten“* [6] zu finden.

In der an letzter Stelle genannten interdisziplinären Seminararbeit wurden außerdem wirtschaftliche Vergleiche des Holzleichtbeton-Verbundsystems mit anderen Deckensystemen unter Berücksichtigung der Materialkosten und des Eigengewichts dargestellt.

Zusätzlich wird an dieser Stelle noch auf den Forschungsbericht des ITI hingewiesen. Dieser ist in mehrere Teilprojekte gegliedert, welche zum Zeitpunkt des Entstehens dieser Arbeit ebenfalls in Bearbeitung sind [28].

3 Verbundtheorie

3.1 Beschreibung des Tragverhaltens

Der Querschnitt eines Verbundträgers besteht aus zwei oder mehreren Teilquerschnitten unterschiedlicher oder gleicher Materialien. Die Teilquerschnitte werden durch Verbindungsmittel miteinander verbunden. Je nach Ausbildung der Verbundfuge entsteht ein mehr oder weniger nachgiebiger Verbund, welcher bei der statischen Berechnung berücksichtigt werden muss.

Aus dem Zusammenwirken der Teilquerschnitte ergeben sich neben der reinen Biegebeanspruchung auch eine Normalkraftbeanspruchung der einzelnen Schichten und eine Schubkraft in der Verbundfuge. Je nach Verbund können Relativverschiebungen der Teilquerschnitte auftreten. Die Auswirkungen der Art des Verbundes auf den jeweiligen Spannungsverlauf sind in Abbildung 3-1 dargestellt.

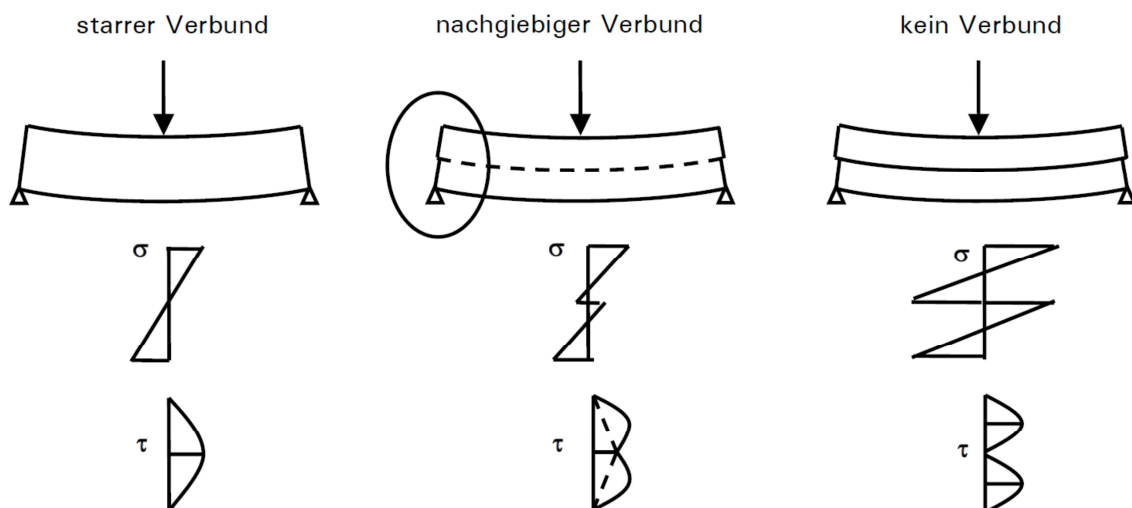


Abbildung 3-1: Arten des Verbunds und die Auswirkungen auf den jeweiligen Spannungsverlauf [3, S. 12]

Wie in Abbildung 3-1 ersichtlich, wird zwischen starrem und nachgiebigem Verbund unterschieden.

- Starrer Verbund bedeutet ein vollständiges Zusammenwirken der Bauteilschichten ohne Relativverschiebungen (Schlupf) in der Verbundfuge. Die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ist gültig.
- Beim nachgiebigen Verbund liegt ein unvollständiges Zusammenwirken der Teilquerschnitte vor. Dadurch entsteht ein Schlupf in der Verbundfuge. Das Ausmaß der Relativverschiebungen ist stark von der Steifigkeit und der Anzahl der Verbindungsmittel abhängig [2].

Da beim nachgiebigen Verbund das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts nach Bernoulli-Hypothese nicht mehr gewährleistet ist, können die Regeln der technischen Biegelehre auf diese Systeme nicht angewendet werden. Die Berechnungsmethoden im nachfolgenden Kapitel sind Verfahren, um Querschnitte mit nachgiebigem Verbund zu berechnen.

3.2 Berechnungsmethoden

Wie bereits erwähnt, entstehen durch das Zusammenwirken der Teilquerschnitte neben der reinen Biegebeanspruchung auch eine Normalkraftbeanspruchung der einzelnen Schichten sowie eine Schubkraft in der Verbundfuge. Zur Berechnung solcher zusammengesetzter Querschnitte stehen verschiedene Methoden zur Auswahl. Je nach Verfahren sind unterschiedliche Randbedingungen einzuhalten. Aufgrund der Vor- und Nachteile der einzelnen Verfahren ist abzuwägen, welches Verfahren eine für das jeweils zu berechnende System ausreichend genaue Berechnung darstellt.

Im EC 5 [8] ist derzeit nur das γ -Verfahren im Anhang als Berechnungsmethode für zusammengesetzte Querschnitte angeführt.

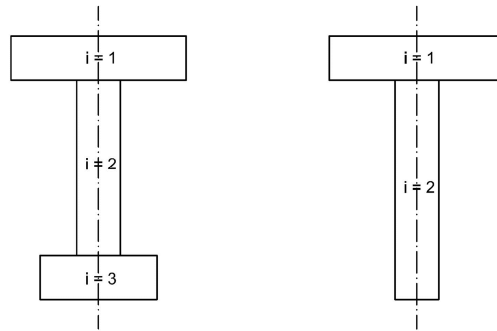
Im Nationalen Anhang der DIN EN 1995-1-1 [31] wird neben dem γ -Verfahren auch das Schubanalogie-Verfahren als gültiges Berechnungsverfahren beschrieben.

3.2.1 γ -Verfahren nach EC 5

Das im Anhang B des EC 5 [8] erwähnte γ -Verfahren lässt sich durch Erweiterung um Gleichgewichtsbetrachtungen und Verformungsbedingungen für die Verbundfuge auch für Berechnungen des Holzleichtbeton-Verbundbau verwenden. Folgende Randbedingungen sind dabei einzuhalten:

- statisch bestimmter Einfeldträger
- sinusförmige Belastung
- konstante Querschnitte (max. drei Teilquerschnitte)
- Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese in den Teilquerschnitten
- linear elastisches Werkstoffverhalten
- kontinuierlicher, konstanter Verbund
- Vernachlässigung der Schubverformung der Teilquerschnitte [3].

Für den in der Baupraxis relevanten Fall der Gleichlast, wie zum Beispiel bei Decken, bildet das γ -Verfahren eine gute Näherung.

Abbildung 3-2: Teilquerschnitte $i=n$ für die Berechnung des γ -Verfahrens

Beim γ -Verfahren wird die Abnahme der Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge mit Hilfe des Abminderungsfaktors γ_i berücksichtigt. Im Allgemeinen Fall von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen berechnet sich der Faktor γ_i für die Querschnittsteile ($i = 1$ und $i = 3$), die nachgiebig an den Teilquerschnitt $i = 2$ angeschlossen sind, laut [3] wie folgt.

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

$E_i \cdot A_i \dots$ Dehnsteifigkeiten [MN]

$K_i/s_i \dots$ Fugensteifigkeit [MN/m²]

$K_i \dots$ Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels [MN/m]

$s_i \dots$ Abstand der Verbindungsmittel [m]

$l \dots$ Abstand der Momentennullpunkte [m]

- Einfeldträger mit Stützweite l : l
- Durchlaufträger mit Stützweite l_i : $l = 0,8 \cdot l_i$
- Kragarm mit Kraglänge l_k : $l = 2,0 \cdot l_k$

Der Beiwert für den Querschnittsteil $i = 2$ beträgt $\gamma_2 = 1,0$.

Der Abstand der Verbindungsmittel s_i bezieht sich auf die gedanklich in eine Reihe geschobenen Verbindungsmittel zwischen den Teilquerschnitt, wie in Abbildung 3-3 dargestellt.

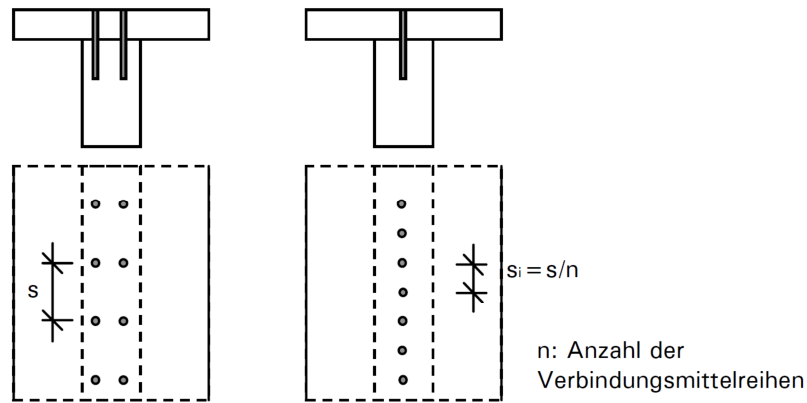
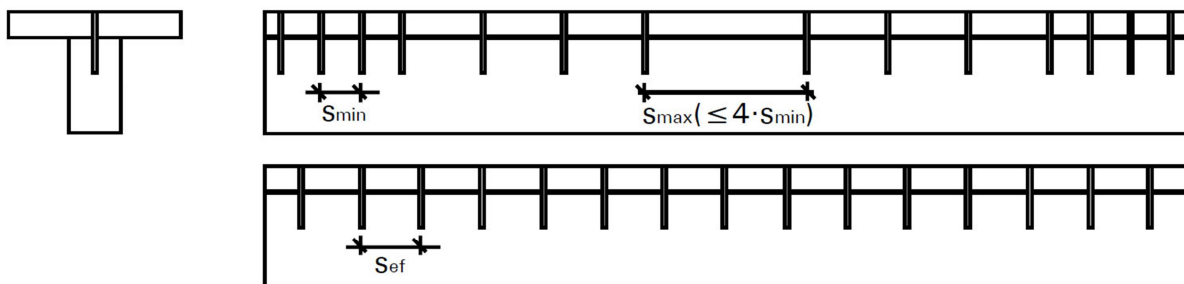


Abbildung 3-3: Bestimmung des Verbindungsmittelabstands s_i [3, S.14]

Falls es sich nicht um einen regelmäßigen Abstand, sondern um eine an den Querkraftverlauf angepasste Anordnung handelt, darf ein effektiv wirksamer Verbindungsmittelabstand s_{ef} verwendet werden (siehe Abbildung 3-4).

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

mit der Bedingung: $s_{max} \leq 4 \cdot s_{min}$



$$\Rightarrow s_i = s_{ef}/n = (0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max})/n$$

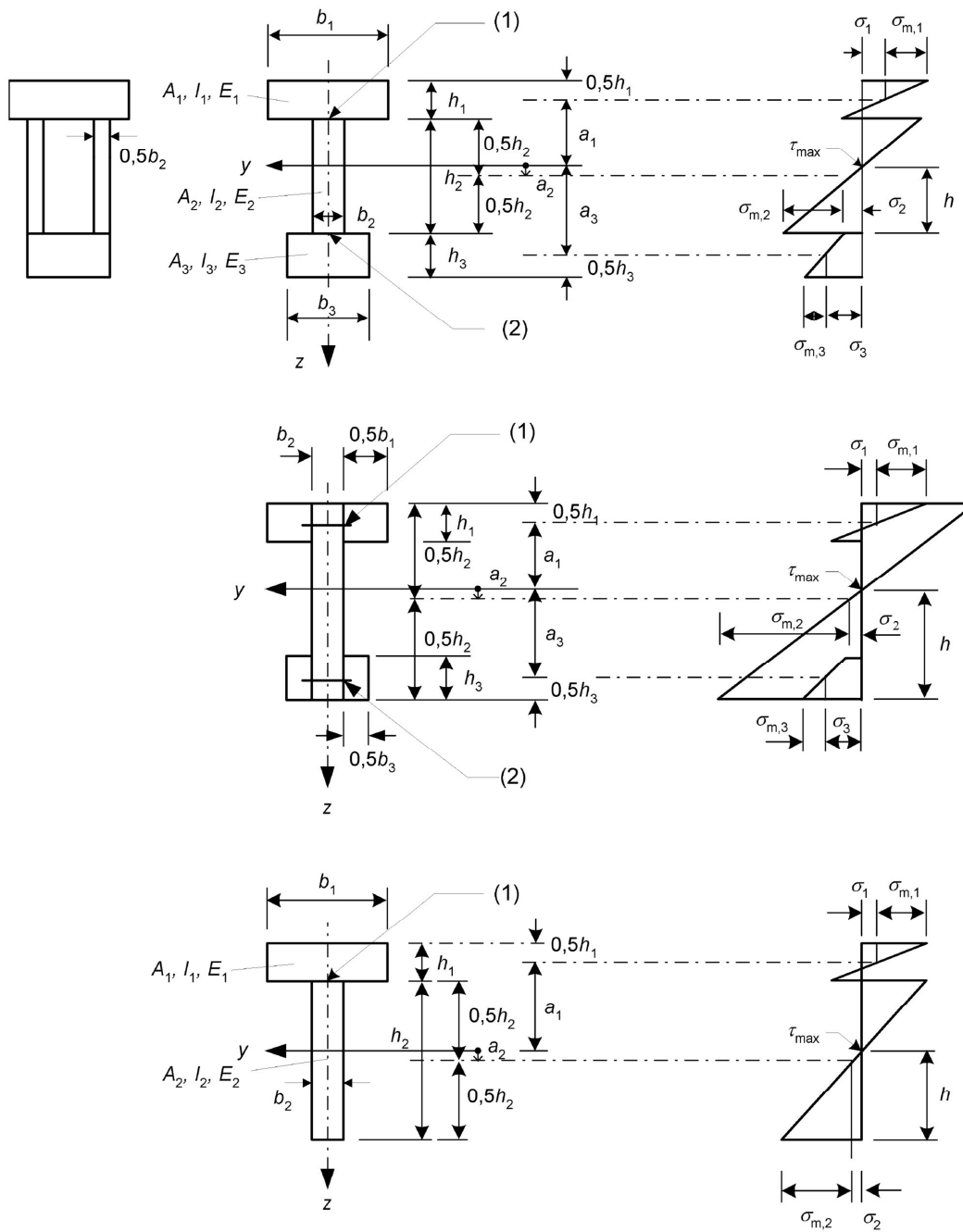
n: Anzahl der Verbindungsmittelreihen

Abbildung 3-4: Ermittlung effektiven Verbindungsmittelabstands s_{ef} [3, S. 14]

Der Abstand a_2 des Schwerpunktes des Teilquerschnittes $i = 2$ zum Schwerpunkt des Verbundquerschnitts wird wie folgt berechnet.

$$a_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{\sum_{i=1,0}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i}$$

Die geometrischen Zusammenhänge zur Ermittlung der Schwerpunktabstände a_1 und a_3 und weiterführend zur Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts sind in Abbildung 3-5 dargestellt.



Legende

- (1) Abstand: s_1 Verschiebungsmodul: K_1 Kraft: F_1
- (2) Abstand: s_3 Verschiebungsmodul: K_3 Kraft: F_3

Abbildung 3-5: Geometrische Zusammenhänge für das γ -Verfahren; des EC 5, Anhang B [8, S.121]

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

$$A_i = b_i \cdot h_i$$

$$I_i = b_i \cdot h_i^3 / 12$$

Für die Bemessungsschnittgrößen in den einzelnen Teilquerschnitten gilt:

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

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

Der maximale Bemessungswert der Schubspannung im Querschnittsteil $i = 2$ sowie der Bemessungswert des Schubflusses in den jeweiligen Fugen zwischen den Teilquerschnitten ergeben sich folgendermaßen:

$$\tau_{2,max,d} = \frac{V_{max,d} \cdot (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2)}{(EI)_{ef} \cdot b_2}$$

$$\text{mit: } h = a_2 + \frac{h_2}{2}$$

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

3.2.2 Stabwerksmodelle

Bei der Berechnung von Systemen mit punktuell angeordneten Verbindungsmitteln stellen Stabwerksmodelle durch die Möglichkeit der lokalen Zuordnung der Verbindungsmittelsteifigkeit eine geeignete Berechnungsmethode dar (siehe Abbildung 3-6). Hierfür werden, vorzugsweise in einem Stabwerksprogramm, Beton- und Holzquerschnitt getrennt voneinander als Stäbe modelliert. Um die vertikalen Verformungen der beiden Stäbe zu koppeln, werden gelenkige, dehnstarre Pendelstäbe oder programmspezifische Koppelbedingungen eingefügt. An den Stellen der punktuellen Schubverbinder werden jeweils senkrecht zu den Achsen Stabzüge mit einem Endgelenk auf der Höhe der Verbundfuge angeordnet. Die Biegesteifigkeit der Stabzüge beschreibt die Verschiebungssteifigkeit der Verbindungsmittel. Im Fall einer Verklebung werden alle Koppelstäbe als Kragarme modelliert und über diese die errechnete Fugensteifigkeit gleichmäßig über den gesamten Querschnitt verteilt.

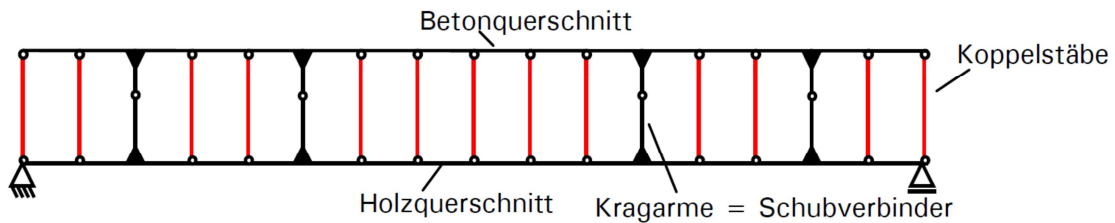


Abbildung 3-6: Stabwerksmodell [3, S. 200]

Folgende Ersatzsysteme können zur Ermittlung der Biegesteifigkeit der Stabzüge, welche die Verbindungsmittel darstellen, angewendet werden (siehe Abbildung 3-7) [9].

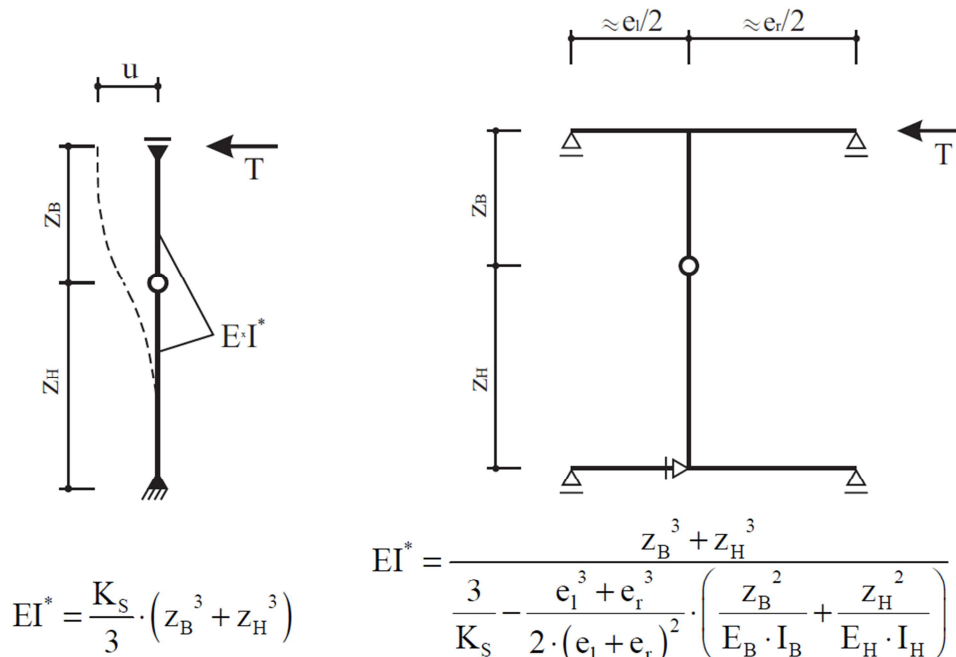


Abbildung 3-7: Ersatzsystem des Verbindungsmittels unter Vernachlässigung bzw. Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [9, S.3]

Stabwerksmodelle erlauben eine beliebige Lage der Verbindungsmittel. Zusätzlich werden die durch die exzentrische Schubkraftübertragung an den Schubverbundelementen entstehenden Momentensprünge berücksichtigt. Ein Vorteil dieser Berechnung ist es, dass der Verlauf der Schnittgrößen direkt am Modell ohne zusätzliche Umrechnungen abgelesen werden kann [3].

Je nach Verbindungsmittelabstand ergeben sich mit dem Stabwerksmodell unterschiedliche Schnittgrößenverläufe. Bei einem sehr geringen Verbindungsmittelabstand von etwa 5 cm decken sich laut [9] die Verläufe mit denen des γ -Verfahren. Bei größeren Abständen werden die Momentensprünge allerdings bedeutend und müssen bei der Bemessung berücksichtigt werden. Bei sehr großen Abständen können die Sprünge im Momentenverlauf dazu führen, dass die größte Beanspruchung der Teilquerschnitte nicht mehr in Feldmitte vorliegt, sondern an einer Stelle an der ein Verbindungsmittel angeordnet ist. Zusätzlich sind die Verteilung des Schubflusses in der Verbundfuge und die Zuteilung zu den einzelnen Verbindungsmitteln, im Gegensatz zum Stabwerksmodell, bei verschmierenden Verbundmodellen nur über Abschätzungen zu ermitteln. Dies kann zu einer Überbeanspruchung der Schubverbundelemente führen.

3.2.3 Schubanalogie-Verfahren

Das Schubanalogie-Verfahren ist ein weiteres Verfahren zur Ermittlung der Schnitt- und Verformungsgrößen an Verbundquerschnitten, welches im Nationalen Anhang der DIN EN 1995-1-1 [31] angeführt ist. Im Nachfolgenden wird das Verfahren für den allgemeinen Fall beschrieben. Auf spezifische Besonderheiten für die Berechnung des dreiteiligen Holzleichtbeton-Verbundquerschnitts wird in Kapitel 4 eingegangen.

In [3] sind folgende Bedingungen für eine theoretisch exakte Lösung des Verfahrens angeführt:

- Die Schwerpunkte der Teilquerschnitte liegen im verformten Zustand auf einer Linie. Diese Bedingung ist für zwei- bzw. dreiteilige Querschnitte stets erfüllt.
- Die Teilquerschnitte sind schubstarr.
- Die Verbundschichten bzw. Schubschichten besitzen keine Biegesteifigkeit.
- Die Diskretisierung des ideellen Systems erfolgt ausreichend genau.

Unter folgenden Voraussetzungen wird eine gute Näherung erreicht:

- symmetrischer Querschnittsaufbau
- konstante Schichtdicken der einzelnen Schichten
- über die Höhe des Verbundquerschnitts gleichmäßig verteilte Fugensteifigkeit [3].

Die wesentlichen Arbeitsschritte des von Kreuzinger entwickelten Berechnungsverfahrens sind in Abbildung 3-8 schematisch dargestellt. Anschließend wird das Verfahren wie in [3] zusammenfassend angeführt beschrieben.

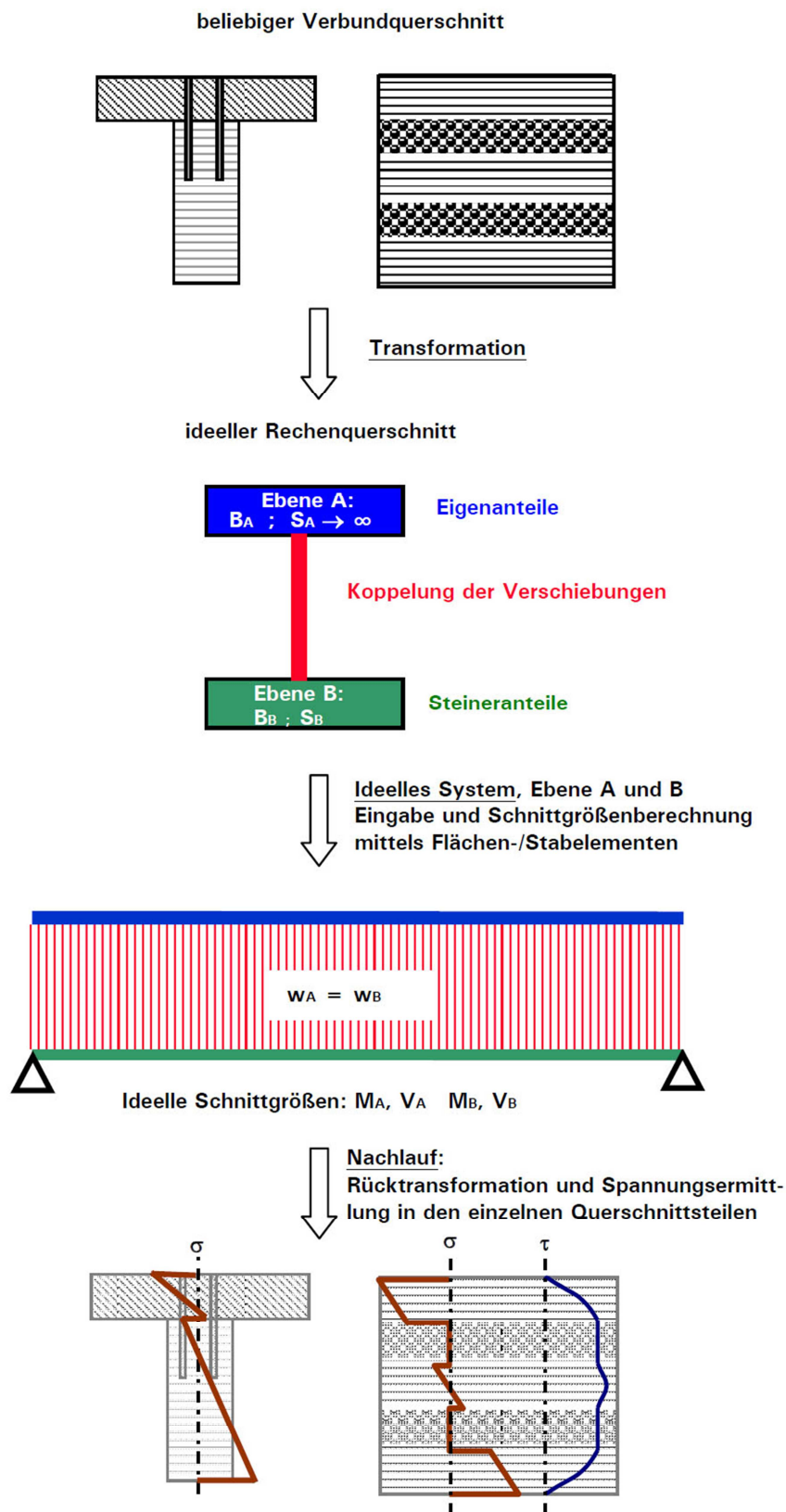


Abbildung 3-8: Schematischer Ablauf des Schubanalgie-Verfahrens [3, S.16]

Bei der Schubanalogie handelt es sich um ein rechnerorientiertes Verfahren. Die Nachgiebigkeit des Verbundquerschnitts kann dabei sowohl aus den verwendeten Verbindungsmitteln als auch aus schubweichen Zwischenschichten bestehen.

Der erste Schritt im Ablauf des Verfahrens ist die Transformation des reellen Querschnitts in einen ideellen Rechenquerschnitt. Hierbei gibt es, wie bereits erwähnt, spezifische Besonderheiten für unterschiedliche Bauweisen. Der ideale Querschnitt besteht aus zwei Ebenen. Ebene A besteht aus den Eigenanteilen der Biegesteifigkeit der realen Teilquerschnitte und wird schubstarr ausgebildet. Der Ebene B werden die Steineranteile der Biegesteifigkeiten sowie die gesamte Schubnachgiebigkeit des Verbundquerschnitts zugewiesen, um das Zusammenwirken der Teilquerschnitte wiederzugeben. Um die Verschiebungen der beiden Ebenen miteinander zu koppeln, sind je nach Programm spezielle Knotenkoppelungen oder starre Pendelstäbe einzufügen.

Die Steifigkeiten sind für den allgemeinen Fall wie folgt zu ermitteln:

Ebene A:

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

Schubsteifigkeit: $S_A \rightarrow \infty$

Ebene B:

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

mit $z_{s,i}$: Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte zum Schwerpunkt des Verbundquerschnittes (ermittelt unter Berücksichtigung unterschiedlicher E-Moduln)

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

mit $K_{x,i}$... Verschiebungsmodul eines Verbindungsmittels (K_{ser})

$e_{x,\dots}$ Abstand der Verbindungsmittel in x-Richtung

a ... siehe Abbildung 3-9

$n_{\text{VBM-Reihen}}$... Anzahl der Verbindungsmittel in Trägerlängsrichtung

$G_{xz,1}$... Schubmodul der Schicht $i=1$

$G_{xz,i}$... Schubmodul der Zwischenschichten

$G_{xz,n}$... Schubmodul der Schicht $i=n$

- $d_1...$ Dicke der Schicht $i=1$
- $d_i...$ Dicke der Zwischenschichten
- $d_n...$ Dicke der Schicht $i=n$
- $b_1...$ Breite der Schicht $i=1$
- $b_i...$ Breite der Zwischenschichten
- $b_n...$ Breite der Schicht $i=n$

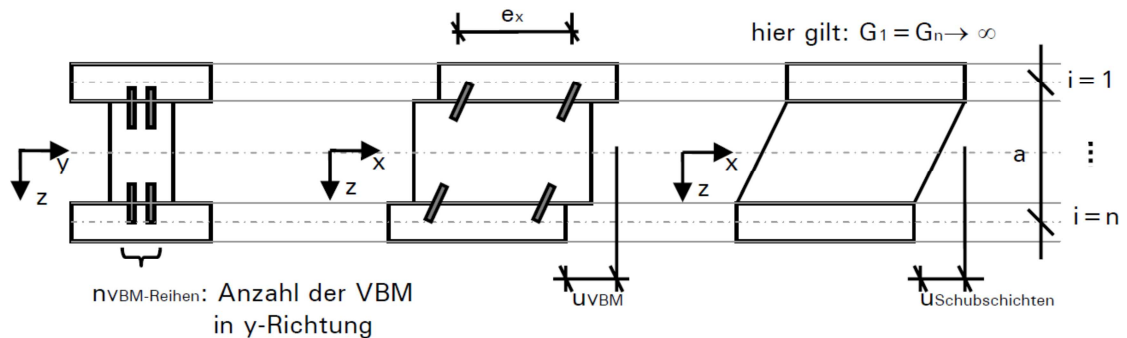


Abbildung 3-9: Ermittlung der Schubsteifigkeit der Ebene B [3, S. 17]

Der nächste Schritt im Ablauf des Verfahrens ist die Berechnung der Schnittgrößen der einzelnen Ebenen am ideellen System. Die Randbedingungen der Endauflager des reellen statischen Systems müssen in ihrer Wirkungsweise im ideellen System entsprechend wiedergegeben werden (Abbildung 3-10).

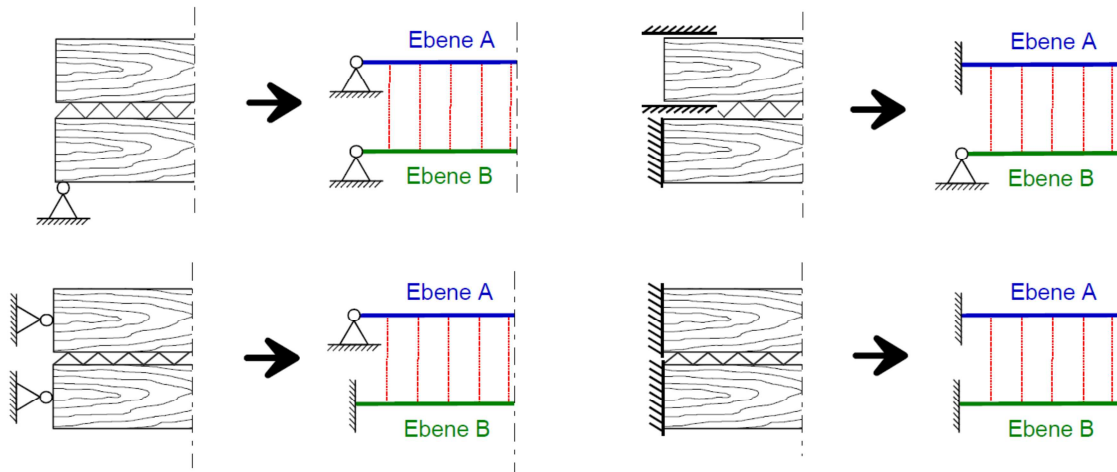


Abbildung 3-10: Verschiedene Endlagerungen eines zweiteiligen Verbundquerschnittes und die Umsetzung in ein ideelles System [21, S. 71)

Grundsätzlich kann die Berechnung mit Flächen – oder mit Stabelementen erfolgen, wobei in [3] jedoch die Berechnung mit einem Stabwerksprogramm empfohlen wird. Wichtig ist, dass das jeweilige Programm in der Lage ist, die auftretenden Schubverformungen zu berücksichtigen.

Der abschließende Schritt im Schubanalogie-Verfahren ist die Rücktransformation der am ideellen Querschnitt ermittelten Biegemomente und Querkräfte zu den Spannungen in den jeweiligen Schichten/Querschnittsteilen des realen Verbundquerschnitts. Die Ebene A gibt durch die entsprechende Modellierung nur das Tragverhalten aus den Eigenanteilen der Biegesteifigkeiten wieder, was dem Tragverhalten der übereinander gelegten Schichten ohne Verbund entspricht. Je nach Eigenanteil der Biegesteifigkeiten verteilt sich das Biegemoment der Ebene A auf die einzelnen Teilquerschnitte/Schichten und ruft Biegespannungen hervor. Durch die Ebene B wird das Zusammenwirken der einzelnen Schichten beschrieben. Das Moment der Ebene B führt zu Normalkräften und damit zu konstanten Normalspannungen in den Teilquerschnitten. Aus dem horizontalen Gleichgewicht lassen sich aus der Integration der Änderung der Normalkraft über die Querschnittshöhe die Schubspannungen berechnen. Wie in Abbildung 3-11 ersichtlich, führt die Querkraft der Ebene A zu parabelförmigen Schubspannungsverteilungen, während die Querkraft der Ebene B in den Teilquerschnitten lineare Schubspannungen hervorruft. Grundlage dieser Abbildung ist ein konstanter E-Modul in den drei Teilquerschnitten sowie gleiche Steifigkeiten in den beiden Verbundfugen. Je nach Material der Teilquerschnitte und Ausbildung der Verbundfugen können sich unterschiedliche Spannungsverteilungen ergeben.

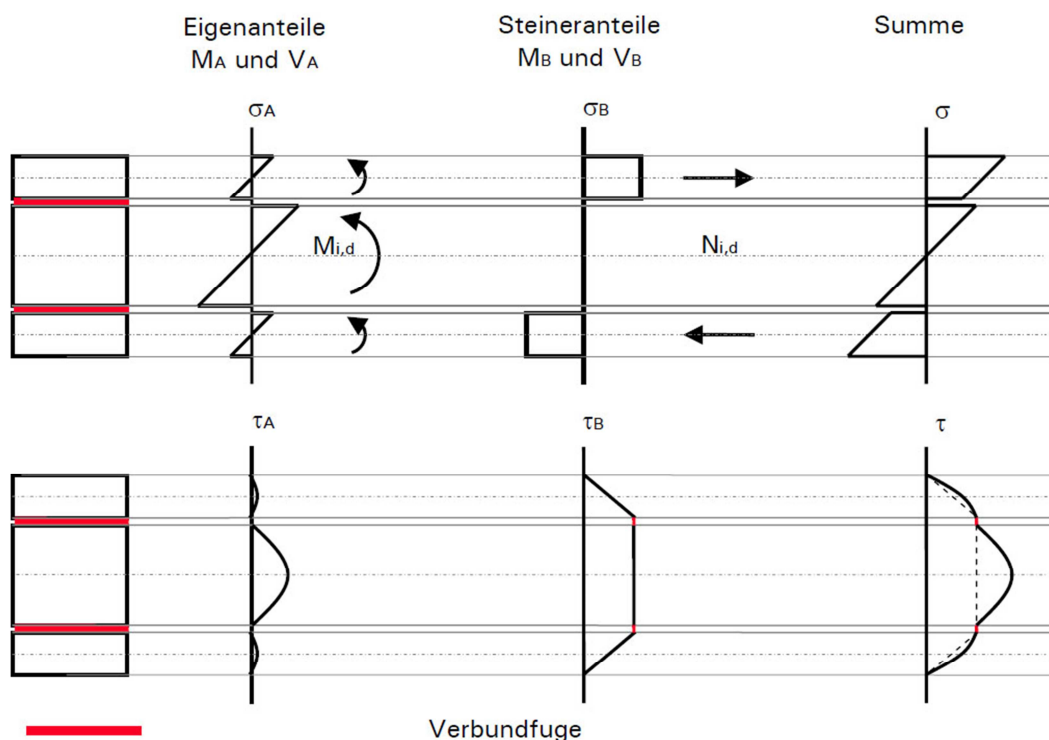


Abbildung 3-11: Qualitative Spannungsverteilungen an einem nachgiebig miteinander verbundenen dreiteiligen Querschnitt [3, S. 19]

- Längsspannungen:

Ebene A:

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

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

Ebene B:

$$N_i = \pm M_B \cdot \frac{E_i \cdot A_i \cdot z_{s,i}}{B_B}$$

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

- Schubfluss:

Die angeführte Gleichung ist allgemein gültig für den Schubfluss t [Kraft/Meter], da die Verbundfuge sowohl durch eine Schubschicht als auch durch stiftförmige Verbindungsmittel erzeugt werden kann. Um die Schubspannungen in den einzelnen Teilquerschnitten zu erhalten, muss der Schubfluss t durch die entsprechende Querschnittsbreite dividiert werden.

Ebene A:

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

Ebene B:

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

mit $z_i \dots -d_i/2 < z_i < d_i/2$

$z_{s,i} \dots$ Schwerpunktabstand der einzelnen Lagen

$E_i \dots$ E-Modul der einzelnen Lagen

$A_i \dots$ Flächeninhalt der Teilquerschnitte

$I_i \dots$ Flächenmomente zweiten Grades der Teilquerschnitte

Im Falle einer Verklebung, also bei kontinuierlichem Schubverbund, kann das vereinfachte Verfahren ohne Modifikation für die Verbundfuge angewendet werden. Bei der Berechnung der Schubsteifigkeit für den Träger B entfällt der Teil der Gleichung, der die Verbindungsmittelsteifigkeit berücksichtigt.

Bei punktuell angeordneten Schubverbindern ist darauf zu achten, dass die Abstände zwischen den einzelnen Verbindungsmitteln nicht zu groß angeordnet werden, um Abweichungen bei der Ermittlung der Beanspruchungen zu vermeiden. Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass beim Einsatz von sehr steifen, punktuell angeordneten Verbindern die Ersatzschubsteifigkeit nur lokal dem Träger B zuzuweisen ist, wobei sie in den Bereichen dazwischen gegen null zu setzen ist.

Der Vorteil des Schubanalogie-Verfahrens liegt in seiner breit gefächerten Anwendbarkeit. Das Verfahren kann bei Platten und Trägern für verschiedene Lagerungen und beliebige Belastungen angewendet werden [18].

Außerdem lassen sich mit Hilfe des Verfahrens die Spannungen für alle drei Querschnitte ermitteln, wohingegen in den beiden anderen Verfahren die Mittelschicht als Komponente der Fugensteifigkeit in die Berechnung eingehen würde (siehe *Hofer* [15]). Dies kann vor allem hinsichtlich der Langzeittragfähigkeit, welche in Kapitel 5 beschrieben wird, Auswirkungen haben. Durch das Langzeittragverhalten des Holzleichtbetons sind Auswirkungen auf den gesamten Verbundquerschnitt zu erwarten, weshalb die Berechnung des Holzleichtbetons als Bauteilschicht sinnvoll erscheint.

4 Anwendung des Schubanalogie-Verfahrens

Aufgrund der Möglichkeit beim Schubanalogie-Verfahren punktuell angeordnete Verbindungsmittel zu modellieren und des Aspekts, dass im Gegensatz zu den anderen beiden Verfahren (γ -Verfahren und Stabwerksmodell) eine Spannungsermittlung der Zwischenschicht möglich ist, erweist sich dieses als vorteilhaft für die Berechnungen.

Hinsichtlich der Bedingungen für eine theoretisch exakte Lösung, wie in Abschnitt 3.2.3 angeführt, ergeben sich folgende Abweichungen:

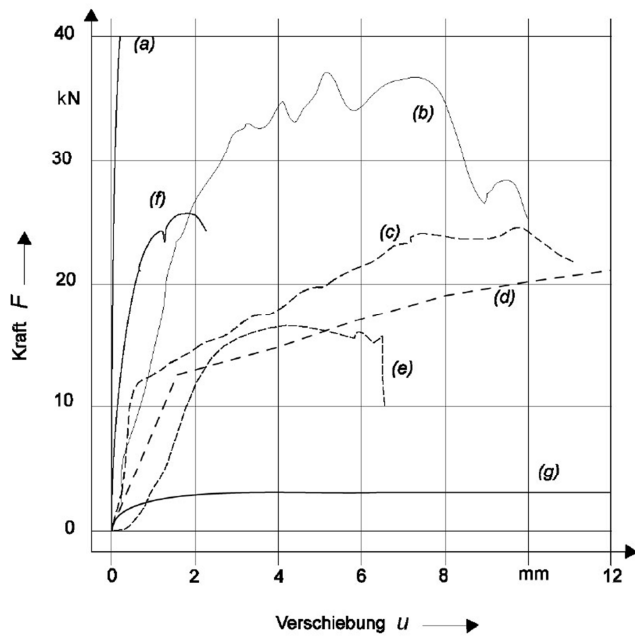
- Die Mittelschicht aus Holzleichtbeton wird in den Berechnungen als Teilquerschnitt betrachtet, welcher allerdings nicht schubstarr ist.
- Die Biegesteifigkeit des mittleren Teilquerschnitts ist im Vergleich zu den angrenzenden Querschnitten sehr gering, jedoch größer als Null.
- Es liegt kein symmetrischer Querschnittsaufbau vor.

Eingehend wird die Vorgangsweise des Schubanalogie-Verfahrens anhand eines Beispiels dargestellt. Um einen Vergleich mit den Ergebnissen des γ -Verfahrens herzustellen, wird anschließend ein von *Hofer* nachgerechneter Versuch [15] mit dem Schubanalogie-Verfahren berechnet.

4.1 Berechnungsparameter

Um die Berechnung nach dem Schubanalogie-Verfahren für den dreiteiligen Querschnitt durchzuführen, sind die unterschiedlichen Einflüsse aus den einzelnen Bauteilkomponenten zu erfassen.

Neben E-Modul und Schubmodul sind die Verbundeigenschaften des Querschnitts zu berücksichtigen. Der Klebeverbund kann, wie bereits erwähnt, als starrer Verbund angenommen werden. Zusätzlich ist die Anordnung von Schrauben vorgesehen. Laut *Neuhaus* [24] dürfen die Tragfähigkeiten verschiedener Verbindungsmittel aufgrund ihres unterschiedlichen duktilen Verhaltens nicht ohne Einschränkung kombiniert werden. Vor allem bei Kombination einer geklebten Verbindung mit mechanischen Verbindungsmitteln, können demnach die beiden Komponenten aufgrund ihres ausgeprägt unterschiedlichen Verformungsverhaltens nicht als gleichzeitig zusammenwirkend in einer Verbindung berücksichtigt werden (siehe Abbildung 4-1).

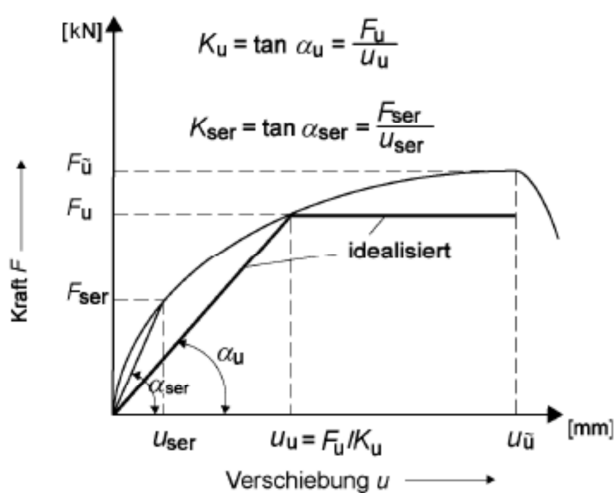


- a) geklebte Verbindung (A = 12500 mm²)
- b) Einlassdübel (d = 100 mm)
- c) zweiseitiger Einpressdübel (d = 62 mm)
- d) Stabdübel (d = 14 mm)
- e) Bolzen (d = 14 mm)
- f) Nagelplatte (A = 10000 mm²)
- g) Nägel (d = 4,4 mm)

Abbildung 4-1: Kraft-Verschiebungs-Kurven (Versuchswerte) verschiedener Verbindungen unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung [24, S. 184]

Wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, ist für die Berechnung eines starren Verbundes im Schubanalogie-Verfahren keine gesonderte Steifigkeitskomponente zu berücksichtigen.

Für die Berechnung eines nachgiebigen Verbundes, wie etwa mit mechanischen Verbindungsmitteln, geht der Einfluss der Schraubentragfähigkeit über den Verschiebungsmodul ein. Der Verschiebungsmodul bezeichnet die gegenseitige Verschiebung u in einer Verbindung mit der Kraft F . Diese Verschiebung wird auch als Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel/ Verbindung bezeichnet (siehe Abbildung 4-2).



F ... Kraft pro Scherfuge

u ... gegenseitige Verschiebung

K_{ser} ... Verschiebungsmodul für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

K_u ... Verschiebungsmodul für den Nachweis der Tragfähigkeit

Abbildung 4-2: Verschiebungsmodul K_{ser} und K_u [24, S. 192]

Nachdem der Verschiebungsmodul nicht nur rein vom Verbindungsmittel, sondern auch von den Baustoffen, in die das Verbindungsmittel eingebracht wird, abhängig ist, kann der Verschiebungsmodul für das HLBV-System aufgrund seiner Zusammensetzung nur durch Versuche ermittelt werden.

Zu diesem Zweck hat *Hofer* zwei Schubversuche durchgeführt. Für die Schubversuche verwendete er Teile eines Trägers, der bereits für Biegeversuche herangezogen wurde (siehe Abbildung 4-3). Die Anordnung der Versuche ist in Abbildung 2-4 dargestellt [15].

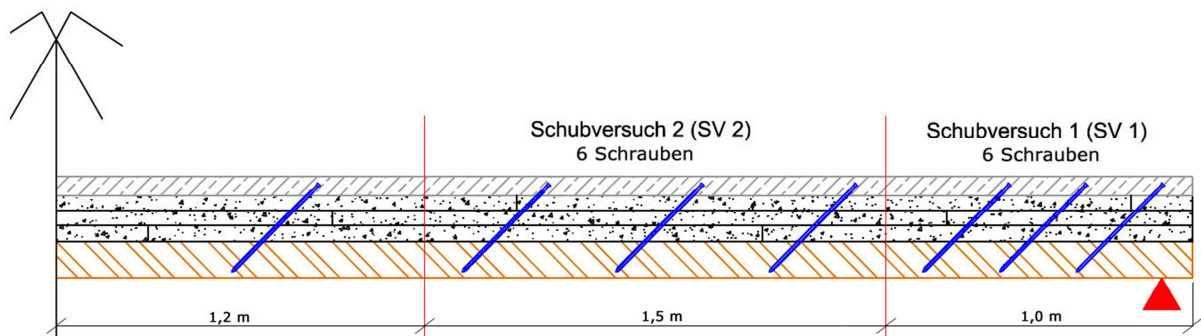


Abbildung 4-3: Verwendete Trägerabschnitte für Schubversuche [15, S. 59]

Die Auswertung der Versuche erfolgte mit Hilfe der Norm ÖNORM EN 26891 [32]. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen (siehe Abbildung 4-4).

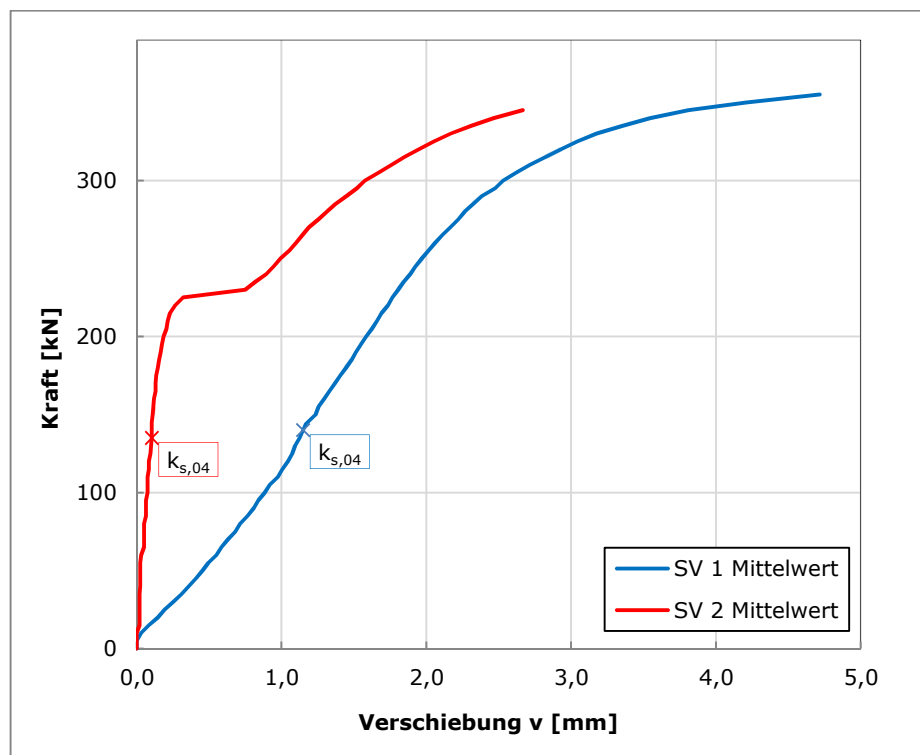


Abbildung 4-4: Vergleich der Kennlinien mit den Punkten $k_{s,0,4}$, Schubversuche von *Hofer* [15]

Wie in Tabelle 4-1 angegeben weichen die Ergebnisse der Schubversuche weit voneinander ab. Zur Überprüfung der Ergebnisse sind daher weitere Versuche notwendig.

Der Verschiebungsmodul lässt sich aus den Versuchsergebnissen wie folgt berechnen [32]:

$$k_{s,ges} = \frac{F_{04}}{v_{04}}$$

$$k_s = \frac{k_{s,ges}}{n_s}$$

mit	$F_{04...}$	40% der Höchstlast F_{max} ; $F_{04} = 0,4 \cdot F_{max}$
	$v_{04...}$	Verschiebung zufolge F_{04}
	$n...$	Anzahl der Schrauben (hier $n=6$)
	$k_{s,04...}$	Verschiebungsmodul zufolge F_{04}
	$k_{s...}$	Verschiebungsmodul

Tabelle 4-1: Ergebnisse der Schubversuche von Hofer [15, S. 65]

Versuch	F_{max} [kN]	F_{04} [kN]	v_{04} [mm]	$k_{s,04}$ [N/mm]	k_s [MN/m]
SV 1	359	144	1,17	123076	20,5
SV 2	348	139	0,11	1263636	210,6

4.2 Berechnungsablauf

4.2.1 Materialkennwerte und Lastannahmen

In der beispielhaften Darstellung des Berechnungsablaufs werden die laut EC 5 [8] zu berücksichtigenden Einflüsse aus dem Verformungsverhalten (siehe Kapitel 5) auf das Kurz- und Langzeitverhaltens des Trägers nicht berücksichtigt. Die Berechnung kann daher als eine Spannungsermittlung zum Zeitpunkt $t = 0$ betrachtet werden.

Folgende Materialkennwerte werden für die Berechnungen herangezogen.

- Beton C25/30:

Die Materialkennwerte wurden der EN 1992-1-1 [16] entnommen.

$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ Rohdichte

$E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$ Mittelwert des E-Moduls

$G_c = 111 \text{ N/mm}^2$	Mittelwert des Schubmoduls
$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	Druckfestigkeit
$f_{tm} = 1,8 \text{ N/mm}^2$	Zugfestigkeit
$\tau_d = 0,26 \text{ N/mm}^2$	Schubfestigkeit
$\gamma_c = 1,5$	Teilsicherheitsbeiwert nach EC 2 [16]

- Holzspanbetonplatte (Hersteller: Vellox [30]):

Die Materialkennwerte stammen ebenfalls aus dem Forschungsbericht des ITI.

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

- Brettsperrholz:

Folgende Materialkennwerte wurden dem Technischen Datenblatt der Firma Mayr-Melnhof Kaufmann [17] entnommen.

$\rho_t = 500 \text{ kg/m}^3$	Rohdichte
$E_t = 11600 \text{ N/mm}^2$	Mittelwert des E-Moduls
$G_t = 650 \text{ N/mm}^2$	Mittelwert des Schubmoduls
$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	Biegefestigkeit
$f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$	Druckfestigkeit
$f_{t,0,k} = 14 \text{ N/mm}^2$	Zugfestigkeit
$f_{v,90,k} = 1,10 \text{ N/mm}^2$	Rollschubfestigkeit
$\gamma_t = 1,25$	Teilsicherheitsbeiwert nach EC 5 [8]
$k_{mod} = 0,8$	Modifikationsbeiwert für KLED = mittel, Nutzungsklasse 1 [8]

- Verbindungsmittel:

Als Verbindungsmittel für die Darstellung des Berechnungsablaufs wurden die von Hofer [15] in den Versuchen verwendeten Verbindungsmittel herangezogen.

- *SFS intec* WR-T 9x400 mm, nach Z-9.1-472 [33]
- *SikaDur* 31 AUT Rapid

Die nachfolgend angegebenen Kennwerte wurden den Versuchen von Hofer [15] entnommen. Die Verbundfuge bestand dabei aus einer Kombination von Schrauben und vollflächiger Verklebung.

- $K_{ser} = 20,5 \text{ N/mm}$ Anfangsverschiebungsmodul aus Schubversuch 1 [15]
- $K_u = 2/3 \cdot K_{ser}$ Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EC 5 [8]
- $R_d = 45,3 \text{ kN}$

aus:
$$F_{s,mean} = \frac{F_{s,max}}{n} = \frac{353,3 \text{ kN}}{6} = 58,9 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{F_{s,mean}}{\gamma_M} = \frac{58,9}{1,3} = 45,3 \text{ kN}$$

mit $F_{s,max}$... gemittelte aufnehmbare Kraft aus Schubversuchen nach Hofer [15];
 $F_{s,max} = 353,3 \text{ kN}$

n ... Anzahl der Schrauben: $n = 6$

γ_m ... Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen nach EC 5 [8]; $\gamma_m = 1,3$

Aufgrund der in Punkt 2.1.2 angeführten normativen Grundlagen werden folgende Lastannahmen getroffen. Die Last für den Fußbodenaufbau wurde auf Grundlage der ÖNORM B 1991-1-1 [10] für einen massiven Fußbodenaufbau mit max. 10 cm Dicke angenommen.

- Fußbodenaufbau 1,6 kN/m²
- Nutzlast 2,0 kN/m²
- Zwischenwandzuschlag 0,8 kN/m²

4.2.2 Berechnungsaufbau

Die Berechnungen finden nach dem in Kapitel 3.2.3 angegebenen Schema statt. Zur Durchführung der Berechnungen wurde sowohl mit Unterstützung des Programms *Microsoft Excel* als auch mit dem Stabwerksprogramm *R-Stab 5* der Firma *Dlubal* [35] gearbeitet.

Für die Berechnungen werden folgende Annahmen getroffen:

- Es liegt ein statisch bestimmter Einfeldträger vor.
- Berechnet werden Plattenstreifen mit 1 m Breite.
- Die Last wird konstant über den gesamten Querschnitt aufgebracht.
- Die Querschnittshöhen sind über den gesamten Träger konstant.
- Der Träger wird lediglich zur vertikalen Lastableitung herangezogen.

4.2.2.1 Berechnung mit Verklebung der Fuge

Aufgrund der vollflächigen Verklebung darf der Querschnitt als starr verbunden angenommen werden.

Die Eingangsdaten für die Berechnungen setzen sich aus den Materialkennwerten für den „Normträger“ (siehe Tabelle 4-2) zusammen. Die Ersatzsteifigkeit „Normträger“ bezeichnet dabei die im Berechnungsprogramm festgelegten Materialeigenschaften, welche für die Modellierung herangezogen werden. Diese können frei gewählt werden.

Tabelle 4-2: Annahmen für die Ersatzsteifigkeit "Normträger"

Ersatzsteifigkeit "Normträger"		
E_{cal}	10000	N/mm ²
G_{cal}	4167	N/mm ²

Wie im Berechnungsschema angeführt ist der nächste Schritt der Berechnung die Ermittlung des ideellen Rechenquerschnitts (siehe Tabelle 4-4). Dafür muss der Schwerpunkt des Verbundquerschnitts, ermittelt über den E-Modul, berechnet werden (siehe Tabelle 4-3). Die Angabe A_{eff} bezeichnet den effektiven Querschnitt des Brettsperrholzes, welcher für die Nachweisführung relevant ist. A_{eff} setzt sich dabei aus den Querschnitten der Lagen, die in Spannrichtung angeordnet sind, zusammen.

Die in den folgenden Tabellen angegebenen Werte stammen aus einem Berechnungsbeispiel.

Tabelle 4-3: Ermittlung des Querschnittsschwerpunkts

Aufbau		
Schichtdicke		
h_1	6	cm
h_2	15	cm
h_3	11,8	cm
h_{tot}	32,8	cm
a	23,9	cm
A_{eff}	800	cm ²
Schwerpunkt		
z_1	3	cm
z_2	13,5	cm
z_3	26,9	cm
$z_{s,\text{tot}}$	13,1	cm
$z_{s,1}$	-10,1	cm
$z_{s,2}$	0,4	cm
$z_{s,3}$	13,8	cm

Der Aufbau des Querschnitts ist in Abbildung 4-5 ersichtlich.



Abbildung 4-5: Querschnittsaufbau des Berechnungsbeispiels

Tabelle 4-4: Berechnung des ideellen Rechenquerschnitts

Ideeller Rechenquerschnitt			
	Dehnsteifigkeit		
	EA_1	1860000	kN
	EA_2	162300	kN
	EA_3	1368800	kN
	sum(EA_i)	3391100	kN
	Biegesteifigkeit		
	$EI_{y,1}$	5580000	kN cm ²
	$EI_{y,2}$	3043125	kN cm ²
	$EI_{y,3}$	15882642	kN cm ²
BA	sum($EI_{y,i}$)	24505768	kN cm ²
	Steineranteile		
	$EA_1 \cdot z_{s,1}^2$	191608545	kN cm ²
	$EA_2 \cdot z_{s,2}^2$	19922	kN cm ²
	$EA_3 \cdot z_{s,3}^2$	258802015	kN cm ²
BB	sum($EA_i \cdot z_{s,i}^2$)	450430481	kN cm ²
	Ersatzsteifigkeit für Gesamtquerschnitt		
	S_B	5478	kN

Um die Trägersteifigkeiten im Stabwerksprogramm zu modellieren, werden die ermittelten Steifigkeiten des ideellen Rechenquerschnitts für Ebene A und B mit Hilfe der Ersatzsteifigkeit „Normträger“ in Trägheitsmomente und Schubflächen umgerechnet (siehe Tabelle 4-5). Mit diesen Werten werden die Querschnitte im Stabwerksprogramm definiert.

Tabelle 4-5: Ersatzwerte für die Modellierung der Querschnitte im Stabwerksprogramm

Ersatzwerte		
Träger A		
$A_{x,A}$	0,00	cm ²
$A_{z,A}$	∞	cm ²
$I_{y,A}$	24506	cm ⁴
Träger B		
$A_{x,B}$	0,00	cm ²
$A_{z,B}$	13,15	cm ²
$I_{y,B}$	450430	cm ⁴

Die Belastung (siehe Tabelle 4-6) des Trägers erfolgt konstant über die gesamte Trägerlänge.

Tabelle 4-6: Zusammenstellung der Belastung

Belastung		
Eigengewicht (charakteristische Last)		
g_1	1,44	kN/m ²
g_2	1,13	kN/m ²
g_3	0,59	kN/m ²
$g_{\text{Ausbaulast}}$	1,60	kN/m ²
<hr/>		
g_{tot}	4,76	kN/m ²
<hr/>		
Nutzlast (charakteristische Last)		
q	2,80	kN/m ²
<hr/>		
Gesamtlast (charakteristische Last)		
p	7,56	kN/m ²
<hr/>		
Eigengewicht (Bemessungslast)		
$g_{\text{tot,d}}$	6,42	kN/m ²
<hr/>		
Nutzlast (Bemessungslast)		
q_d	4,20	kN/m ²
<hr/>		
Gesamtlast (Bemessungslast)		
p_d	10,62	kN/m ²

Für die Modellierung des Systems im Stabwerksprogramm werden die Träger in mehrere Elemente unterteilt und miteinander gekoppelt. Je kleiner die Elemente, desto gleichmäßiger wird der Ergebnisverlauf. In diesem Fall wurden Elemente mit einer Länge von 0,20 m gewählt (siehe Tabelle 4-7). Die Last wird als Knotenlast auf die einzelnen Knotenpunkte aufgebracht (siehe Abbildung 4-6).

Tabelle 4-7: Unterteilung des Trägers in Elemente

Trägerlänge	7,2	m
Anzahl der Elemente	36	
Elementlänge	0,2	m
Knotenlast (charakteristisch)	1,51	kN
Knotenlast (Bemessungslast)	2,12	kN

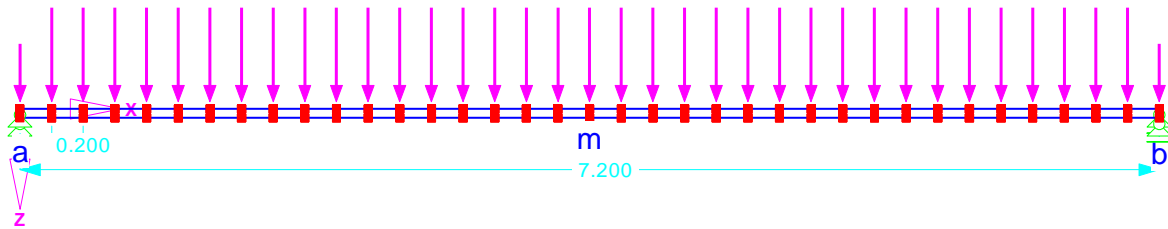


Abbildung 4-6: Belastung des Trägers mit Knotenlasten (Abmessungen in m)

Für die Nachweisführung sind die maßgebenden Schnittgrößen aus dem Stabwerksprogramm heranzuziehen (siehe Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8). Um die Tragfähigkeit über Querschnittsnachweise und die Gebrauchstauglichkeit über die Durchbiegung (siehe Abbildung 4-9) nachzuweisen, wird unter charakteristischer Lastkombination und Bemessungslast unterschieden.

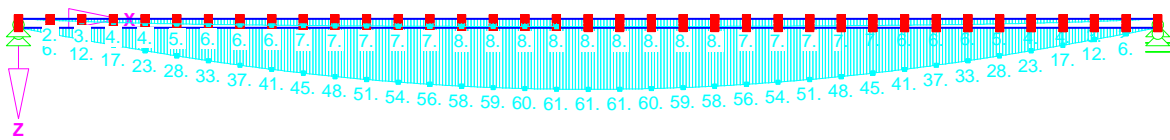


Abbildung 4-7: Darstellung des Momentenverlaufs unter Bemessungslast im Stabwerksprogramm

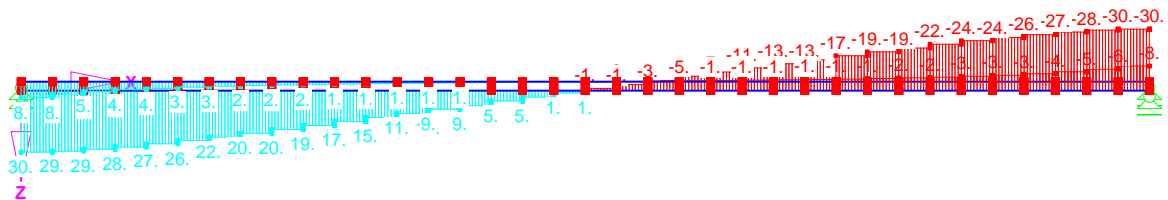


Abbildung 4-8: Darstellung des Querkraftverlaufs unter Bemessungslast im Stabwerksprogramm

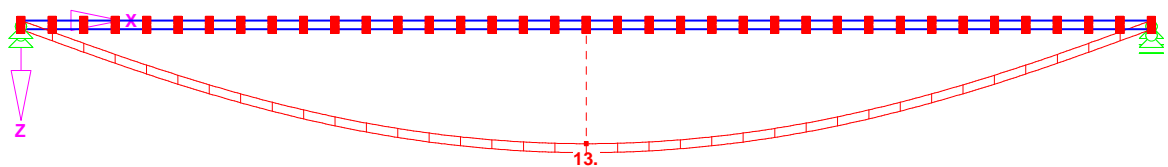


Abbildung 4-9: Darstellung der Durchbiegung unter charakteristischer Lasteinwirkung im Stabwerksprogramm

Tabelle 4-8: Schnittgrößen an den maßgebenden Stellen aus dem Stabwerksprogramm

Umrechnung					
Schnittgrößen lt. Stabwerksprogramm					
<i>charakteristische Last</i>			<i>Bemessungslast</i>		
Durchbiegung (Feldmitte)	13,00	mm	M_m Träger A	7,77	kNm
Anteil ständige	8,18	mm	M_m Träger B	60,92	kNm
Anteil veränderliche	4,82	mm	$V_{a,b}$ Träger A	7,57	kN
			$V_{a,b}$ Träger B	29,53	kN

Um den Nachweis der Durchbiegung mit den Lastkombinationen laut Eurocode 0 [11] zu führen, wird unter Durchbiegung unter ständiger und veränderlicher charakteristischer Einwirkung unterschieden.

Wie in Kapitel 3.2.3 beschrieben, werden die ermittelten Schnittgrößen zu Spannungen rücktransformiert. Die so ermittelten Längsspannungen (siehe Tabelle 4-9) unterteilen sich in Biege- und Zug- bzw. Druckspannungen (negatives Vorzeichen).

Tabelle 4-9: Beispielhafte Längsspannungen für die einzelnen Querschnittsschichten unter Bemessungslast in Feldmitte

Längsspannungen					
<i>Beton</i>					
$\sigma_{m,d}$	0,29	kN/cm ²	$\sigma_{1,o}$	-7,2042	N/mm ²
$\sigma_{c,0,d}$	-0,43	kN/cm ²	$\sigma_{1,u}$	-1,3067	N/mm ²
<i>Velox</i>					
$\sigma_{m,d}$	0,03	kN/cm ²	$\sigma_{2,o}$	-0,2522	N/mm ²
$\sigma_{c,0,d}/\sigma_{t,0,d}$	0,0005	kN/cm ²	$\sigma_{2,u}$	0,2624	N/mm ²
<i>Holz</i>					
$\sigma_{m,d}$	0,22	kN/cm ²	$\sigma_{3,o}$	-0,0127	N/mm ²
$\sigma_{t,0,d}$	0,22	kN/cm ²	$\sigma_{3,u}$	4,3273	N/mm ²

$\sigma_{m,d}$... Biegespannung

$\sigma_{c,0,d}$... Druckspannung

$\sigma_{t,0,d}$... Zugspannung

$\sigma_{n,o}$... Spannung an der oberen Randfaser des Teilquerschnitts

$\sigma_{n,u}$... Spannung an der unteren Randfaser des Teilquerschnitts

Grafisch lassen sich die so ermittelten Normalspannungen wie in Abbildung 4-10 darstellen.

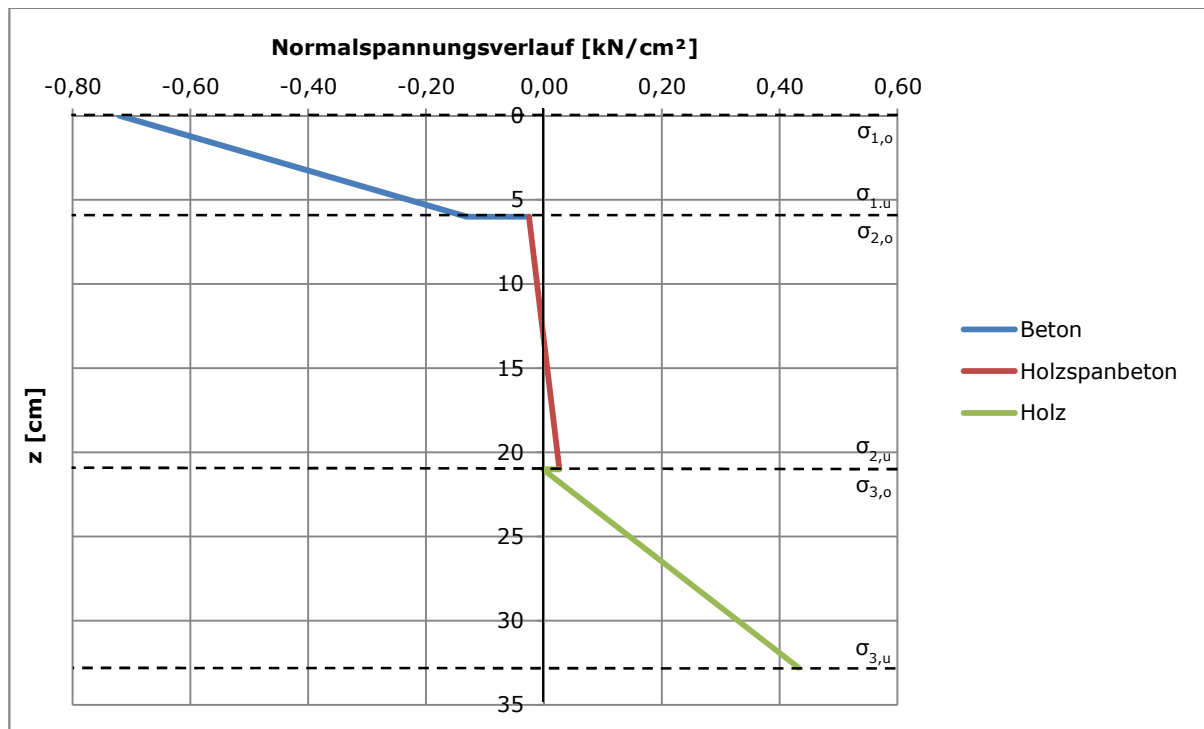


Abbildung 4-10: Beispielhafter Normalspannungsverlauf unter Bemessungslast, ermittelt mit dem Schubanalogie-Verfahren

Die Schubspannungen in den einzelnen Teilquerschnitten werden ebenfalls durch Rückrechnungen ermittelt (siehe Tabelle 4-10).

Tabelle 4-10: Beispielhafte Schubspannungen für die einzelnen Schichten unter Bemessungslast am Auflager

Schubspannungen						
<i>Beton</i>						
Anteil A	0,00000	kN/cm ²	0			
	0,00431	kN/cm ²	d/2			
	0,00000	kN/cm ²	d	$\tau_{1,o}$	0,0000	N/mm ²
				$\tau_{1,m}$	0,1050	N/mm ²
Anteil B	0,00000	kN/cm ²	0	$\tau_{1,u}$	0,1238	N/mm ²
	0,00619	kN/cm ²	d/2			
	0,01238	kN/cm ²	d			
<i>Holzspanbeton</i>						
Anteil A	0,00000	kN/cm ²	0			
	0,00094	kN/cm ²	d/2			
	0,00000	kN/cm ²	d	$\tau_{2,o}$	0,1238	N/mm ²
				$\tau_{2,m}$	0,1330	N/mm ²
Anteil B	0,01238	kN/cm ²	0	$\tau_{2,u}$	0,1234	N/mm ²
	0,01236	kN/cm ²	d/2			
	0,01234	kN/cm ²	d			
<i>Holz</i>						
Anteil A	0,00000	kN/cm ²	0			
	0,00624	kN/cm ²	d/2			
	0,00000	kN/cm ²	d	$\tau_{3,o}$	0,1234	N/mm ²
				$\tau_{3,m}$	0,1241	N/mm ²
Anteil B	0,01234	kN/cm ²	0	$\tau_{3,u}$	0,0000	N/mm ²
	0,00617	kN/cm ²	d/2			
	0,00000	kN/cm ²	d			

Der Verlauf der Schubspannungen ergibt sich wie in Abbildung 4-11 dargestellt.

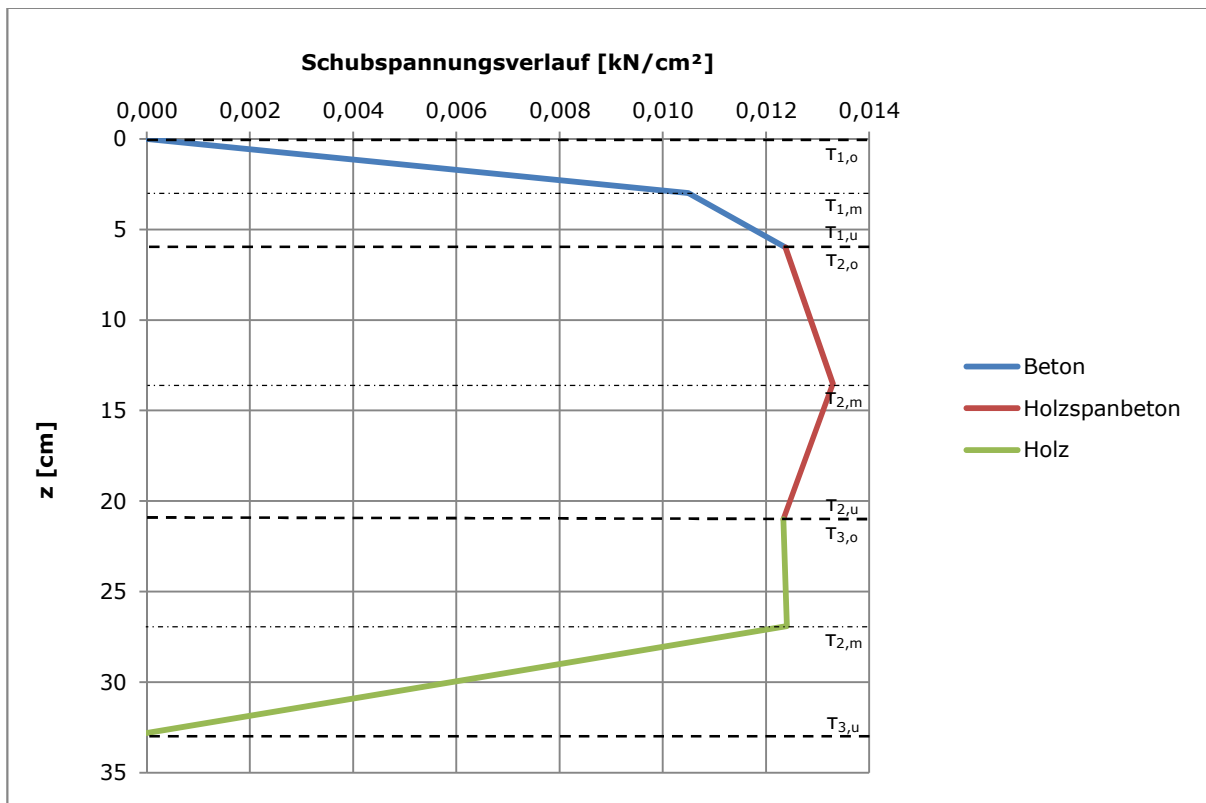


Abbildung 4-11: Beispielhafter Schubspannungsverlauf, ermittelt mit dem Schubanalogie-Verfahren

4.2.2.2 Berechnung mit Anordnung stiftförmiger Verbindungsmittel

Der Unterschied in der Berechnung eines Trägers mit mechanischen Verbindungsmitteln im Gegensatz zu einer Verklebung zeigt sich in der Berechnung der Schubsteifigkeit des Trägers B. Die Eingangsdaten werden dafür um den Verschiebungsmodul K_{ser} erweitert (siehe Tabelle 4-11). Die Eingangswerte e_x , n_{VBM} -Reihen und die Anzahl der Verbindungsmittel berücksichtigen die Verteilung der Verbindungsmittel über die Trägerlänge. Die Anzahl der Elemente in *R-Stab* [35], für welche die Ersatzsteifigkeit der Verbindungsmittel modelliert wird, ergibt sich aus der Verbindungsmittelanordnung.

Tabelle 4-11: Berücksichtigung von Verbindungsmitteln im Berechnungsbeispiel

Verbindungsmittel		
d	9	mm
R_d	45,3	kN
K_{ser}	20,50	kN/mm
K_u	13,67	kN/mm
Abstand e_x	0,2	m
n_{VBM} -Reihen	3	
Anzahl der Vbm in Längsrichtung	8	
Anzahl der Elemente in <i>R-Stab</i>	8	
Ersatzsteifigkeit		
$S_{B,Vbm,ULS}$	11709,81	kN
$S_{B,Vbm,SLS}$	17564,71	kN

Für das Berechnungsbeispiel wurden als Verbindungsmittel Schrauben ausgewählt. Folgende Eigenschaften gehen in die Berechnung ein:

- d... Durchmesser des Verbindungsmittels
- R_d ... Bemessungswert der Tragfähigkeit pro Verbindungsmittel
- K_{ser} ... Anfangsverschiebungsmodul
- K_u ... Verschiebungsmodul nach EC 5 [8]
- e_x ... Abstand der Verbindungsmittel in Trägerlängsrichtung
- n_{VBM} ... Anzahl der Verbindungsmittel in Trägerquerrichtung

Die Ersatzwerte für die Querschnittsmodellierung teilen sich folgendermaßen auf (siehe Tabelle 4-12). Um den Verschiebungsmodul mit Berücksichtigung der mechanischen Verbindungsmittel für den Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsnachweis getrennt zu betrachten, sind zwei unterschiedliche Schubsteifigkeiten zu ermitteln.

Tabelle 4-12: Ersatzwerte Träger A und Träger B, mit Verbindungsmittel

Ersatzwerte					
Träger A			Träger B mit Verbindungsmittel, Tragfähigkeit		
$A_{x,A}$	0,00	cm ²	$A_{x,B}$	0,00	cm ²
$A_{z,A}$	∞	cm ²	$A_{z,B}$	28,10	cm ²
$I_{y,A}$	24506	cm ⁴	$I_{y,B}$	450430	cm ⁴
Träger B ohne Verbindungsmittel			Träger B mit Verbindungsmittel, Gebrauchstauglichkeit		
$A_{x,B}$	0,00	cm ²	$A_{x,B}$	0,00	cm ²
$A_{z,B}$	13,15	cm ²	$A_{z,B}$	42,16	cm ²
$I_{y,B}$	450430	cm ⁴	$I_{y,B}$	450430	cm ⁴

Der Verschiebungsmodul fließt für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit als charakteristischer Wert und für den Nachweis der Tragfähigkeit als Bemessungswert in die Berechnung ein.

4.2.3 Nachweisführung

Die Nachweisführung für die einzelnen Querschnittsteile kann über die Bemessungsschnittgrößen ermittelten Normal- und Schubspannungen erfolgen. Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erfolgen über die unter charakteristischer Lasteinwirkung ermittelten Werte.

4.2.3.1 Nachweise der Tragfähigkeit

Nachweis des Betonquerschnitts:

Durch die Berechnung der Spannungen an der oberen und unteren Randfaser der Betonschicht ist zu gewährleisten, dass der Beton planmäßig rein durch Druck beansprucht ist, um zusätzlich erforderliche Zugbewehrung auszuschließen. So lässt sich die Bewehrung auf das Mindestmaß der Rissebewehrung begrenzen. Zusätzlich sollten die Montagevorgänge und dadurch etwaige Zugbelastungen des Betons für die Anordnung der Bewehrungsquerschnitte nach EC 2 [16] berücksichtigt werden.

Der Nachweis der maximalen Betonrandspannung kann über folgende Gleichung erfolgen.

$$\frac{\sigma_{1,0}}{f_{c,k}/\gamma_c} \leq 1,0$$

Für den Nachweis der Schubspannung wird der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung herangezogen.

$$\frac{\tau_{1,\max}}{\tau_{RK}/\gamma_c} \leq 1,0$$

Nachweis des Holzspanbetonquerschnitts:

Im Holzspanbetonquerschnitt treten sowohl Druck- als auch Zugspannungen auf. Zusätzlich wird dieser Querschnittsteil je nach Fugenausbildung durch einen Anteil der Schubspannung beansprucht.

Für den Nachweis der Normalspannung gelten folgende Gleichungen.

$$\frac{\sigma_{2,0}}{f_{c,0,k}/\gamma_v} \leq 1,0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{\sigma_{2,u}}{f_{t,0,k}/\gamma_v} \leq 1,0$$

Der Nachweis der Schubspannung kann mit folgender Gleichung erfolgen.

$$\frac{\tau_{2,\max}}{f_{v,90,k}/\gamma_v} \leq 1,0$$

Nachweis des Holzquerschnitts:

Bei der Verwendung eines BSP-Querschnitts ist zu beachten, dass für den Nachweis der Normalspannungen der effektive Querschnitt, also der Querschnitt der in Längsrichtung gespannten Lagen, heranzuziehen ist. Es werden Nachweise für Zug- und Druckbeanspruchung, Biegung und Schub geführt.

Der Nachweis der Biegezugspannung wird über folgende Gleichung geführt.

$$\frac{\sigma_{3,\max}}{f_{m,k}/\gamma_t} \leq 1,0$$

Für den Nachweis der maßgebenden Druck-/Zugspannung wird die Spannung im Schwerpunkt des Teilquerschnitts herangezogen. Da im Falle eines Brettspertholzes nur zwei der drei Lagen in Längsrichtung gespannt sind, ergibt sich aus den Querschnitten dieser zwei Lagen ein A_{eff} , das zur Nachweisführung herangezogen wird.

$$\text{mit} \quad \sigma_{c/t,0,d,\text{eff}} = \sigma_{c/t,0,k}/\gamma_t \cdot \frac{A_3}{A_{\text{eff}}}$$

$$\frac{|(\sigma_{3,0} + \sigma_{3,u})/2|}{\sigma_{c/t,0,d,\text{eff}}} \leq 1,0$$

Der Schubnachweis ergibt sich wie folgt.

$$\frac{\tau_{3,\max}}{f_{v,90,k}/\gamma_t} \leq 1,0$$

Nachweis der Verbindungsmittel:

Für den Nachweis der mechanischen Verbindungsmittel wird je nach Anordnung jedem Verbindungsmittel eine „Einflussfläche“ zugeteilt. Die maßgebende Schubspannung unter Bemessungslast der mittleren Bauteilschicht multipliziert mit der Einflussfläche ergibt die Schraubenbeanspruchung pro Verbindungsmittel.

$$\frac{\tau_{z,\max} \cdot A}{R_d} \leq 1,0$$

4.2.3.2 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Verformungen:

Die Berechnung der Verformungen erfolgt mittels der in Abschnitt 2.1.2 angeführten Lastkombinationen. Je nach Lastkombination ist eine gewisse maximale Verformung einzuhalten (siehe Tabelle 5-1).

Da noch keine Erkenntnisse zum Langzeittragverhalten des Bauteils vorhanden sind, wird für eine überschlägige Begrenzung der Verformungen die Durchbiegung unter charakteristischer Lastkombination mit $w = l/400$ begrenzt. Dadurch ergibt sich noch Spielraum für zusätzliche Verformungen, die durch Langzeitbelastungen zu erwarten sind.

Schwingungen:

Um die Anforderungen an das Schwingungsverhalten einzuhalten, ist die Durchbiegung unter ständiger Lasteinwirkung auf $w_g = 5 \text{ mm}$ zu begrenzen.

4.3 Vergleichsrechnungen

4.3.1 Nachrechnung der Versuchsergebnisse

Hofer [15] hat zur Analyse der Anwendbarkeit des γ -Verfahrens die Versuchsergebnisse aus dem 4-Punkt-Biegeversuch nachgerechnet. Dafür wurde die Fugensteifigkeit c_f so lange variiert, bis bei einer festgelegten Durchbiegung die entsprechende Kraft aus dem Versuch erreicht wurde.

Es wurden vier Versuche durchgeführt (siehe Tabelle 4-13).

Tabelle 4-13: Übersicht der Biegeversuche von Hofer [15, S. 33]

Übersicht				
Versuch	Abmessungen $l \times b \times h$ in [m]	Schraubenanzahl (Fa. SFS)	Kleber (Fa. Sika)	Aushärtezeit Tage
BT1	7,40 x 0,50 x 0,33	28	SikaDur®-31 AUT Rapid	14
BT2	7,40 x 0,50 x 0,33	8	SikaTop®-109 ElastoCem	21
BT3	7,40 x 0,50 x 0,33	12	SikaTop®-107 Seal	28
BT4	7,40 x 0,50 x 0,33	-	SikaTop®-107 Seal	28

Die Spannweite jedes Bauteils betrug $l = 7,2\text{m}$ bei einer Breite von $b = 0,5\text{ m}$. Die Einbringung der Lasten erfolgte links und rechts in einem Abstand von $l/4$ (siehe Abbildung 4-12).

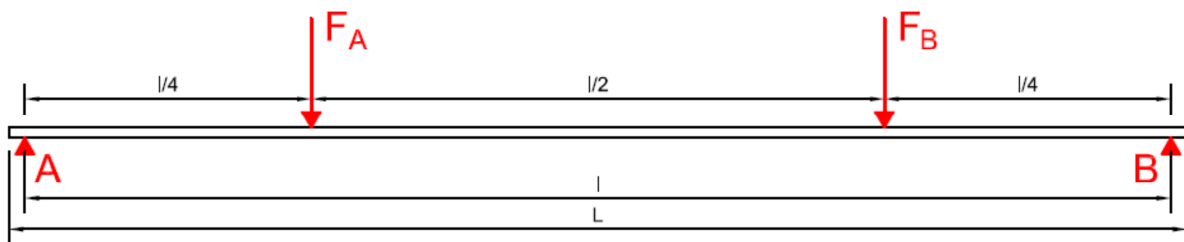


Abbildung 4-12: Aufbau des 4-Punkt-Biegeversuchs von Hofer [15, S. 28]

Für die Versuche BT1, BT2 und BT3 wird der Referenzwert der Durchbiegung mit $w_{\max} = l/400$ festgelegt. Da der Versuch BT4 bereits vor dem Erreichen dieses Werts versagt hat, wird in diesem Fall die Durchbiegung mit $w_{\max} = l/1000$ festgelegt. In der folgenden Tabelle sind die zu den Durchbiegungswerten gehörigen Kräfte sowie die Ergebnisse aus den Berechnungen von Hofer [15] angeführt. Aufgrund der Messungen des Zusammenhangs zwischen zusätzlich aufgebrachtener Krafteinwirkung und der Durchbiegung wird das Eigengewicht des Trägers in den Nachrechnungen vernachlässigt.

Tabelle 4-14: Ergebnisse der Berechnung der Fugensteifigkeit der Bauteilversuche mit dem γ -Verfahren [15, S. 73]

Versuch	$F_{w=l/400}$ [kN]	c_F [MN/m ²]	γ_1 [1]	EI_{eff} [MN·m ²]
1	25	198	0,64	14,85
2	15	47	0,30	8,90
3	24,2	172	0,61	14,38
	$F_{w=l/1000}$ [kN]			
4	5,2	36	0,24	7,74

Die Nachrechnung der Werte mit dem Schubanalogie-Verfahren erfolgt über die Anpassung des Schubmoduls der Mittelschicht, bis die gewünschte Durchbiegung erreicht ist. Die Umrechnung des Schubmoduls G zur Fugensteifigkeit c_F erfolgt über folgende Gleichung [34].

$$c_F = \frac{G \cdot b}{h}$$

Folgende Werte wurden dabei ermittelt:

Tabelle 4-15: Ergebnisse der Berechnung der Fugensteifigkeit der Bauteilversuche mit dem Schubanalogie-Verfahren

Versuch	$F_{w=l/400}$ [kN]	c_F [MN/m ²]
1	25	189
2	15	43
3	24,2	160
	$F_{w=l/1000}$ [kN]	
4	5,2	33

Der Vergleich der Ergebnisse aus den Nachrechnungen mit den unterschiedlichen Berechnungsverfahren zeigt eine geringere errechnete Fugensteifigkeit mit dem Schubanalogie-Verfahren. Dieser Unterschied kommt aus der Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Holzleichtbeton-Schicht. Durch die Vernachlässigung dieser Biegesteifigkeit im γ -Verfahren muss das Zusammenwirken der Querschnitte und dementsprechend die Fugensteifigkeit größer sein, um die festgelegte Durchbiegung einzuhalten.

Durchschnittlich führt die Berechnung, ausgehend von den oben genannten Werten, mit dem Schubanalogie-Verfahren zu einer um 3% geringeren Durchbiegung als mit dem γ -Verfahren.

4.3.2 Nachrechnung des Bemessungsbeispiels

Des Weiteren gibt *Hofer* [15] bei seinen Berechnungen nach dem γ -Verfahren ein Bemessungsbeispiel an. Um den direkten Vergleich herzustellen, werden sämtliche Werte übernommen.

System und Eigenschaften:

Folgendes System wurde dabei berechnet (siehe Abbildung 4-13).

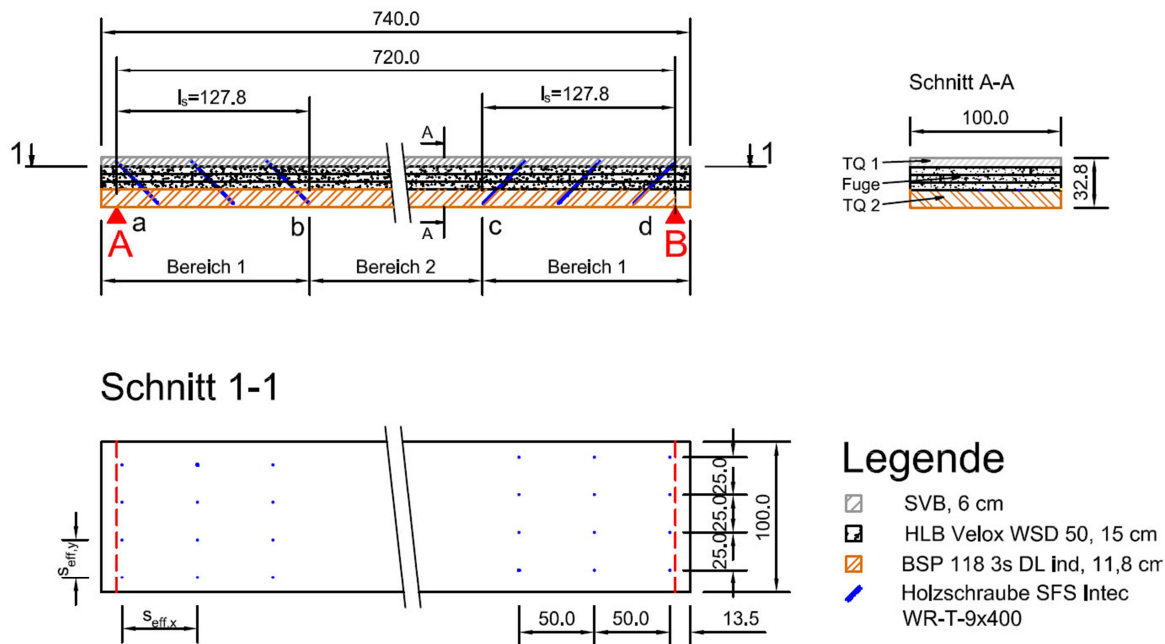


Abbildung 4-13: System und Aufbau des Verbundträgers aus dem Bemessungsbeispiel in Anlehnung an den Bauteilversuch BT3 nach *Hofer* (Maße in cm) [15, S. 79]

Die Materialkennwerte sowie die Randbedingungen können dem Abschnitt 4.2 entnommen werden.

Die Fugensteifigkeit c_F wird aus dem Versuch BT3 übernommen (siehe Tabelle 4-14), wobei dieser Wert als charakteristisch zu betrachten ist. Da der Wert sich auf eine Plattenbreite von $b = 0,50$ m bezieht, wird er verdoppelt.

$$c_{F,k} = 172 \text{ MN/m}^2 \cdot 2 = 344 \text{ MN/m}^2$$

$$c_{F,d} = 2/3 \cdot c_{F,k} / \gamma_{M,cf} = 176,41 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{mit } \gamma_{M,cf} = 1,3 \text{ (Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen)}$$

Der Widerstand pro Schraube und der Verschiebungsmodul werden wie folgt übernommen.

$$R_{a,d} = F_{s,mean} / \gamma_M = 58,17 \text{ kN} / \gamma_M = 45,32 \text{ kN}$$

mit $\gamma_M = 1,3$ (Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen)

Der Verschiebungsmodul der Schrauben wird aus den Ergebnissen des Schubversuchs SV 1 von *Hofer* [15] gewählt.

$$K_{ser} = 20,5 \text{ MN/m}$$

$$K_{u,d} = 2/3 \cdot K_{ser} / \gamma_{M,cf} = 10,51 \text{ MN/m}$$

mit $\gamma_{M,cf} = 1,3$ (Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen)

Die Lasteinwirkungen setzen sich aus Eigengewicht, Bodenaufbau und Nutzlast zusammen.

- Eigengewicht $g_{k,1} = 3,16 \text{ kN/m}$
- Bodenaufbau $g_{k,2} = 1,60 \text{ kN/m}$
- Nutzlast $q_k = 3,00 \text{ kN/m}$

Mit den Lastkombinationsbeiwerten $\gamma_g = 1,35$ und $\gamma_q = 1,50$ ergibt sich folgende Bemessungslast für den Nachweis der Tragfähigkeit.

$$q_d = \gamma_g \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q \cdot q_k = 10,93 \text{ kN/m}$$

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird die charakteristische Lastkombination herangezogen. Die Begrenzung der Durchbiegung wird mit $w = l/400$ festgelegt.

$$q_k = (g_{k1} + g_{k2}) + q_k = 7,76 \text{ kN/m}$$

Berechnungen:

Der Ablauf der Berechnungen erfolgt nach dem unter Punkt 4.2.2 angeführten Schema. Um die Ergebnisse vergleichen zu können, wird die Fugensteifigkeit $c_{F,d}$ als gleichmäßig über die gesamte Trägerlänge wirkend angenommen. Dies kann über die Anpassung des Schubmoduls der Mittelschicht oder über eine gleichmäßige Schraubenanordnung über die gesamte Trägerlänge passieren.

Die Umrechnung des Schubmoduls zur Fugensteifigkeit erfolgt mit folgender Gleichung [34].

$$c_F = \frac{G \cdot b}{h}$$

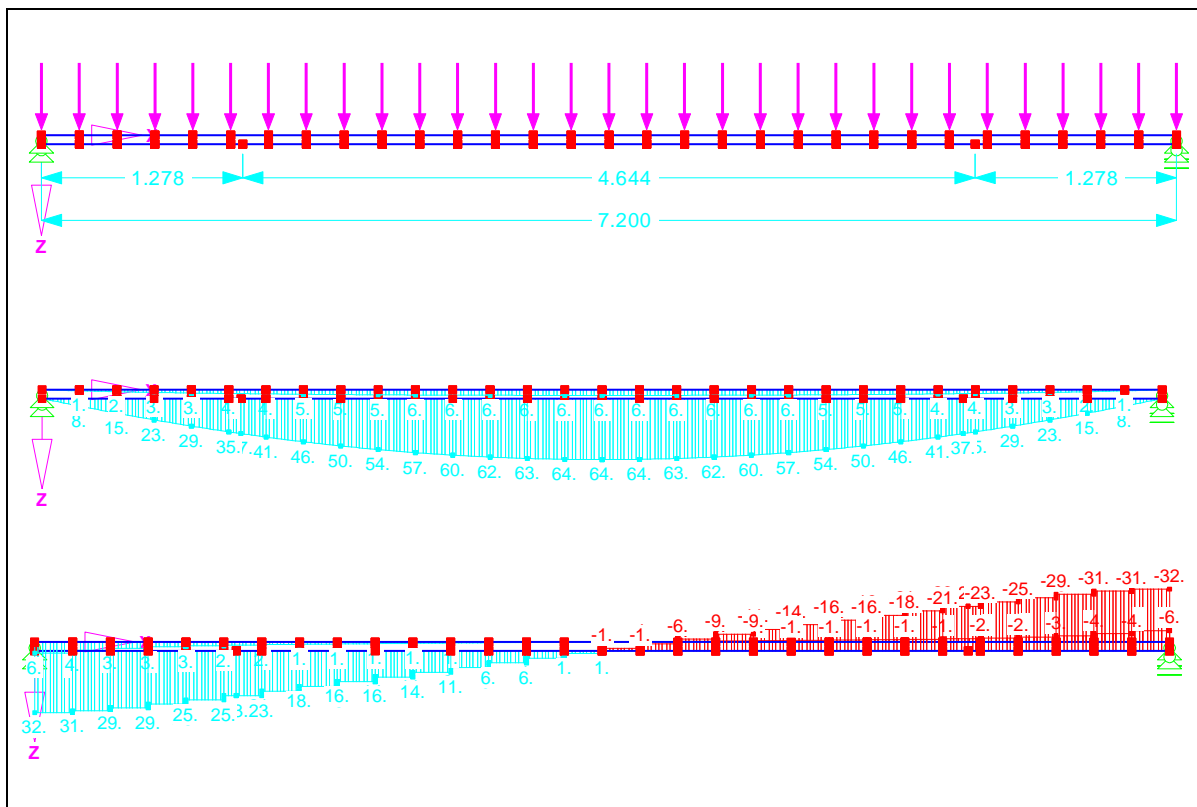
Die Umrechnung der Schraubenanordnung kann durch Ermittlung des Schraubenabstands s_{eff} nach Abschnitt 3.2.1 wie folgt durchgeführt werden [3].

$$c_F = \frac{k_s}{s_{eff}}$$

Tabelle 4-16: Ermittlung der Fugensteifigkeit $c_{F,d}$ über die Schraubenanordnung bzw. Anpassung des Schubmoduls

	K_{ser} [MN/m]	$K_{u,d}$ [MN/m]	Abstand der Verbindungsmitel in Träger- längsrichtung [m]	Verbindungs- mittelreihen	$c_{F,d}$ errechnet [MN/m ²]
Anpassung über Schraubenanordnung	20,50	10,51	0,24	4	175,21
	b [m]	h [m]	G_v [MN/m ²]	G_v angepasst [MN/m ²]	$c_{F,d}$ errechnet [MN/m ²]
Anpassung des Schubmoduls der Mittelschicht	1,00	0,15	14,90	51,60	176,41
					$c_{F,d}$ [MN/m ²]
Referenzwert					176,41

Die mit dem Stabwerksprogramm *R-Stab 5* [35] unter Bemessungslast ermittelten Schnittgrößen sind in Abbildung 4-14 dargestellt.

Abbildung 4-14: System und Schnittgrößen unter Traglast des Bemessungsbeispiels (*R-Stab 5-Ergebnisse*)

Die Spannungsermittlung der einzelnen Querschnittsteile liefert folgende Ergebnisse.

Tabelle 4-17: Ergebnisse der Spannungsermittlung unter Bemessungslast des Berechnungsbeispiels an den maßgebenden Stellen mittels Schubanalogie-Verfahrens

Teilquerschnitt	Normalspannungen [N/mm ²]		Schubspannungen [N/mm ²]		
		Punkt m		Punkte a und d	Punkte b und c
Beton	$\sigma_{1,o,d}$	-6,82	$T_{1,o,d}$	0,00	0,00
	$\sigma_{1,u,d}$	-2,16	$T_{1,u,d}$	0,10	0,13
HLB	$\sigma_{2,o,d}$	-0,20	$T_{2,o,d}$	0,10	0,13
	$\sigma_{2,u,d}$	0,21	$T_{2,u,d}$	0,10	0,13
Holz	$\sigma_{3,o,d}$	0,56	$T_{3,o,d}$	0,10	0,13
	$\sigma_{3,u,d}$	3,99	$T_{3,u,d}$	0,00	0,00

Vergleicht man diese mit den Ergebnissen aus dem γ -Verfahren (siehe Tabelle 4-18), erkennt man eine maximale Abweichung von 19% im Bereich der Normalspannung $\sigma_{3,o,d}$ im Holzquerschnitt.

Tabelle 4-18: Ergebnisse der Spannungsermittlung unter Bemessungslast an den maßgebenden Stellen des Berechnungsbeispiels mittels γ -Verfahrens [15]

Teilquerschnitt	Normalspannungen [N/mm ²]		Schubspannungen [N/mm ²]		
		Punkt m		Punkte a und d	Punkte b und c
Beton	$\sigma_{1,o,d}$	-6,94	$T_{1,o,d}$	0,00	0,00
	$\sigma_{1,u,d}$	-2,03	$T_{1,u,d}$	0,15	0,10
HLB	$\sigma_{2,o,d}$	-	$T_{2,o,d}$	0,15	0,10
	$\sigma_{2,u,d}$	-	$T_{2,u,d}$	0,15	0,10
Holz	$\sigma_{3,o,d}$	0,47	$T_{3,o,d}$	0,15	0,10
	$\sigma_{3,u,d}$	4,19	$T_{3,u,d}$	0,00	0,00

Die Durchbiegung unter charakteristischer Lastkombination beträgt nach γ -Verfahren $w_{\max} = 7,99$ mm und nach Schubanalogie-Verfahren $w_{\max} = 7,93$ mm bzw. 10,24 mm. Der Unterschied der Durchbiegungen in den Berechnungen mit Anpassung der Fugensteifigkeit über die Schraubenanordnung bzw. des Schubmoduls der Mittelschicht, lässt sich durch die normativ zulässige Erhöhung des Verschiebungsmoduls der Schrauben für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erklären.

4.3.3 Erläuterung der Ergebnisse anhand des Bauteilversuchs BT3

Um rechnerisch rein durch die Anordnung von Schrauben eine Fugensteifigkeit des Bauteilversuchs BT3 nach Abschnitt 4.3.1 von $c_{f,d} = 176,41 \text{ MN/m}^2$ [15], bezogen auf 1 m Breite, zu erreichen, sind vier Reihen zu je 30 Schrauben bei einem K_{ser} von 20,5 kN/mm gleichmäßig über den Träger zu verteilen. Dadurch, dass im Versuch zur Erreichung der angegebenen Fugensteifigkeit umgerechnet auf die Breite von 1 m nur vier Reihen zu je 6 Schrauben vorhanden waren, lässt sich darauf schließen, dass der Verschiebungsmodul K_{ser} höher liegt als angenommen.

Bei einer Nachrechnung des Versuchs BT 3 mit der Schraubenanordnung nach Abbildung 4-13 und den Materialkennwerten nach Abschnitt 4.2 wird eine Durchbiegung von $w = l/400$ mit einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 80 \text{ N/mm}$ erreicht. Dieser Wert liegt deutlich über dem angenommenen K_{ser} von 20,5 kN/mm. Für die Berechnung wurde der Bereich zwischen den Schrauben mit der Fugensteifigkeit der mittleren Bauteilschicht modelliert.

Bei einer Nachrechnung des Bemessungsbeispiels nach Abschnitt 4.3.2 unter Berücksichtigung der Anordnung der Schrauben kann auch mit einem sehr hohen Verschiebungsmodul nur annähernd die Durchbiegung nach Berechnung mit verschmierter Fugensteifigkeit erreicht werden. Wie in Abbildung 4-15 dargestellt, wird der Einfluss des Verschiebungsmoduls auf die Durchbiegung und somit auf die Gesamtsteifigkeit des Trägers mit Zunahme des Werts geringer. Der Bereich ohne zusätzliche Verbindungsmittel wurde dabei über die Steifigkeit der mittleren Bauteilschicht, also wie eine reine Verklebung, modelliert. Dies lässt die Vermutung zu, dass die Fugensteifigkeit des Bereichs ohne mechanische Verbindungsmittel höher liegt als angenommen.

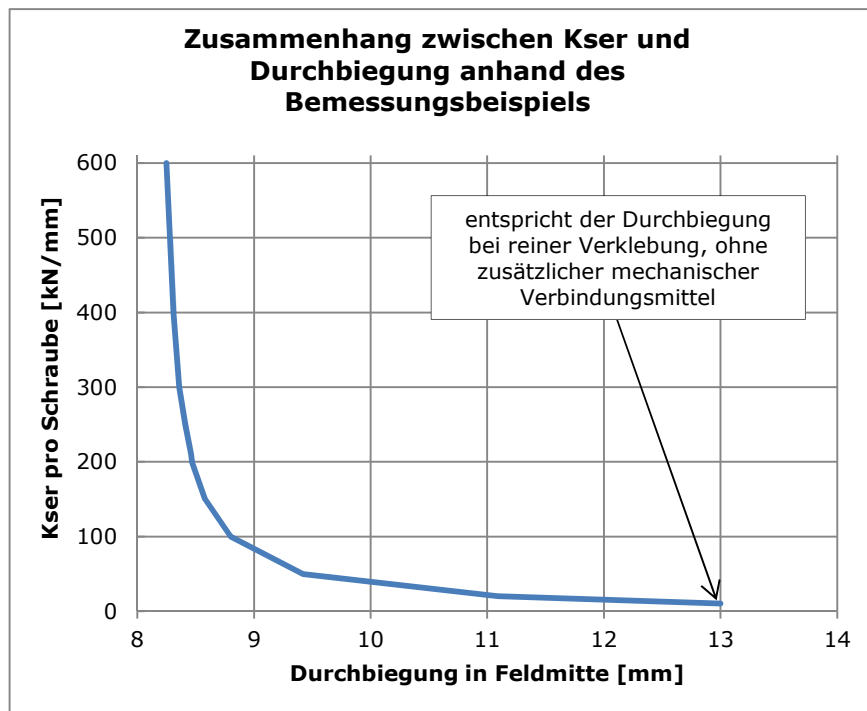


Abbildung 4-15: Zusammenhang zwischen Verschiebungsmodul K_{ser} pro Verbindungsmittel und der Durchbiegung in Feldmitte anhand des Bemessungsbeispiels nach BT3

Der errechnete Verschiebungsmodul aus den Versuchen ergibt sich aus der Kombination der Verklebung und der mechanischen Verbindungsmittel. Der Anteil der Verklebung am Verschiebungsmodul beträgt zurückgerechnet 10,55 kN/mm pro Verbindungsmittel. Bei reiner Verklebung ergibt sich eine Verformung von 13 mm.

Um die Annahmen der Fugensteifigkeiten zu überprüfen, sind Schubversuche des verklebten Querschnitts mit und ohne zusätzlicher mechanischer Verbindungsmittel notwendig.

4.3.4 Nachrechnung eines Holz-Beton-Verbund Bemessungsbeispiels

Zur Überprüfung der Eignung des Berechnungsverfahrens für andere Querschnittsaufbauten, wird im Folgenden ein Beispiel eines einschnittigen Holz-Beton-Verbundquerschnitts berechnet.

Das Beispiel stammt aus dem Teil 1 des Berichts „Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“ [22].

Es handelt sich dabei um eine einachsige gespannte Brettstapel-Beton-Verbunddecke mit den Abmessungen $h_B/h_H = 10/18$ cm mit einer Spannweite von $l = 6,80$ m (siehe Abbildung 4-17 und Abbildung 4-17). Zur Herstellung des Schubverbundes wurden jeweils drei Schubverbundelemente je Auflager angeordnet, wobei es sich dabei entweder um Flachstahlschlösser nach Zulassung Z-9.1-473 [4] oder Kerbverbindungen handeln sollte. Der Verschiebungsmodul wurde aufgrund mangelnder Forschungsergebnisse seitens der Verfasser mit $K_s = 539$ kN/mm angenommen. Der E-Modul wurde für den Beton mit 30000 N/mm² und für das Holz mit 10000 N/mm² festgelegt.

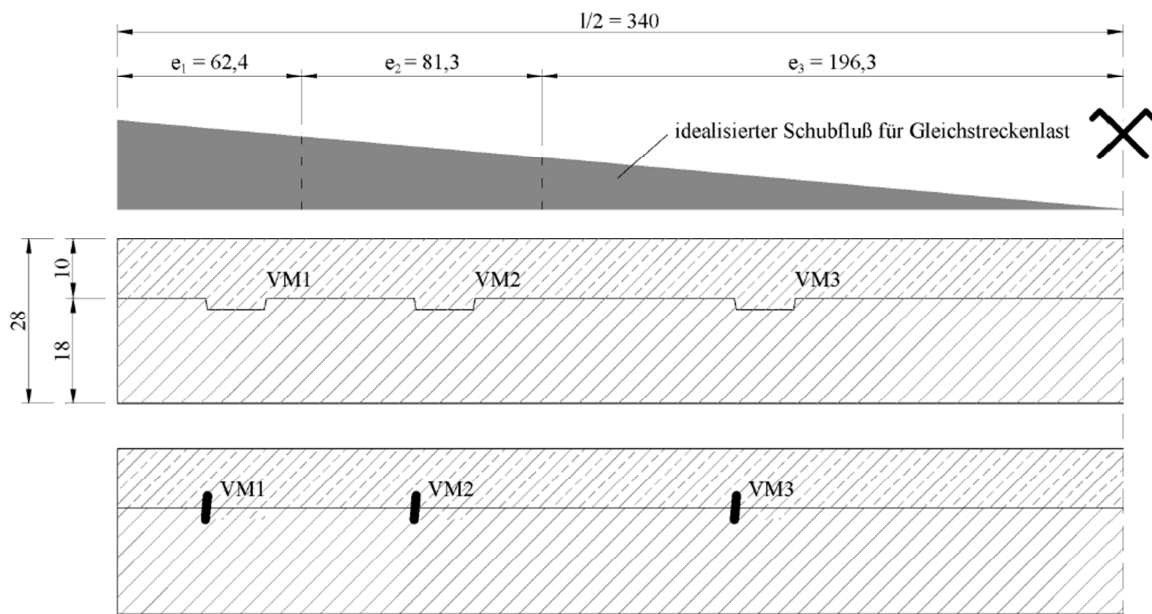


Abbildung 4-16: Geometrie des Brettstapel-Beton-Verbundquerschnitts (Maße in cm) [22, S. 537]

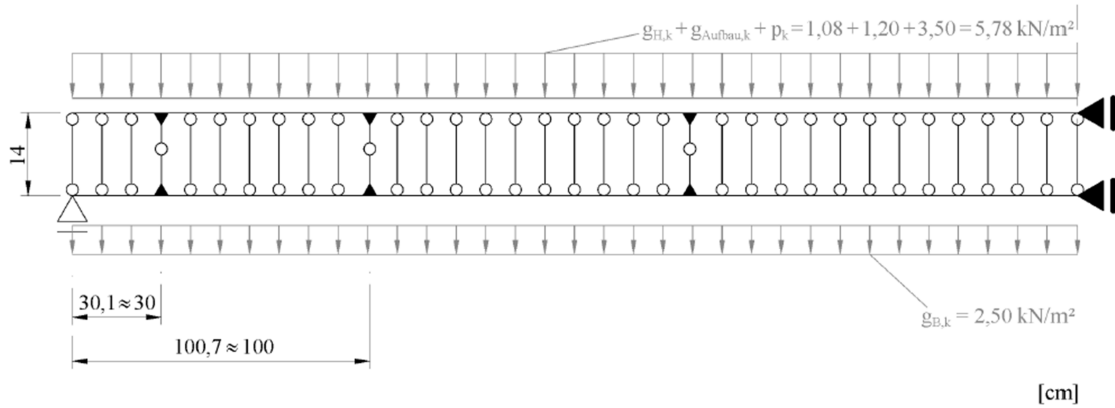


Abbildung 4-17: Stabwerksmodell des Brettstapel-Beton-Verbundquerschnitts [22, S. 537]

Sowohl bei einer verschmierten, als auch bei einer bereichswisen Berechnung stimmen die Ergebnisse in Feldmitte mit den Schnittgrößen aus dem Beispiel annähernd überein. Die Schnittgrößen bei einer Berechnung mit über die Trägerlänge verschmierten Steifigkeiten sind dabei näher an den Ergebnissen des γ -Verfahrens, die der bereichswisen Berechnung näher denen des Stabwerksmodells. Die Sprünge in der Momentenlinie sind in der bereichswisen Berechnung weniger ausgeprägt als in den Ergebnissen des Stabwerksmodells. Dies liegt an der verschmierten Fugensteifigkeit über eine Elementlänge von 0,24 m im Berechnungsmodell.

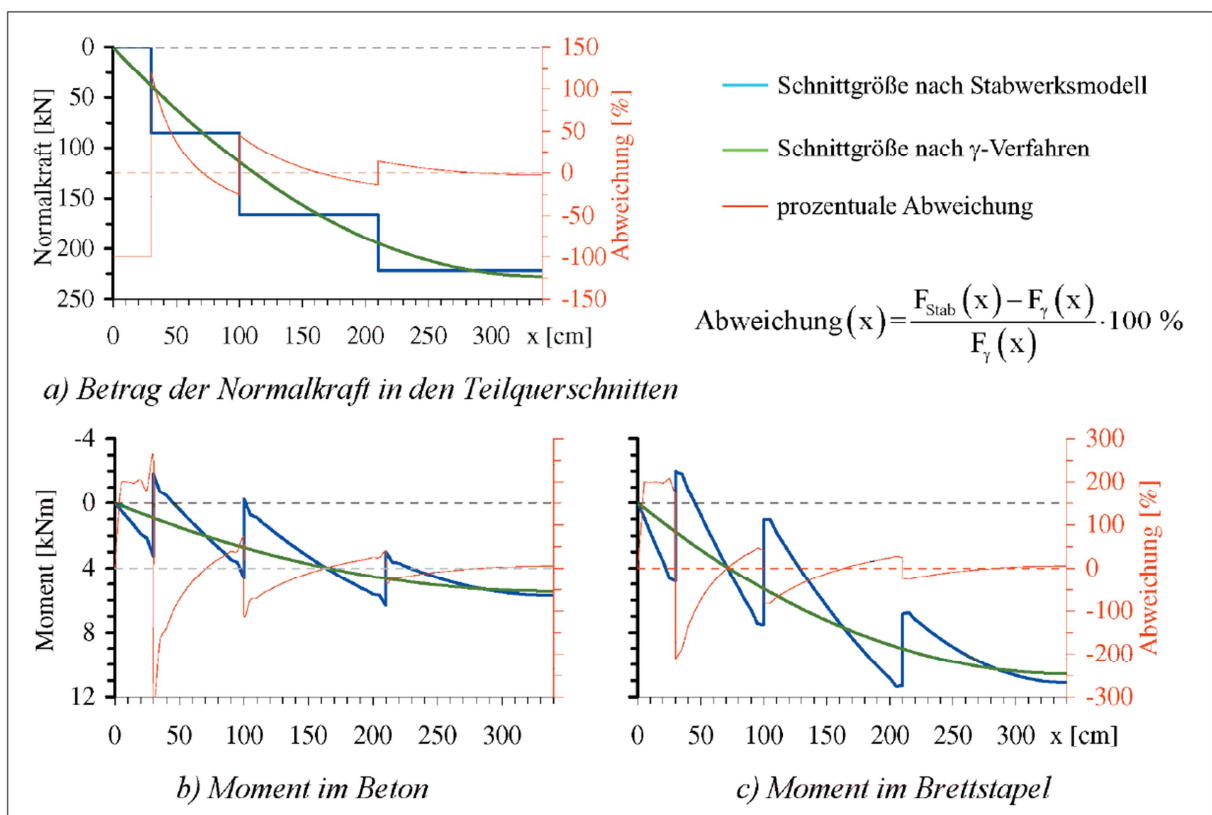


Abbildung 4-18: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten nach dem Stabwerksmodell und nach dem γ -Verfahren für die charakteristische Bemessung und Mittelwerte der Steifigkeiten [22, S. 538]

Die Schnittgrößen nach dem γ -Verfahren und dem Stabwerksmodell sind in Abbildung 4-18 dargestellt. Die Schnittgrößen nach Schubanalogie-Verfahren mit über die Trägerlänge verschmierter und bereichsweiser Steifigkeit sind in Abbildung 4-19 zu finden.

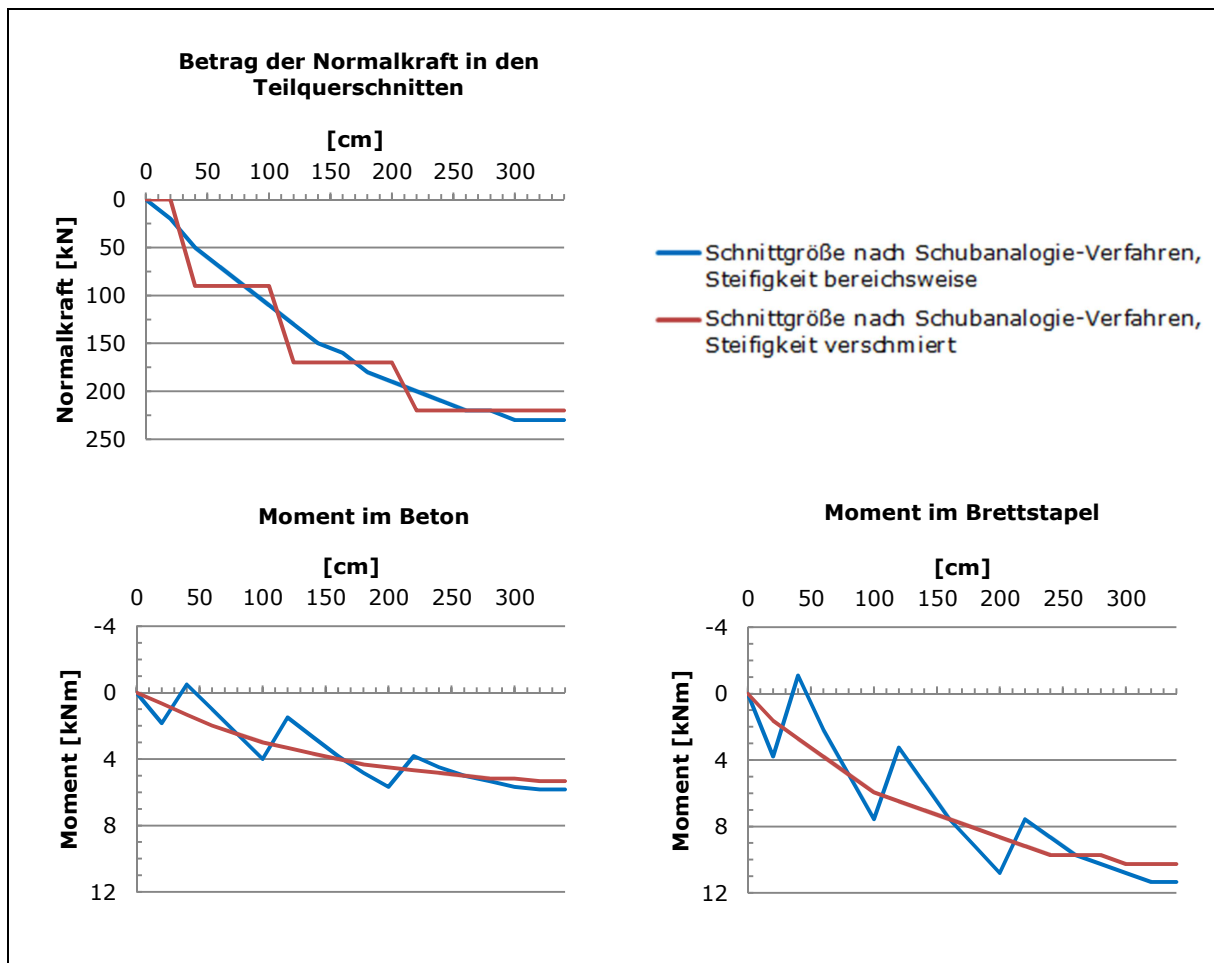


Abbildung 4-19: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten nach Schubanalogie-Verfahren für die charakteristische Belastung und Mittelwerte der Steifigkeiten

Der Vergleich der Schnittgrößen aus dem Bemessungsbeispiel mit den nach Schubanalogie-Verfahren ermittelten Werten zeigt, dass das Berechnungsverfahren nach dem in Abschnitt 4.2.2 dargestellten Berechnungsaufbau auch für zweiteilige Querschnitte geeignet ist. Dabei ist zu beachten, dass die Höhe des mittleren Teilquerschnitts auf null zu setzen ist.

4.4 Variation der Bauteileigenschaften

4.4.1 Variation der Fugenausbildung

In folgendem Beispiel wird ein Trägeraufbau in drei verschiedenen Varianten durchgerechnet:

- mit Klebeverbindung
- mit Schrauben
- Kombination aus Klebeverbindung und Schrauben

Der Unterschied in der Berechnung stellt sich, wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben, in der Modellierung der Ersatzschubsteifigkeit des Trägers B dar.

Für den Fall einer vollflächigen Verklebung der einzelnen Schichten wird die Ersatzschubsteifigkeit ohne Berücksichtigung einer Verbindungsmittelsteifigkeit berechnet. Dadurch wird die Verbindung der Schichten untereinander in der Berechnung als starr berücksichtigt. Die Ersatzschubsteifigkeit zur Modellierung im Stabwerksprogramm ergibt sich aus der Schubsteifigkeit der mittleren Bauteilschicht.

Um die Verschraubung in die Berechnung einfließen zu lassen, wird eine Schraubenanordnung gewählt. Diese geht über die Elementlängen verschmiert in das Stabwerksmodell ein. In den Bereichen, in denen keine Schrauben angeordnet werden (Feldmitte), wird die Schubsteifigkeit des Trägers B gegen null gesetzt. Da davon ausgegangen wird, dass in den Bereichen mit Schrauben die Schubspannungen von den Verbindungsmitteln übernommen werden, wird als maßgebende Spannung die in den Bereichen ohne zusätzliche Verbindungsmittel angegeben.

Bei der rechnerischen Kombination der Verklebung mit der Verschraubung wird die Schubsteifigkeit in den Bereichen, in denen keine Schrauben angeordnet werden, über die Schubsteifigkeit der mittleren Bauteilschicht modelliert. Die Zulässigkeit der rechnerischen Kombination beider Verbindungsmittel bleibt fragwürdig und dient in diesem Fall rein der Veranschaulichung der Berechnungsergebnisse.

Der Trägeraufbau ist in Abbildung 4-20 dargestellt. Die Spannweite des Trägers beträgt 7,2 m und entspricht somit der Länge aus den Versuchsaufbauten von *Hofer* [15]. Die Materialkennwerte sowie die Lasten können dem Abschnitt 4.2.1 entnommen werden. Die Spannungen werden unter Bemessungslast und die Verformungen unter charakteristischer Lastkombination berechnet.

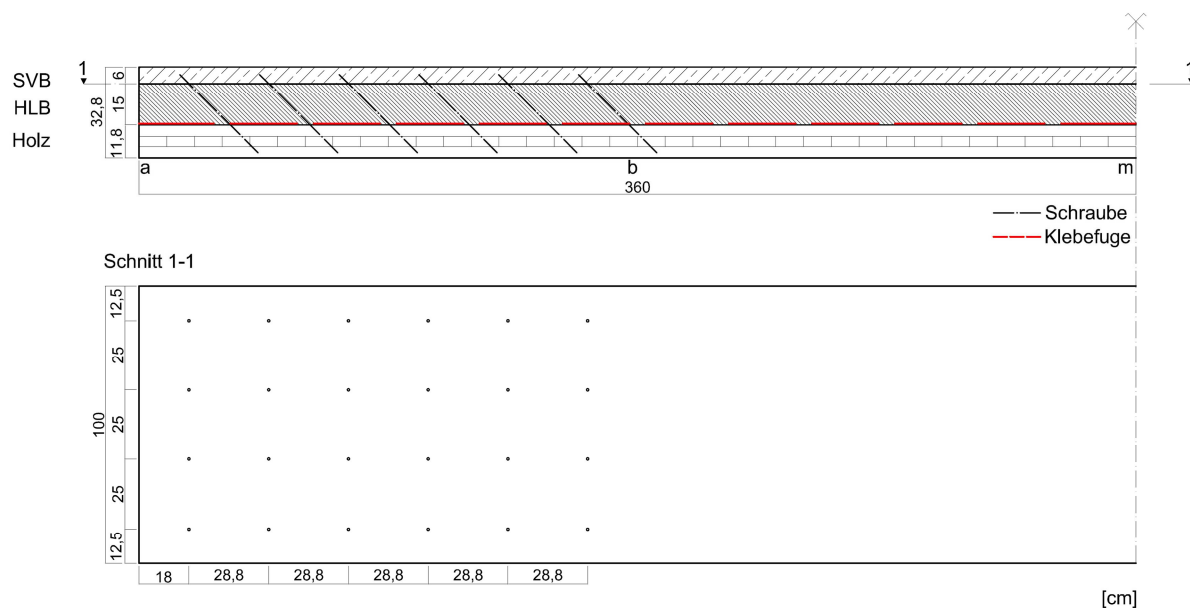


Abbildung 4-20: Aufbau des Beispielträgers

Tabelle 4-19: Vergleich unterschiedlicher Fugenausbildungen, Aufbau 6-15-11,8

Fugen- ausbildung	Normalspannungen, max. [N/mm ²]			Verformungen, charakteristisch [mm]
	Beton	Holzspanbeton	Holz	
	Punkt m	Punkt m	Punkt m	
Klebefuge	-7,2154/-1,3179	-0,2522/ 0,2624	-0,0071/ 4,3329	13,05
Schrauben	-8,7884/ 0,9648	-0,4208/ 0,4302	-1,6057/ 5,5718	10,62
Kombination	-7,0481/-1,5605	-0,2342/ 0,2446	0,1629/ 4,2013	9,10
Fugen- ausbildung	Schubspannungen, max. [N/mm ²]			max. Auslastung
	Beton	Holzspanbeton	Holz	
	Punkt a	Punkt a	Punkt a	
Klebefuge	0,1245	0,1333	0,1241	127 %, Schub i.d. Mittelschicht
	Punkt b	Punkt b	Punkt b	
Schrauben	0,0943	0,0206	0,1365	172%, Zug i.d. Mittelschicht
	Punkt b	Punkt b	Punkt b	
Kombination	0,0540	0,0536	0,0675	98%, Zug i.d. Mittelschicht

Der Vergleich in Tabelle 4-19 zeigt den Vorteil der Kombination der Verbindungsmittel aus rechnerischer Sicht. Da die Schubfestigkeit der Holzspanbetonplatten relativ niedrig ist, kann diese durch die Anordnung von Schrauben zur Schubübertragung verringert werden. Je steifer der Querschnitt, desto geringer werden durch das Zusammenwirken der einzelnen Bauteilschichten die maximalen Randspannungen. Dasselbe gilt für die Biegeverformung des Trägers.

Die Fugensteifigkeit wurde bisher nur für einen Bauteilaufbau getestet. Die Anwendung dieser Fugensteifigkeit für andere Aufbauten ist aufgrund folgender ungeklärter Randbedingungen nicht sinnvoll.

- Auswirkungen der Einbindetiefe der Verbindungsmittel auf die Fugensteifigkeit
- Einfluss der Dicke der mittleren Bauteilschicht
- Zusammenwirken der Verbindungsmittel mit der Klebefuge

4.4.2 Variation der Bauteilschichten

Folgende Parameter sind bei der Auswahl der Bauteilschichten zu beachten.

- Werkstoffeigenschaften:

Wie bereits in Kapitel 2 erwähnt besteht auch die Möglichkeit, die Unterschicht in verschiedenen Holzarten und -werkstoffen auszuführen. Aufgrund der Materialkennwerte, die in die Berechnung einfließen, sind dabei folgende Größen ausschlaggebend.

- o Mittelwert des E-Moduls
- o Mittelwert des Schubmoduls

Für die Nachweisführung spielen die Materialfestigkeiten eine Rolle. Zusätzlich ist zu beachten, dass sich der effektive Querschnitt auf die Nachweise der Normalspannungen auswirkt.

- Höhe des Teilquerschnitts:

Durch den Einfluss des Anteils der Biegesteifigkeit der einzelnen Teilquerschnitte am Gesamtquerschnitt, können die Teilquerschnitte nicht beliebig dünn eingesetzt werden, da dadurch das System mit Druck im Beton und Zug im Holz nicht funktioniert.

Bei der Betonschicht ist außerdem eine ausreichende konstruktive Höhe für die Einbringung von Rissebewehrung vorzusehen.

Zusätzlich ist darauf zu achten, dass die Einbindetiefe der mechanischen Verbindungsmittel im Beton sowie im Holz groß genug ist.

In folgendem Beispiel wird als Vergleich ein Holzleichtbeton-Verbundträger nach Abbildung 4-20 mit einer Schicht aus Brettschichtholz GL24h als unterster Teilquerschnitt berechnet. Der E-Modul beträgt aufgrund der gleichen Sortierklasse $E=11600 \text{ N/mm}^2$. Der Schubmodul hingegen, aufgrund des unterschiedlichen Aufbaus, beträgt $G=720 \text{ N/mm}^2$. Damit ein eindeutiger Vergleich entsteht, wurde unabhängig von Herstellerangaben eine Höhe des Teilquerschnitts von 11,8 cm angenommen. Die übrigen Materialkennwerte und Lastannahmen sind Abschnitt 4.2.1 zu entnehmen.

Tabelle 4-20: Ergebnisse des Trägers mit einer Unterschicht aus Brettschichtholz GL24h

Fugen- ausbildung	Normalspannungen, max. [N/mm ²]			Verformungen, charakteristisch [mm]
	Beton	Holzspanbeton	Holz	
	Punkt m	Punkt m	Punkt m	
Klebefuge	-7,2154/-1,3179	-0,2522/ 0,2624	-0,0071/ 4,3329	13,05
Schrauben	-8,8100/ 0,9963	-0,4231/ 0,4325	-1,6277/ 5,5889	10,69
Kombination	-7,0323/-1,5750	-0,2329/ 0,2433	0,1737/ 4,1897	9,16
Fugen- ausbildung	Schubspannungen, max. [N/mm ²]			max. Auslastung
	Beton	Holzspanbeton	Holz	
	Punkt a	Punkt a	Punkt a	
Klebefuge	0,1286	0,1362	0,1282	130 %, Schub i.d. Mittelschicht
	Punkt b	Punkt b	Punkt b	
Schrauben	0,0943	0,0206	0,1365	173 %, Zug i.d. Mittelschicht
	Punkt b	Punkt b	Punkt b	
Kombination	0,0536	0,0540	0,0668	97%, Zug i.d. Mittelschicht

Vergleicht man die maßgebliche Auslastung der Querschnitte aus Tabelle 4-17 mit Tabelle 4-18 lässt sich erkennen, dass die Wahl der Qualität der Unterschicht auf die maßgebende Auslastung des mittleren Teilquerschnitts keine wesentlichen Auswirkungen hat. Die maßgebenden Spannungen weichen durch den leicht unterschiedlichen Schubmodul nur geringfügig voneinander ab. Der Nachweis der Normalkraft im untersten Teilquerschnitt ist unter Berücksichtigung der kombinierten Fugenausbildung im Fall des Brettspertholzquerschnitts um 3% und der Nachweis der Schubtragfähigkeit um 11% höher als im Brettschichtholzquerschnitt. Dies ist allerdings nur ausschlaggebend, wenn die Auslastung des untersten Teilquerschnitts maßgeblich wird.

Aufgrund der rechnerisch ermittelten Zugauslastung in der Mittelschicht können Maßnahmen zur Verbesserung zum Einsatz kommen. Denkbar wäre dabei zum Beispiel eine Art „Bewehrung“ in Form von Glasfasermatten in der Klebefuge.

Um die Bauteilschichten zu optimieren, sind neben den Lasten im eingebauten Zustand die Einwirkungen und Spannungszustände bei Herstellung, Transport und Montage des Bauteils zu beachten. Treten dabei etwa negative Biegemomente auf, ist der Querschnitt auch auf diese zu bemessen.

5 Kurz- und Langzeittragverhalten

Um das Verhalten des Bauteils sowohl für Tragfähigkeit als auch Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der normativen Anforderungen korrekt darzustellen, sind die Schnittgrößen und Spannungen im „Anfangs- und Endzustand“ einer Belastungsdauer zu betrachten.

Die Betrachtung des Langzeitverhaltens berücksichtigt im Gegensatz zum Kurzzeittragverhalten die Konsequenzen der Belastungsdauer. Unter anderem zeigt sich dies in der zunehmenden Verformung.

Der Effekt des sogenannten Kriechens führt in Verbundquerschnitten zu Spannungs- und Schnittgrößenumlagerungen, wodurch neben der Standsicherheit eines Bauteils auch die Gebrauchstauglichkeit beeinflusst wird. Zusätzlich können äußere Einflüsse, wie Temperatur- und Feuchteänderungen, Auswirkungen auf die Materialien haben. Die daraus resultierenden Spannungsumlagerungen kommen daher, dass ein Verbundquerschnitt ein innerlich statisch unbestimmtes System darstellt und dadurch freie Verformungen behindert werden. Durch das unterschiedliche Verhalten der Baustoffe im Verbundquerschnitt können sich die einzelnen Querschnittsteile der Belastung entziehen. Aus diesem Grund ist es erforderlich, das zeitabhängige Verhalten der Baustoffe sowie der verwendeten Verbindungsmittel zu kennen.

5.1 Normative Grundlagen

5.1.1 Tragfähigkeitsnachweis

Da der HLBV-Träger aus Materialien zusammengesetzt ist, die unterschiedliche zeitabhängige Eigenschaften besitzen, sind laut EC 5 [8] bei der Durchführung einer statischen Berechnung die Mittelwerte der Steifigkeitseigenschaften im Endzustand, angepasst an den Lastanteil, der die größten Spannungen im Verhältnis zur Festigkeit verursacht, heranzuziehen. Diese lassen sich nach folgenden Gleichungen bestimmen.

$$E_{\text{mean, fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}})}$$

$$G_{\text{mean, fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}})}$$

$$K_{\text{ser, fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def}})}$$

E_{mean} ... Mittelwert des Elastizitätsmoduls

G_{mean} ... Mittelwert des Schubmoduls

K_{ser} ... Verschiebungsmodul

k_{def} ... Beiwert zur Bestimmung der Kriechverformung unter Berücksichtigung der maßgebenden Nutzungsklasse

$\Psi_2...$ Beiwert für den quasi-ständigen Anteil der Einwirkung, die die größte Spannung in Verhältnis zur Festigkeit hervorruft (wenn diese Einwirkung eine ständige Einwirkung ist, sollte Ψ_2 durch 1 ersetzt werden).

In der ÖNORM B 1995 [20] steht als nationale Ergänzung zum EC 5, dass der Einfluss des Kriechens im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann zu berücksichtigen ist, wenn in der Tragstruktur Baustoffe mit sehr unterschiedlichem Kriechverhalten zur gemeinsamen Anwendung kommen.

Zusätzlich sind im Hauptdokument sowie im nationalen Anhang Hinweise zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme gegeben. Bei statisch unbestimmten Systemen kann es, wie bereits erwähnt, aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeitsverteilungen zu Schnittkraftumlagerungen kommen, die entsprechend in der statischen Berechnung zu berücksichtigen sind.

5.1.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sind die Endwerte der Mittelwerte der Steifigkeitseigenschaften, die auch zur Ermittlung der Endverformungen benutzt werden, nach folgenden Gleichungen zu bestimmen [8].

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

$$G_{\text{mean, fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

$$K_{\text{ser, fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})}$$

Die Definitionen der Formelzeichen sind in Abschnitt 5.1.1 angegeben.

Die Gebrauchstauglichkeit eines Trägers ist maßgeblich von der Durchbiegung abhängig. In [20] werden folgende Grenzwerte empfohlen, wobei die Definition der Formelzeichen in Abbildung 5-1 dargestellt ist.

Tabelle 5-1: Auszug aus ÖNORM B 1995 1-1: Ausgabe 2010-08-15; Tabelle 3 Grenzwerte der Durchbiegungen von Biegestäben [20]

Rechenwerte der Durchbiegungen		Grenzwerte der Durchbiegungen	
		Biegeträger (Stützweite l)	Kragträger (Kraglänge l_k)
charakteristische Bemessungssituation	$w_{Q, \text{inst}}$	//300	$l_k/150$
	$w_{\text{fin}} - w_{G, \text{inst}}$	//200	$l_k/100$
quasi-ständige Bemessungssituation	$w_{\text{fin}} - w_c$	//250	$l_k/125$

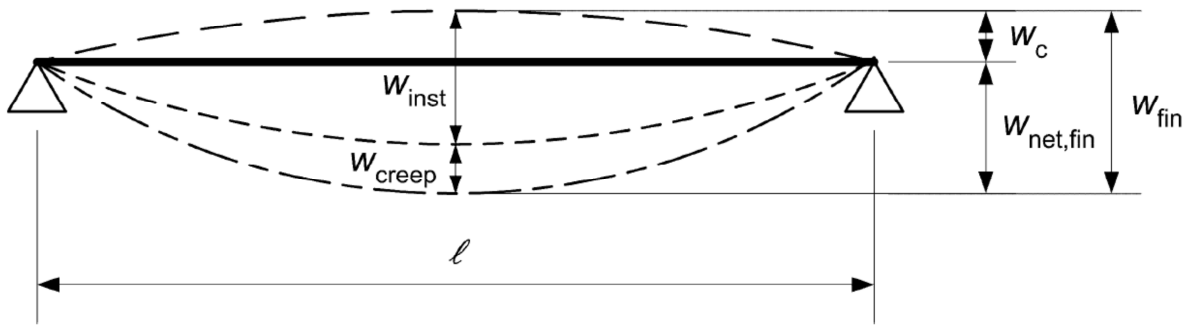


Abbildung 5-1: Anteile der Durchbiegung [8, S.59]

Die Verformungen sind dabei mit den im Folgenden angegebenen Gleichungen nach [8] zu berechnen. Die dazugehörigen Lastkombinationen sind in Kapitel 2 angeführt.

$$u_{\text{fin}} = u_{\text{fin,G}} + u_{\text{fin,Q,1}} \sum u_{\text{fin,Q,i}}$$

$$u_{\text{fin,G}} = u_{\text{inst,G}} \cdot (1 + k_{\text{def}}) \quad \text{für eine ständige Einwirkung G}$$

$$u_{\text{fin,Q,1}} = u_{\text{inst,Q,1}} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) \quad \text{für eine führende veränderliche Einwirkung, Q}_1$$

$$u_{\text{fin,Q,i}} = u_{\text{inst,Q,i}} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{\text{def}}) \quad \text{für begleitende veränderliche Einwirkungen, Q}_i \text{ (i>1)}$$

$\psi_{2,1}, \psi_{2,i}, \dots$ Kombinationsbeiwerte für den quasi-ständigen Anteil veränderlicher Einwirkungen

$\psi_{0,i}, \dots$ Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen

5.2 Verformungsverhalten der Baustoffe

Wie bereits erwähnt, sind die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden über die Belastungsdauer zu berücksichtigen.

Kriechen bezeichnet eine durch dauernde Belastung mit der Zeit anwachsende Verformung. Schwinden bzw. Quellen bezeichnet eine Volumenänderung des Baustoffs, die allein durch die Veränderung des Wasserhaushaltes, wie etwa durch Schwankungen in der Umgebungsfeuchte, verursacht wird.

Beton:

Beim Beton hängen das Kriechen und Schwinden hauptsächlich von der relativen Feuchtigkeit der umgebenden Luft, den Abmessungen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons ab. Das Kriechen wird außerdem vom Zeitpunkt der Lastaufbringung, also vom Aushärtungsgrad des Betons zum besagten Zeitpunkt, beeinflusst [16]. Das Kriechmaß ist umso kleiner, je älter der Beton zum Zeitpunkt der Erstbelastung ist. Das Schwinden wird außerdem von den Außentemperaturen beeinflusst. Je höher die Außentemperaturen, desto höher die Schwindverformungen.

Die Kriechzahl des Betons darf nach EC 2, Anhang B [16] ermittelt werden. Der wirksame E-Modul kann laut EC 2 [16] mit Hilfe der Kriechzahl wie folgt berechnet werden.

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

$\varphi(\infty, t_0)$... die für die Last und das Zeitintervall maßgebende Kriechzahl

Holz:

Das Kriechverhalten von Holz wird vom Feuchtigkeitsgehalt des Umgebungsklimas beeinflusst. Zusätzlich kriecht Vollholz bei Schubbelastung wesentlich stärker als bei Biegung und Druck. Bei zunehmender Rohdichte sowie kleiner werdendem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung etwa verringern sich die Kriechverformungen. Diese und weitere Faktoren beeinflussen das zeitabhängige Verhalten von Holz.

Die Kriechverformungen setzen sich bei Holz und Holzwerkstoffen aus dem spannungsabhängigen viskoelastischen und dem von der Holzfeuchte beeinflussten mechano-sorptiven Kriechanteil zusammen (siehe Abbildung 5-2). Bei einem konstanten Umgebungsklima, in dem ein Holzprisma seine Gleichgewichtsfeuchte erreicht hat, wäre zum Beispiel der mechano-sorptive Anteil null [23].

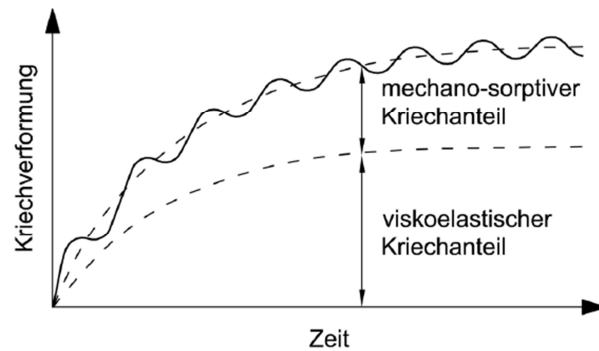


Abbildung 5-2: Schematische Darstellung der Kriechanteile von Holz [23, S. 115]

Im EC 5 [8] wird das zeitabhängige Verhalten des Holzes mit Hilfe von Verformungsbeiwerten berücksichtigt. Die Rechenwerte des Verformungsbeiwerts k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe sind je nach Nutzungsklasse angegeben.

Des Weiteren besteht die Möglichkeit das Langzeitverhalten des Holzes über die Kriechzahl ϕ zu beschreiben [19].

Detaillierte Ansatzfunktionen zur Vorherbestimmung der zeitabhängigen Verformungen sind im Holzbau aufgrund der Vielzahl der material- und beanspruchungsbezogenen Einflussgrößen derzeit nicht verfügbar [23].

Holzleichtbeton:

Die Versuche für die Bestimmung der Zeitstandfestigkeit und der Kriechzahl für Holzwerkstoffe sind in ÖNORM EN 1156 [27] festgelegt. In der Norm sind die Bedingungen, wie der Versuchsaufbau, der Belastungszeitraum und die Auswertung, festgelegt.

Für den im vorliegenden Fall verwendeten Holzspanbeton liegen bisher nur Voruntersuchungen zum Langzeitverhalten des Baustoffs vor. Die Versuche wurden dabei über einen Belastungszeitraum von 223 Tagen durchgeführt. Die untersuchten Platten waren 70 cm lang, 10 cm breit und 5 cm dick. Die Belastung erfolgte mittig bei einem Träger auf zwei Stützen mit einer Stützweite von 50 cm. Die Prüflast betrug 154,4 N für den Versuch 1 und 102,9 N für den Versuch 2. Folgende Ergebnisse konnten dabei festgehalten werden (siehe Abbildung 5-3) [28].

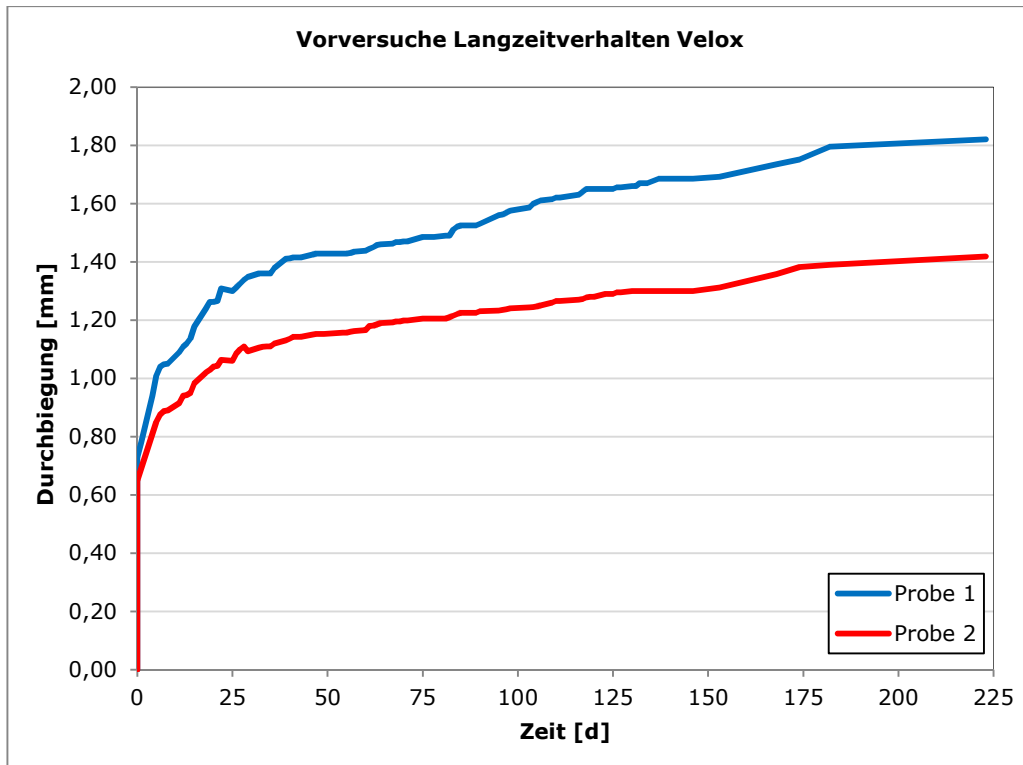


Abbildung 5-3: Ergebnisse der Vorversuche Langzeitverhalten Velox [28]

Die Auswertung nach ÖNORM EN 1156 [27] setzt sich wie folgt zusammen:

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

- mit k_c ... Kriechzahl
- α_T ... Gesamtdurchbiegung zum Zeitpunkt T [mm]
- α_1 ... Durchbiegung nach 1 Minute [mm]
- α_0 ... Durchbiegung des unbelasteten, auf die Prüfvorrichtung aufgelegten, Prüfkörpers [mm]
- $\alpha_1 - \alpha_0$... elastische Anfangsdurchbiegung nach 1 Minute Lastaufbringung [mm]
- T... Gesamtbelastungsdauer in Minuten

Aufgrund mangelnder Werte kann eine Auswertung der Vorversuche nur mit Hilfe von Schätzungen erfolgen. Die Kriechwerte für die Probe 1 und die Probe 2 ergeben sich nach einer Belastungsdauer von $T = 321120$ Minuten wie folgt:

Tabelle 5-2: Ermittlung der Kriechzahl der Holzspanbetonplatten aus Vorversuchen

	Probe 1	Probe 2
α_0 [mm]	0,000	0,000
α_1 ($T_{\alpha 1} \leq 1440$ min) [mm]	0,729	0,650
α_T [mm]	1,820	1,418
k_c	1,497	1,182

Die Berechnung für eine Voraussage der Kriechzahlen unter Berücksichtigung der Nutzungsklasse für eine längere Belastungsdauer kann ebenfalls nach ÖNORM EN 1156 [27] erfolgen. Durch diese Anpassung können die Werte für Langzeitberechnungen herangezogen werden.

Verbindungsmittel:

- Verklebung:

Bezogen auf einen geklebten Verbundquerschnitt wird in *Glaser* [23] der Einfluss der Klebeschicht auf die Verbundwirkung und das Langzeitverhalten des Trägers beschrieben. Laut *Glaser* ist eine Verklebung einer vorgefertigten Betonplatte mit einem Holzquerschnitt nur bei dünnen Klebefugen (in der Regel unter 1 mm) als gewährleistet zu betrachten. Dickere Klebefugen beeinflussen durch ihr starkes Kriechen und Schwinden erheblich das Tragverhalten der Verbindung. Als weiteres maßgebendes Kriterium für die Qualität einer Klebeverbindung wird die Vorbereitung der Oberflächen, also eine gründliche Reinigung dieser, erwähnt. Zugkräfte als Beanspruchung der Klebefuge sind zu vermeiden, da diese zu Spannungsspitzen führen können, die im Normalfall ein örtliches Versagen der Klebefuge zur Folge haben. Dadurch kann ein so genannter Reißverschlusseffekt entstehen, bei dem der Klebeverbund wegen fehlender Plastifizierungsreserven vom Trägerende her versagt. Da ein solches Verhalten bei Holz-Beton-Verbundquerschnitten nicht ausgeschlossen werden kann, sind zusätzlich zur Klebefuge mechanische Verbindungsmittel anzuordnen.

- Schrauben:

Das Langzeitverhalten der Verbindungsmittel hängt erheblich vom zeitabhängigen Verhalten der einzelnen Bauteilschichten ab. Für das Langzeit-Tragverhalten der Verbindungsmittel in einem Holzleichtbeton-Verbundquerschnitt liegen bisher keine Untersuchungen vor. Für die Ermittlung des Tragverhaltens bieten sich Langzeit-Scherversuche, wie sie etwa von *Glaser* [23] für ein Holz-Beton-Verbund-System durchgeführt wurden, an.

Aufgrund dessen, dass in einem Verbundquerschnitt, wie bereits beschrieben, Spannungsumlagerungen stattfinden, erscheint es sinnvoll, Langzeitversuche mit verschiedenen Querschnittsaufbauten und Verbindungsmitteln durchzuführen. Nur durch die Untermauerung von Berechnungsansätzen durch Versuchsergebnisse kann eine rechnerische Darstellung des Tragverhaltens umgesetzt werden.

5.3 Berechnungsansätze

In der Literatur sind Berechnungsansätze für das Langzeitverhalten von zweischichtigen Holz-Beton-Verbundquerschnitten zu finden.

5.3.1 Näherungsweise Berechnung des Langzeittragverhaltens

In [19] wurde mit Hilfe des Simulationsprogramms ISOBEAM ein Beispiel durchgerechnet, mit Versuchsergebnissen verglichen und eine Zusammenfassung der Vorgehensweise angegeben. Die Angaben des Beispiels finden sich in Abschnitt 4.3.2.

Die Simulation berücksichtigt die Einflüsse des Kriechens aus der Lastgeschichte sowie die Effekte aus Quellen und Schwinden auf den Holzquerschnitt. Da der Beton als weniger empfindlich hinsichtlich Umgebungseinflüsse gilt, wurden in diesem Fall die Auswirkungen von Änderungen des Umgebungsklimas vernachlässigt. Des Weiteren wurde der Beton im Zugbereich als ungerissen angenommen.

In den Betrachtungen wird davon ausgegangen, dass der Kriechvorgang für Holz und Beton nach einer Lasteinwirkungsdauer von 20 Jahren annähernd abgeschlossen. Nach einer Betrachtung der Schnittgrößen und der Verformungen zum Zeitpunkt $t = 0$ und zum Zeitpunkt $t = \infty$ konnte zusammenfassend festgestellt werden, dass sich durch die Langzeiteffekte eine Entlastung der Betontragschicht und eine höhere Beanspruchung des Brettstapels ergibt. Zusätzlich verlagert sich die Auslastung der Verbindungsmittel auf die inneren Verbindungsmittel, wobei jedoch keines der Verbindungsmittel nach den angenommenen 20 Jahren eine höhere Scherkraft erhält, als das dem Auflager am nächsten gelegene Verbindungsmittel zum Zeitpunkt $t = 0$.

Die E-Module wurden aufgrund der größeren Streuung infolge vielfältiger Einflüsse bei Langzeituntersuchungen mit $E_{cm} = 29000 \text{ N/mm}^2$ nach EC2 [16] für den Beton und mit $E_{0,05} = 7400 \text{ N/mm}^2$ nach EC 5 [8] für das Holz angenommen.

Die Angaben in Tabelle 5-3 beziehen auf den Fall der Serviceklasse 2, was einer Nutzungsklasse 2 nach EC 5 [8] entspricht.

Tabelle 5-3: Zusammenfassende Darstellung der Vorgehensweise für das Langzeitverhalten des Brettstapel-Beton-Verbundelements [19, S. 700]

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 (φ_{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

Die Zusammenfassung gibt einen Überblick über die Parameter, die für die Berechnung des Langzeitverhaltens eines zusammengesetzten Trägers erforderlich sind.

5.3.2 Betrachtung des Bauteilzustands zum Zeitpunkt drei, sieben und zwanzig Jahre

In einer Veröffentlichung von *Kuhlmann* und *Schänzlin* zum Thema Langzeittragverhalten im Holz-Beton-Verbundbau [26] wird besonders auf das unterschiedliche Verhalten der Baustoffe zu verschiedenen Zeitpunkten der Belastungsdauer hingewiesen.

Grundsätzlich ergeben sich folgende Effekte.

- Schwinden von Holz und Beton:

Durch den Schwindvorgang des Betons baut dieser Spannungen ab. Dadurch werden die Spannungen im Holzteil erhöht und die Durchbiegung des Bauteils nimmt zu. Im Gegensatz dazu werden die Spannungen beim Schwinden des Holzes auf den Betonteil umgelagert und die Durchbiegung nimmt ab.

- Kriechen von Holz und Beton:

Durch Kriechen werden Spannungen im jeweiligen Baustoff abgebaut. Die Spannungen werden wiederum auf den anderen Baustoff umgelagert. Kriechen beide Baustoffe, ist ausschlaggebend, welcher ein ausgeprägteres Kriechverhalten aufweist und somit mehr Spannungen abbaut.

Aufgrund von Versuchen und Berechnungsmodellen wird hervorgehoben, dass in den ersten drei bis sieben Jahren der Beton mehr kriecht als das Holz. Demzufolge werden in diesem Zeitraum im Beton Spannungen ab- und im Holz aufgebaut.

Im Zeitraum von sieben Jahren bis zum Ende der Nutzungsdauer gilt das Kriechen des Betons als abgeschlossen. Das Holz kriecht allerdings weiterhin, wodurch der Beton wieder Spannungen aufbaut.

Bei stark ausgeprägtem Kriech- und Schwindverhalten der Materialien kann es dazu kommen, dass sich einer der Baustoffe der Belastung entzieht. Durch die Spannungsumlagerung kann dies zu einer erhöhten Belastung eines Querschnittsteils zu diesem Zeitpunkt führen. Aufgrund dieser Ansätze ist es notwendig, nicht nur den Anfangs- und Endzustand eines Verbundsystems mit konstanter Lasteinwirkung zu betrachten, sondern auch den Zeitpunkt zwischen drei und sieben Jahren nach der Erstbelastung.

5.3.3 Betrachtung des Anfangs- und Endzustands unter Berücksichtigung des Einflusses der Umgebungsfeuchte

Glaser beschäftigte sich in seiner Dissertation „*Zum Kurz- und Langzeittragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*“ [23] ebenfalls mit der Berechnung eines Trägers unter Berücksichtigung der Einflüsse aus einer Langzeitbelastung. Er stellte ein praxistaugliches vereinfachtes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens zusammen.

Nach einer numerischen Beschreibung des Langzeittragverhaltens mit Hilfe von Relaxationswerten zu den Zeitpunkten $t = 1000$ und $t = 10000$ Tage und einem Vergleich der Ergebnisse mit der vereinfachten Berechnung mit Mittelwerten der Relaxationswerte konnte *Glaser* feststellen, dass die Berechnung mit Mittelwerten zum Zeitpunkt der Erstbelastung und zum geplanten Ende der Nutzungsdauer ausreichend genau sind. Berücksichtigt wurden in den Berechnungen neben dem Schwinden des Betons das Kriechverhalten von Holz und Beton. Zur Berechnung der Relaxationswerte muss das zeitabhängige Verhalten der einzelnen Baustoffe sowie der Verbindungsmittel bekannt sein. Da für die Verbindungsmittel und für das Holz keine detaillierten und wissenschaftlich anerkannten mathematischen Modelle zur Verfügung standen, wurden die Verlaufsfunktionen der im Rahmen der Arbeit entstandenen Dauerstandsversuche herangezogen.

In seinen Berechnungen wird vor allem die Notwendigkeit der Betrachtung des Trägers zum Zeitpunkt der Erstbelastung und zum Zeitpunkt $t = \infty$ hervorgehoben. Das Anwendungsbeispiel, welches mit dem γ -Verfahren berechnet wurde, lässt sich wie folgt zusammenfassen.

Der Holz-Beton-Verbundträger (Plattenbalken) mit einer Spannweite von 6 m (siehe Abbildung 5-4) wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit $M_{Ed} = 22,6$ kNm und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit $M_{perm} = 109$ kNm (quasi-ständige Lastkombination $\psi_2 = 0,3$) belastet.

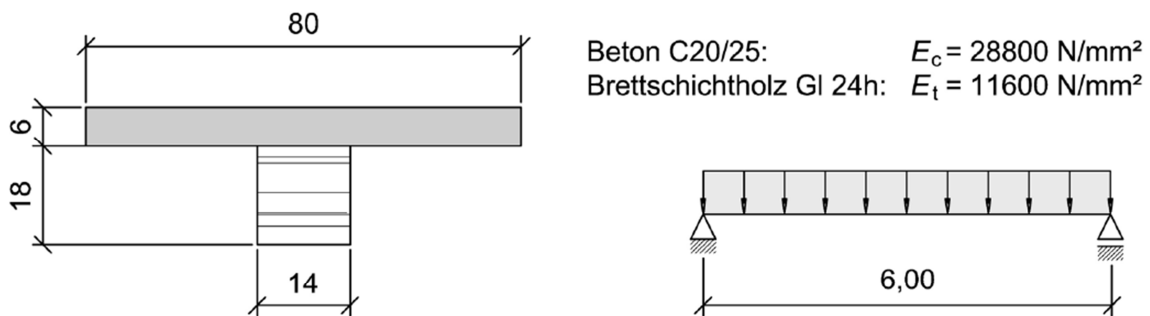


Abbildung 5-4: Anwendungsbeispiel aus Glaser [23, S. 247]

Die Verbindungsmittelanordnung erfolgt paarweise in einem Abstand von $e = 15$ cm gleichmäßig über die gesamte Trägerlänge. Die Verbindungsmittel nach bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-445 [36] mit einem K_{ser} von 12500 N/mm werden unter einem Winkel von 45° eingedreht.

Folgende Annahmen werden getroffen:

- Innenbauteil
- Schwankung der relativen Luftfeuchtigkeit über die Nutzungsdauer von 50 Jahren um einen Mittelwert von 50%
- Einbaufeuchte des Holzes liegt bei 9%
- Jahreszeitlich bedingte Schwankungen der Holzfeuchte liegen bei $\pm 3\%$
- Kriecherzeugende Spannungen werden 7 Tage nach dem Betonieren der Gurtplatte wirksam
- Betonschwinden beginnt einen Tag nach dem Betonieren.

Für die Kriechzahl des Betons werden folgende Werte angegeben.

Lastfall zeitlich konstante Einwirkung: $\varphi_c(t_\infty) = 4,6$

Lastfall Schwinden des Betons: $\varphi_c(t_\infty) = 6,5$ $\epsilon_{csh}(t_\infty) = -6,7 \cdot 10^{-4}$

Das Kriechen des Holzes und der Verbindungsmittel werden zeitlich affin zueinander verlaufend angenommen.

Holz: $\varphi_t(t_\infty) = 1,4$

Schubverbindungsmittel: $\varphi_v(t_\infty) = 2,8$ (Annahme)

Für das Schwinden bzw. Quellen des Holzes wird folgender Lastfall berücksichtigt.

Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes: $\varepsilon_{tsh} = \pm 3 \cdot 0,01 \cdot 10^{-2} = \pm 3,0 \cdot 10^{-4}$

Die Berechnung erfolgt auf Grundlage des γ -Verfahren unter Berücksichtigung der Annahmen, dass die Gurtplatte über die gesamte Länge auf einer Höhe von 2 cm gerissen ist. Es wird eine reduzierte Plattenhöhe von 4 cm bzw. ein Zwischenraum zwischen Gurt und Steg von 2 cm berücksichtigt.

Querschnittswerte: $A_c = 320 \text{ cm}^2$ $I_c = 427 \text{ cm}^4$
 $A_c = 280 \text{ cm}^2$ $I_c = 9333 \text{ cm}^4$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

- Lastfall zeitlich konstante Einwirkung:

Mit den angegebenen Werten werden die Randspannungen am Holz- bzw. Betonquerschnitt zum Zeitpunkt der Erstbelastung berechnet. Es ergeben sich folgende Ergebnisse.

$\gamma_1 = 0,40$ $a_1 = 6,6 \text{ cm}$ $a_2 = 7,4 \text{ cm}$

eff $I_y = 39600 \text{ cm}^4$

$\sigma_{co,g+q}(t_0) = -3,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cu,g+q}(t_0) = -0,4 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{to,g+q}(t_0) = -0,7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{tu,g+q}(t_0) = 4,8 \text{ N/mm}^2$

Für die Berechnung des Endzustands werden die Steifigkeitswerte mit Hilfe der Kriechzahlen wie folgt reduziert.

$$\text{red } E_c = \frac{E_c}{1 + \varphi_c(t_\infty)}$$

$$\text{red } E_t = \frac{E_t}{1 + \varphi_t(t_\infty)}$$

$$\text{red } K_{ser} = \frac{K_{ser}}{1 + \varphi_v(t_\infty)}$$

Folgende Ergebnisse wurden berechnet.

$\gamma_1 = 0,49$ $a_1 = 5,8 \text{ cm}$ $a_2 = 8,2 \text{ cm}$

$$\text{eff } I_y = 34300 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{co,g+q}}(t_\infty) = -1,7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{\text{cu,g+q}}(t_\infty) = -0,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{to,g+q}}(t_\infty) = -0,6 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{\text{tu,g+q}}(t_\infty) = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

Die Änderungen der Randspannungen in Gurt und Steg betragen demnach für den betrachteten Zeitraum von 50 Jahren:

$$\Delta\sigma_{\text{co,g+q}}(t_\infty) = 1,5 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{cu,g+q}}(t_\infty) = 0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{to,g+q}}(t_\infty) = 0,1 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{tu,g+q}}(t_\infty) = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

Die Durchbiegung in Feldmitte unter Einwirkung der zeitlich konstanten Last beträgt $w_{\text{g+q}}(t_\infty)$ beträgt 25 mm.

- Lastfall Schwinden bzw. Quellen des Holzes:

Die Änderungen der Spannungen aufgrund von Schwinden bzw. Quellen des Holzes werden mit Hilfe des Steifigkeitsbeiwerts α_0 berechnet. Die Schubsteifigkeit k beträgt dabei $166,7 \text{ N/mm}^2$ und der Schwerpunktabstand der Teilquerschnitte z_s 15 cm.

$$\alpha_0 = \sqrt{k \cdot I_{\text{eff}} \cdot \left(\frac{1}{EA_c} + \frac{1}{EA_t} + \frac{z_s^2}{EI_t + EI_c} \right)} = 11,7$$

Der Hilfswert ω_3 wird grafisch bestimmt und beträgt $\omega_3 = 0,007$.

Die Änderungen der Randspannungen betragen:

$$\Delta\sigma_{\text{co,tsh}} = \pm 1,7 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{cu,tsh}} = \pm 0,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{to,tsh}} = \pm 0,6 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta\sigma_{\text{tu,tsh}} = \pm 5,8 \text{ N/mm}^2$$

Die in Feldmitte hervorgerufene Durchbiegung beträgt $\Delta w_{\text{tsh}} = \pm 8 \text{ mm}$.

- Lastfall Schwinden des Betons:

Die Berechnung dieses Lastfalls erfolgt mit dem Steifigkeitsbeiwert α_n . Die Schubsteifigkeit und der Schwerpunktabstand sind dem vorhergehenden Lastfall zu entnehmen.

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{k \cdot I_{\text{eff}}^2}{1 + \varphi_v(t_n)} \cdot \left(\frac{1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)}{EA_c} + \frac{1 + \varphi_t(t_n)}{EA_t} + \frac{z_s^2}{\frac{EI_t}{1 + \varphi_t(t_n)} + \frac{EI_c}{1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)}} \right)} = 9,8$$

$$\omega_3 = 0,010$$

$$\omega_4 = \frac{EI_c \cdot [1 + \varphi_t(t_n)]}{EI_t \cdot [1 + 0,6 \cdot \varphi_c(t_n)]}$$

$$\Delta\sigma_{co, csh}(t_\infty) = -0,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{cu, csh}(t_\infty) = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{to, csh}(t_\infty) = -2,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{tu, csh}(t_\infty) = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Die Durchbiegung beträgt $\Delta w_{csh}(t_\infty) = 15 \text{ mm}$.

- Verformung des Verbundträgers im Endzustand:

Die maximale Durchbiegung in Feldmitte im Endzustand ergibt sich durch Addition der Einzelwerte wie folgt.

$$\max w(t_\infty) = w_{g+q}(t_\infty) + \Delta w_{tsh} + \Delta w_{csh}(t_\infty) = 48 \text{ mm}$$

Grenzzustand der Tragfähigkeit:

- Erstbelastung:

Die Berechnungen der Spannungen ergeben sich wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Jedoch ist der Verschiebungsmodul K_{ser} um 1/3 abzumindern.

$$y_1 = 0,31 \quad a_1 = 7,5 \text{ cm} \quad a_2 = 6,5 \text{ cm}$$

$$\text{eff } I_y = 36000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{co}(t_0) = -6,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cu}(t_0) = -0,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{to}(t_0) = -2,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tu}(t_0) = 10,4 \text{ N/mm}^2$$

- Endzustand:

Um die zeitlichen Einwirkungen zu berücksichtigen, werden die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berechneten Spannungsänderungen addiert.

$$\min \sigma_{co}(t_\infty) = \sigma_{co}(t_0) + \Delta\sigma_{co, g+q}(t_\infty) + \Delta\sigma_{co, tsh} + \Delta\sigma_{co, csh}(t_\infty) = -5,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cu}(t_\infty) = -0,9 \dots 1,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{to}(t_\infty) = -6,4 \dots -1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \sigma_{tu}(t_\infty) = \sigma_{tu}(t_0) + \sigma_{tu, g+q}(t_\infty) + \Delta\sigma_{tu, tsh} + \Delta\sigma_{tu, csh}(t_\infty) = 14,8 \text{ N/mm}^2$$

Anhand der Berechnungsansätze lassen sich die zahlreichen Einflussfaktoren auf das Kurz- und Langzeitverhalten von Verbundquerschnitten erkennen. Zusammenfassend können folgende Punkte angeführt werden:

- Zeitabhängiges Kriechverhalten der Baustoffe
- Schwindverhalten der Baustoffe
- Langzeitverhalten der mechanischen Verbindungsmittel
- Kriechverhalten der Klebefuge
- Einflüsse aus der Umgebung, wie Feuchte und Temperatur.

Der Einfluss des jeweiligen Materialverhaltens auf die Berechnung unterstreicht wiederum die Notwendigkeit einer genauen Untersuchung des Tragverhaltens von Verbundquerschnitten über eine längere Zeitspanne.

Bezogen auf das Langzeitverhalten des Holzleichtbeton-Verbundsystems ergeben sich im Zuge dessen einige ungeklärte Parameter, welche durch Versuchsanordnungen zu erforschen sind:

- Kriech- und Schwindverhalten des Holzspanbetons
- Langzeitverhalten der mechanischen Verbindungsmittel im dreiteiligen Querschnitt
- Langzeitverhalten der Klebefuge
- Zusammenwirken von Verklebung und Verschraubung
- Zusammenwirken der Materialschichten untereinander zu verschiedenen Zeitpunkten der Belastung.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Der Vergleich des Schubanalogie-Verfahrens mit anderen Berechnungsmöglichkeiten und den Versuchsergebnissen hat ergeben, dass das Verfahren zur Berechnung des vom ITI in Entwicklung stehenden Holzleichtbeton-Verbundsystems grundsätzlich geeignet ist. Durch geringfügige Änderungen der Eingangswerte ist das Verfahren im Allgemeinen für zwei- und dreiteilige Verbundquerschnitte anwendbar und somit mit EDV Unterstützung im praktischen Gebrauch zu empfehlen. Die Eignung des Berechnungsverfahrens für Durchlaufträger ist zu diesem Zeitpunkt unklar und kann mit Hilfe von Versuchen und entsprechenden Vergleichsrechnungen ermittelt werden.

Hinsichtlich der Abbildung des Tragverhaltens des HLBV-Systems bringt es im Vergleich zum von *Hofer* [15] angewendeten γ -Verfahren den Vorteil, dass die mittlere Bauteilschicht als aktiver Teilquerschnitt in die Berechnung eingeht. Dadurch wird die Biegesteifigkeit des Teilquerschnitts berücksichtigt, die Randspannungen können ermittelt und Nachweise in der Mittelschicht geführt werden.

Verbindungsmittelsteifigkeiten können über Veränderung der Ersatzsteifigkeit im Modell an den tatsächlichen Stellen der Verbindungsmittelanordnung lokal berücksichtigt werden. Die Optimierung der Verbindungsmittelanordnung in rechnerischer Hinsicht ist also mit Hilfe des Schubanalogie-Verfahrens möglich. Um diese Optimierung detailliert umzusetzen, sind weitere Untersuchungen des Materialverhaltens der Verbindungsmittel im Bauteil notwendig. Vor allem die Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls von den umgebenden Materialdicken und -eigenschaften ist abzuklären. Das Verhalten der mechanischen Verbindungsmittel und der Verklebung unter langfristiger Lasteinwirkung ist mittels Versuchen zu erfassen. Des Weiteren sind das Zusammenspiel der Schrauben und der Klebeschicht und die Zulässigkeit der rechnerischen Kombination dieser Verbindungsarten im statischen Modell zu überprüfen.

Für die Optimierung der Höhe der einzelnen Bauteilschichten sind verschiedene Einflusskriterien zu berücksichtigen. Aus wirtschaftlicher Sicht wäre eine Reduzierung des Holzquerschnitts von Vorteil, da dieser den kostspieligsten Teil des Aufbaus darstellt [6]. Folgende Kriterien dürfen bei der Festlegung der Höhen der Teilquerschnitte nicht vernachlässigt werden:

- Lage der Nulllinie:

Das System beruht auf dem Grundgedanken, den Betonquerschnitt auf Druck und den Holzquerschnitt auf Zug zu belasten. Wird diese Verteilung nicht eingehalten, kann, neben zusätzlich erforderlicher Höhen der einzelnen Teilquerschnitte, Zugbewehrung im Beton notwendig werden. Die Eignung des Systems als Durchlaufträger steht daher noch offen.

- Herstellung, Transport und Montage:

Durch die verschiedenen Belastungen auf dem Weg des Bauteils von der Fertigung bis hin zum eingebauten Zustand, ist das Auftreten von negativen Biegemomenten im System zu möglich. An den Stellen, an denen negative Biegemomente auftreten, besteht die Spannungsverteilung über den Querschnitt aus Zug im Beton und Druck im Holzquerschnitt. Um negative Biegemomente zu berücksichtigen und den Querschnitt darauf auszulegen, sind die Vorgänge in Herstellung, Transport und Montage abzuklären und der Träger dementsprechend auf die auftretenden Lastsituationen zu bemessen.

- Langzeitverhalten:

Da, wie in Abschnitt 5 beschrieben, Spannungsumlagerungen innerhalb des Querschnitts zu den verschiedenen Belastungszeitpunkten stattfinden können, ist der Träger auf diese Zustände zu bemessen.

- Verbindungsmittel:

Durch das Zusammenspiel des Verschiebungsmoduls der Verbindungsmittel mit dem Trägeraufbau ist auf erforderliche Höhen zu achten. Zusätzlich darf die erforderliche Einbindetiefe der Schrauben nicht außer Acht gelassen werden.

Für eine Abbildung des Langzeittragverhaltens des Holzleichtbeton-Verbundsystems sind die fehlenden Materialeigenschaften und das Zusammenwirken der Schichten untereinander zu ermitteln. Zur Bestätigung getroffener Annahmen wäre es sinnvoll, Langzeitbiege- und Langzeitschubversuche durchzuführen.

Literaturhinweise

- [1] PECH, A., KOLBITSCH, A. und ZACH, F. (2006): Decken. 1. Auflage. Wien: Springer-Verlag. ISBN: 3211252505
- [2] FINK, J. (2008): Stahlbau 2 (Stahl- und Verbundhochbau). Studienblätter zur Vorlesung. Wien: Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau, TU Wien.
- [3] WINTER, S., KREUZINGER, H. und MESTEK, P. (2008): Teilprojekt 15 - Flächen aus Brettstapeln, Brettspertholz und Verbundkonstruktionen. München: Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen, TU München.
- [4] Z-9.1-472: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern. Antragsteller: Hubert Schmid Bauunternehmen GmbH. Geltungsdauer vom 31. August 2012 bis 31. August 2015. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik.
- [5] GASSNER, G. (2013): Holzleichtbeton-Verbundbauweise – Beschaffenheit und Optimierung der Holzoberfläche zur Verbesserung des Verbundverhaltens. Bachelorarbeit. Wien: TU Wien.
- [6] KÖPL, S. (2013): Beitrag zur Bewertung von Deckensystemen in Holzspanbeton-Verbundbauweise unter ökonomischen, materialtechnologischen und anwendungsrelevanten Aspekten. Interdisziplinäre Seminararbeit. Wien: TU Wien.
- [7] KRIPPNER, R., NIEBLER, D. und ISSIG, H. (2009): Holzbau der Zukunft. Teilprojekt 17. Holzleichtbeton im Hochbau. München: Lehrstuhl für Baustoffkunde und Baukonstruktion, TU München.
- [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: 2010-08-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [9] 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). Tagungsband. 01. Oktober 2003.
- [10] ÖNORM B 1991-1-1: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen. Ausgabe: 2011-12-01. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

- [11] EUROCODE 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; ÖNORM EN 1990. Ausgabe: 2013-03-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [12] EUROCODE 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau; ÖNORM EN 1991-1-1. Ausgabe: 2011-09-01. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [13] SCHERNBERGER, K. (2011): Holzspanbeton-Verbunddecken – Übersicht bestehender Ansätze sowie Entwicklung und Versuche mit handelsüblichen Holzspänen. Masterarbeit. Wien: TU Wien.
- [14] KIRCHMAYER, E. (2012): Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken. Diplomarbeit. Wien: TU Wien.
- [15] HOFER, T. (2013): Numerische und analytische Betrachtung des Tragverhaltens der Holz-Holzleichtbeton-Sandwichbauweise. Diplomarbeit, in Druck. Wien: TU Wien.
- [16] 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.
- [17] MAYR-MELNHOF KAUFMANN: MM crosslam Brettsperrholz (BSP). Version 2013/02. Leoben: Mayr-Melnhof Holz Holding AG.
- [18] KÖNIG, G., HOLSCHEMACHER, K. und DEHN, F. (2004): Holz-Beton-Verbund – Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Berlin: Bauwerk Verlag GmbH.
- [19] GROSSE, M., HARTNACK, R. und RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken. Teil 2: Langzeittragverhalten. In: Bautechnik 80 (2003), Heft 10. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- [20] ÖNORM B 1995-1-1: Eurocode 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1. Ausgabe: 2010-08-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [21] SCHOLZ, A. (2004): Ein Beitrag zur Berechnung von Flächentragwerken aus Holz. In: Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, 3/2004. München: TU München.
- [22] GROSSE, M., HARTNACK, R., LEHMANN, ST. Und RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken. Teil 1: Kurzzeittragverhalten. In: Bautechnik 80 (2003), Heft 8. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.

-
- [23] GLASER, R. (2005): Zum Kurz- und Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Dissertation. Cottbus: Brandenburgische Technische Universität Cottbus.
- [24] NEUHAUS, H. (2011): Ingenieurholzbau. Grundlagen-Bemessung-Nachweise-Beispiele. 3. Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner.
- [25] KRAPFENBAUER, T. (2007): Bautabellen. 16. Ausgabe. Wien: Jugend & Volk.
- [26] KUHLMANN, U. und SCHÄNZLIN, J. (2004): Time dependent behaviour of timber-concrete-composite structures. 8th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2004. Lahti, Finland.
- [27] ÖNORM EN 1156: Holzwerkstoffe – Bestimmung von Zeitstandfestigkeit und Kriechzahl. Ausgabe 2013-05-15. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [28] Abteilung für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau (ITI) der TU Wien (2013): Forschungsbericht: weitgespannte Flachdeckensysteme in Holzspanbeton-Verbundbauweise. FFG-Projekt-Nr.: 824892. In Druck. Wien: TU Wien.
- [29] BUBBLEDECK (2013): The BubbleDeck technology – The Biaxial Hollow Slab. <http://www.bubbledeck.com/>, aufgerufen am 30.10.2013, 20:00 Uhr.
- [30] VELOX WERK GESMBH (2013): Velox Bausysteme. <http://www.velox.at/de/home/>, aufgerufen am 30.10.2013, 19:00 Uhr.
- [31] 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.
- [32] ÖNORM EN 26891: Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983). Ausgabe: 1991-08-01. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [33] Z-9.1-472: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für SFS Befestiger WT-S-6,5; WT-T-8,2; WR-T-9,0 und WR-T-13 als Holzverbindungsmittel. Antragsteller: SFS intec GmbH. Geltungsdauer vom 01. April 2011 bis 01. April 2016. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik.
- [34] KREHER (2004): Tragverhalten und Bemessung von Holz-Glas-Verbundträgern unter Berücksichtigung der Eigenspannung im Glas. Dissertation. Lausanne: EPFL. <http://library.epfl.ch/theses/?nr=2999>.

- [35] DLUBAL SOFTWARE GMBH (2013): Statik-Software für Tragwerksplanung & FEM. <http://www.dlubal.de/>, aufgerufen am 02.11.2013, 16:00 Uhr.
- [36] Z-9.1-445: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Timco II und Timco III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem. Antragsteller: Timco Vertrieb Deutschland. Geltungsdauer vom 18. Juli 2013 bis 16. März 2017. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Skizze vom Aufbau des Holzleichtbeton-Verbundträgers	5
Abbildung 2-2: Holzleichtbetonplatte WS 50 der Firma Velox [30]	6
Abbildung 2-3: Beispiel eines Versuchsaufbaus für Biegeversuche von Hofer (Maße in cm) [15, S. 33]	7
Abbildung 2-4: Darstellung des Schubversuchs von Hofer als Skizze und in der Umsetzung [15, S. 61]	8
Abbildung 2-5: Kleinprobe zur Überprüfung des Klebesystems [6, S. 24].....	8
Abbildung 3-1: Arten des Verbunds und die Auswirkungen auf den jeweiligen Spannungsverlauf [3, S. 12]	10
Abbildung 3-2: Teilquerschnitte $i=n$ für die Berechnung des γ -Verfahrens.....	12
Abbildung 3-3: Bestimmung des Verbindungsmittelabstands s_i [3, S.14].....	13
Abbildung 3-4: Ermittlung effektiven Verbindungsmittelabstands s_{ef} [3, S. 14].....	13
Abbildung 3-5: Geometrische Zusammenhänge für das γ -Verfahren; des EC 5, Anhang B [8, S.121].....	14
Abbildung 3-6: Stabwerksmodell [3, S. 200].....	16
Abbildung 3-7: Ersatzsystem des Verbindungsmittels unter Vernachlässigung bzw. Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [9, S.3]	16
Abbildung 3-8: Schematischer Ablauf des Schubanalogie-Verfahrens [3, S.16].....	18
Abbildung 3-9: Ermittlung der Schubsteifigkeit der Ebene B [3, S. 17]	20
Abbildung 3-10: Verschiedene Endlagerungen eines zweiteiligen Verbundquerschnittes und die Umsetzung im ideellen System [21, S. 71)	20
Abbildung 3-11: Qualitative Spannungsverteilungen an einem nachgiebig miteinander verbundenen dreiteiligen Querschnitt [3, S. 19].....	21
Abbildung 4-1: Kraft-Verschiebungs-Kurven (Versuchswerte) verschiedener Verbindungen unter Zugbeanspruchung in Faserrichtung [24, S. 184].....	25
Abbildung 4-2: Verschiebungsmoduln K_{ser} und K_u [24, S. 192]	25
Abbildung 4-3: Verwendete Trägerabschnitte für Schubversuche [15, S. 59]	26
Abbildung 4-4: Vergleich der Kennlinien mit den Punkten $k_{s,04}$, Schubversuche von Hofer [15].	26
Abbildung 4-5: Querschnittsaufbau des Berechnungsbeispiels	31
Abbildung 4-6: Belastung des Trägers mit Knotenlasten (Abmessungen in m)	34
Abbildung 4-7: Darstellung des Momentenverlaufs unter Bemessungslast im Stabwerksprogramm	34

Abbildung 4-8: Darstellung des Querkraftverlaufs unter Bemessungslast im Stabwerksprogramm	34
Abbildung 4-9: Darstellung der Durchbiegung unter charakteristischer Lasteinwirkung im Stabwerksprogramm	34
Abbildung 4-10: Beispielhafter Normalspannungsverlauf unter Bemessungslast, ermittelt mit dem Schubanalogie-Verfahren	36
Abbildung 4-11: Beispielhafter Schubspannungsverlauf, ermittelt mit dem Schubanalogie-Verfahren	38
Abbildung 4-12: Aufbau des 4-Punkt-Biegeversuchs von Hofer [15, S. 28]	43
Abbildung 4-13: System und Aufbau des Verbundträgers aus dem Bemessungsbeispiel in Anlehnung an den Bauteilversuch BT3 nach Hofer (Maße in cm) [15, S. 79]	45
Abbildung 4-14: System und Schnittgrößen unter Traglast des Bemessungsbeispiels (R-Stab 5-Ergebnisse)	47
Abbildung 4-15: Zusammenhang zwischen Verschiebungsmodul K_{ser} pro Verbindungsmittel und der Durchbiegung in Feldmitte anhand des Bemessungsbeispiels nach BT3	49
Abbildung 4-16: Geometrie des Brettstapel-Beton-Verbundquerschnitts (Maße in cm) [22, S. 537]	50
Abbildung 4-17: Stabwerksmodell des Brettstapel-Beton-Verbundquerschnitts [22, S. 537]	51
Abbildung 4-18: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten nach dem Stabwerksmodell und nach dem γ -Verfahren für die charakteristische Bemessung und Mittelwerte der Steifigkeiten [22, S. 538]	51
Abbildung 4-19: Maßgebende Schnittgrößen in den Teilquerschnitten nach Schubanalogie-Verfahren für die charakteristische Belastung und Mittelwerte der Steifigkeiten	52
Abbildung 4-20: Aufbau des Beispielträgers	54
Abbildung 5-1: Anteile der Durchbiegung [8, S.59]	59
Abbildung 5-2: Schematische Darstellung der Kriechanteile von Holz [23, S. 115]	61
Abbildung 5-3: Ergebnisse der Vorversuche Langzeitverhalten Velox [28]	62
Abbildung 5-4: Anwendungsbeispiel aus Glaser [23, S. 247]	67

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4-1: Ergebnisse der Schubversuche von Hofer [15, S. 65]	27
Tabelle 4-2: Annahmen für die Ersatzsteifigkeit "Normträger"	30
Tabelle 4-3: Ermittlung des Querschnittsschwerpunkts.....	31
Tabelle 4-4: Berechnung des ideellen Rechenquerschnitts	32
Tabelle 4-5: Ersatzwerte für die Modellierung der Querschnitte im Stabwerksprogramm.....	32
Tabelle 4-6: Zusammenstellung der Belastung	33
Tabelle 4-7: Unterteilung des Trägers in Elemente.....	33
Tabelle 4-8: Schnittgrößen an den maßgebenden Stellen aus dem Stabwerksprogramm	35
Tabelle 4-9: Beispielhafte Längsspannungen für die einzelnen Querschnittsschichten unter Bemessungslast in Feldmitte	35
Tabelle 4-10: Beispielhafte Schubspannungen für die einzelnen Schichten unter Bemessungslast am Auflager	37
Tabelle 4-11: Berücksichtigung von Verbindungsmitteln im Berechnungsbeispiel	39
Tabelle 4-12: Ersatzwerte Träger A und Träger B, mit Verbindungsmittel	40
Tabelle 4-13: Übersicht der Biegeversuche von Hofer [15, S. 33]	43
Tabelle 4-14: Ergebnisse der Berechnung der Fugensteifigkeit der Bauteilversuche mit dem γ -Verfahren	44
Tabelle 4-15: Ergebnisse der Berechnung der Fugensteifigkeit der Bauteilversuche mit dem	44
Tabelle 4-16: Ermittlung der Fugensteifigkeit $c_{F,d}$ über die Schraubenanordnung bzw. Anpassung des Schubmoduls.....	47
Tabelle 4-17: Ergebnisse der Spannungsermittlung unter Bemessungslast des Berechnungsbeispiels an den maßgebenden Stellen mittels Schubanalogie-Verfahrens	48
Tabelle 4-18: Ergebnisse der Spannungsermittlung unter Bemessungslast an den maßgebenden Stellen des Berechnungsbeispiels mittels γ -Verfahrens [15]	48
Tabelle 4-19: Vergleich unterschiedlicher Fugenausbildungen, Aufbau 6-15-11,8.....	54
Tabelle 4-20: Ergebnisse des Trägers mit einer Unterschicht aus Brettschichtholz GL24h.....	56
Tabelle 5-1: Auszug aus ÖNORM B 1995 1-1: Ausgabe 2010-08-15; Tabelle 3 Grenzwerte der Durchbiegungen von Biegestäben [20]	58
Tabelle 5-2: Ermittlung der Kriechzahl der Holzspanbetonplatten aus Vorversuchen.....	63
Tabelle 5-3: Zusammenfassende Darstellung der Vorgehensweise für das Langzeitverhalten des Brettstapel-Beton-Verbundelements [19, S. 700].....	65

A Leitfaden zur Bemessung

Die Vorgehensweise des in dieser Arbeit erläuterten Berechnungsverfahrens wird im Folgenden zusammengefasst beschrieben. Die Zusammenfassung bezieht sich auf einen dreiteiligen Querschnitt, dessen Bauteilschichten sowohl durch Verklebung als auch durch mechanische Verbindungsmittel miteinander verbunden sein können. Es ist zu beachten, dass in der Berechnung keine zeitlichen Einflüsse oder Montagezustände berücksichtigt sind.

Um mit demselben Verfahren einen zweiteiligen Querschnitt zu berechnen, sind die Steifigkeiten sowie die Höhe des mittleren Teilquerschnitts auf null zu setzen.

Die Bemessung bezieht sich rein auf den Einfluss der einwirkenden Gleichlasten auf das Bauteil. Die Nachweise der hier nicht angeführten Einflüsse, wie etwa die Auflagerpressung, haben gesondert zu erfolgen.

Die Vorgehensweise bezieht sich auf die Verwendung eines geeigneten Stabwerksprogramms, in dem das berechnete System modelliert wird und die Schnittgrößen und Verformungen abgelesen werden können.

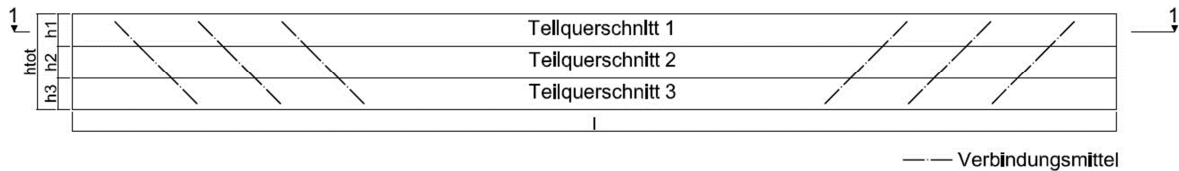
A.1 Annahmen zur Berechnung

Für die Anwendung des Bemessungsverfahrens sind die angetroffenen Annahmen zu überprüfen. Bei Abweichungen sind die Formeln entsprechend anzupassen.

1. Es handelt sich um einen Einfeldträger mit einem Meter Breite und gleichmäßig über die Fläche verteilter Last.
2. Der Querschnittsaufbau besteht aus zwei oder drei Bauteilschichten. Die Dicke der Schicht ist über die gesamte Fläche konstant. Schichten, die direkt übereinander liegen, aus dem gleichen Material bestehen und schubstarr miteinander verbunden sind, können zusammengefasst werden.
3. Der Verbund der Querschnitte kann durch Verklebung oder durch mechanische Verbindungsmittel erfolgen. Die Modellierung der Fugensteifigkeit kann bereichsweise erfolgen. Bei Verwendung von mechanischen Verbindungsmitteln, ist die Fugensteifigkeit zwischen den Verbindungsmitteln gegen Null zu setzen. Dabei ist auf programmspezifische Eigenheiten zu achten.
4. Je nach Langzeittragverhalten sind unterschiedliche Zeitpunkte zu berechnen. Dabei sind die Materialkennwerte dementsprechend anzupassen und äußere Lasteinflüsse zu berücksichtigen.
5. Die Vorgehensweise beruht auf der Annahme, dass im obersten Teilquerschnitt kein Zug entsteht. Bei Abweichung der angenommenen Spannungsverteilung sind die Nachweise anzupassen.

6. Für die Bemessung sind die Schnittgrößen an den maßgebenden Stellen unter Bemessungslast heranzuziehen.
7. Die Verformung wird auf $w_{\max} = l/400$ unter charakteristischer Lasteinwirkung begrenzt. Dies kommt aufgrund der teilweise fehlenden Kenntnisse des Materialverhaltens und kann entsprechend abgeändert werden.

A.2 Material und Geometrie



Schnitt 1-1



Abmessungen des Trägers

Spannweite $l = \dots \dots \dots$ m
 Breite $b = 1,00$ m

Materialkennwerte für das Berechnungsprogramm

Elastizitätsmodul $E_{cal} = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Schubmodul $G_{cal} = \dots \dots \dots$ N/mm²

Teilquerschnitt 1 Beton

Elastizitätsmodul $E_1 = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Schubmodul $G_1 = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Rohdichte $\rho_1 = \dots \dots \dots$ kg/m³

Höhe $h_1 = \dots \dots \dots$ cm

Druckfestigkeit $f_{ck,1} = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Zugfestigkeit $f_{tm,1} = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Schubfestigkeit $\tau_{k,1} = \dots \dots \dots$ N/mm²
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_1 = \dots \dots \dots$

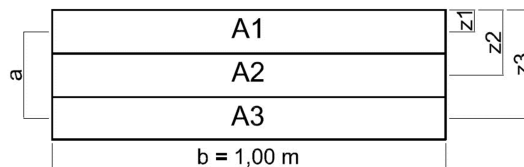
Teilquerschnitt 2 Holzleichtbeton

Elastizitätsmodul	$E_2 =$	N/mm ²
Schubmodul	$G_2 =$	N/mm ²
Rohdichte	$\rho_2 =$	kg/m ³
Höhe	$h_2 =$	cm
Druckfestigkeit	$f_{c,0,k,2} =$	N/mm ²
Zugfestigkeit	$f_{t,0,k,2} =$	N/mm ²
Schubfestigkeit	$f_{v,90,k,2} =$	N/mm ²
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_2 =$	

Teilquerschnitt 3 Holz

Elastizitätsmodul	$E_3 =$	N/mm ²
Schubmodul	$G_3 =$	N/mm ²
Rohdichte	$\rho_3 =$	kg/m ³
Höhe	$h_3 =$	cm
Querschnitt der in Längsrichtung gespannten Lagen	$A_{\text{eff}} =$	cm ²
Druckfestigkeit	$f_{c,0,k,3} =$	N/mm ²
Zugfestigkeit	$f_{t,0,k,3} =$	N/mm ²
Biegefestigkeit	$f_{m,k,3} =$	N/mm ²
Schubfestigkeit	$f_{v,90,k,3} =$	N/mm ²
Modifikationsbeiwert	$k_{\text{mod},3} =$	
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_3 =$	

Schwerpunkte der einzelnen Lagen



Teilquerschnitt 1	$z_1 = h_1/2 =$	cm
Teilquerschnitt 2	$z_2 = h_1 + h_2/2 =$	cm
Teilquerschnitt 3	$z_3 = h_1 + h_2 + h_3/2 =$	cm
Gesamthöhe des Querschnitts	$h_{\text{tot}} = h_1 + h_2 + h_3 =$	cm
Schwerpunkt Abstand der Teilquerschnitte	$a = z_3 - z_1 =$	cm

Schwerpunkt Abstand der einzelnen Lagen zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts

Querschnittsschwerpunkt $z_{s, tot} = \frac{E_1 \cdot h_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot h_2 \cdot z_2 + E_3 \cdot h_3 \cdot z_3}{E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2 + E_3 \cdot h_3} = \dots \text{ cm}$

A.3 Mechanische Verbindungsmittel

Durchmesser	$d =$	mm
Widerstand	$R_d =$	kN
Verschiebungsmodul	$K_{ser} =$	kN/mm
abgeminderter Verschiebungsmodul	$K_u = 2/3 \cdot K_{ser} =$	kN/mm
Abstand in Trägerlängsrichtung	$e_x = n_{Modell} \cdot e/n_x =$	m
Verbindungsmittelreihen	$n_y =$	
Verbindungsmittel in Trägerlängsrichtung	$n_x =$	
Anzahl der Elemente im Stabwerksprogramm	$n_{Modell} =$	

A.4 Lasteinwirkungen

Ständige Last

Eigengewicht:

Teilquerschnitt 1	$g_{k,1} = b \cdot h_1 \cdot \rho_1 =$	kN/m
Teilquerschnitt 2	$g_{k,2} = b \cdot h_2 \cdot \rho_2 =$	kN/m
Teilquerschnitt 3	$g_{k,3} = b \cdot h_3 \cdot \rho_3 =$	kN/m

Veränderliche Last

Nutzlast	$q_k =$	kN/m
----------	---------	-------	------

Lastkombinationen

Bemessungslast	$p_d = 1,35 \cdot \Sigma g_k + 1,5 \cdot q_k =$	kN/m
charakteristische Last	$p_k = g_k + q_k =$	kN/m

A.5 Ideeller Rechenquerschnitt

Dehnsteifigkeit

Dehnsteifigkeit 1	$EA_1 = E_1 \cdot h_1 \cdot 10 =$	kN
Dehnsteifigkeit 2	$EA_2 = E_2 \cdot h_2 \cdot 10 =$	kN
Dehnsteifigkeit 3	$EA_3 = E_3 \cdot h_3 \cdot 10 =$	kN
Summe	$\Sigma EA_i =$	kN

Biegesteifigkeit

Biegesteifigkeit 1	$EI_1 = E_1 \cdot h_1^3/12 \cdot 10 =$	kNcm ²
Biegesteifigkeit 2	$EI_2 = E_2 \cdot h_2^3/12 \cdot 10 =$	kNcm ²
Biegesteifigkeit 3	$EI_3 = E_3 \cdot h_3^3/12 \cdot 10 =$	kNcm ²
Summe		$\Sigma EI_{y,i} =$ kNcm ²

Steineranteile

Steineranteile 1	$EA_1 \cdot z_{s,1}^2 =$	kNcm ²
Steineranteile 2	$EA_2 \cdot z_{s,2}^2 =$	kNcm ²
Steineranteile 3	$EA_3 \cdot z_{s,3}^2 =$	kNcm ²
Summe		$\Sigma EA_i \cdot z_{s,i}^2 =$ kNcm ²

Ersatzsteifigkeit für den Gesamtquerschnitt

Ersatzsteifigkeit $S_B = a^2 \cdot \left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot 10} + \frac{h_2}{2 \cdot G_2 \cdot 10} + \frac{h_3}{2 \cdot G_3 \cdot 10} \right)^{-1} =$ cm

Ersatzsteifigkeit für den Bereich mit mechanischen Verbindungsmitteln

Ersatzsteifigkeit ULS $S_{B, Vbm, ULS} = \left(\frac{e_x \cdot 1000}{K_u \cdot n_y} \right)^{-1} \cdot (a \cdot 10)^2 =$ kN

Ersatzsteifigkeit SLS $S_{B, Vbm, SLS} = \left(\frac{e_x \cdot 1000}{K_{ser} \cdot n_y} \right)^{-1} \cdot (a \cdot 10)^2 =$ kN

A.6 Modellierung im Stabwerksprogramm

A.6.1 Ersatzwerte



Träger A

Gesamt	$A_{x,A} =$	0	cm ²
Schubfläche	$A_{z,A} \rightarrow$	∞	cm ²
Trägheitsmoment	$I_{y,A} = \Sigma EI_{y,i}/(E_{cal}/10) =$	cm ⁴

Träger B

Gesamt	$A_{x,B} =$	0	cm ²
Schubfläche	$A_{z,B} = S_B/(G_{cal}/10) =$	cm ²

Trägheitsmoment $I_{y,B} = \sum EA_i \cdot z_{s,i}^2 / (E_{cal}/10) = \dots\dots\dots \text{cm}^4$

Träger B mit zusätzlichen Verbindungsmitteln, Nachweis der Tragfähigkeit

Gesamt $A_{x,B} = 0 \text{ cm}^2$
 Schubfläche $A_{z,B} = S_{B, v_{bm}, ULS} / (G_{cal}/10) = \dots\dots\dots \text{cm}^2$
 Trägheitsmoment $I_{y,B} = \sum EA_i \cdot z_{s,i}^2 / (E_{cal}/10) = \dots\dots\dots \text{cm}^4$

Träger B mit zusätzlichen Verbindungsmitteln, Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Gesamt $A_{x,B} = 0 \text{ cm}^2$
 Schubfläche $A_{z,B} = S_{B, v_{bm}, SLS} / (G_{cal}/10) = \dots\dots\dots \text{cm}^2$
 Trägheitsmoment $I_{y,B} = \sum EA_i \cdot z_{s,i}^2 / (E_{cal}/10) = \dots\dots\dots \text{cm}^4$

Koppelstäbe

Die Koppelstäbe sind programmabhängig als spezielle Knotenkoppelungen oder als starre Pendelstäbe einzufügen.

A.6.2 Geometrie und Belastung

Die Länge der Elemente im Modell kann frei gewählt werden. Je kleiner die Unterteilungen, desto genauere Ergebnisse werden ermittelt.

Anzahl der Elemente $l/e = \dots\dots\dots$
 Abstand der Elemente $e = \dots\dots\dots \text{m}$
 Knotenlast, charakteristisch $p_k \cdot e = \dots\dots\dots \text{kN}$
 Knotenlast, Bemessungslast $p_d \cdot e = \dots\dots\dots \text{kN}$

A.7 Rückrechnung der Schnittgrößen

A.7.1 Ergebnisse aus dem Stabwerksprogramm

Ergebnisse aus charakteristischer Lastkombination

Durchbiegung $w_{max} = \dots\dots\dots \text{mm}$
 Anteil aus ständiger Last $w_g = w_{max} / p_k \cdot g_k = \dots\dots\dots \text{mm}$
 Anteil aus veränderlicher Last $w_q = w_{max} / p_k \cdot q_k = \dots\dots\dots \text{mm}$

Ergebnisse aus Bemessungslast im Bereich mit Schrauben

Moment Träger A $M_A = \dots\dots\dots \text{kNm}$
 Moment Träger B $M_B = \dots\dots\dots \text{kNm}$

Querkraft Träger A
 Querkraft Träger B

$$V_A, v_{bm} = \dots \dots \dots \text{ kN}$$

$$V_B, v_{bm} = \dots \dots \dots \text{ kN}$$

Ergebnisse aus Bemessungslast im Bereich ohne Schrauben

Querkraft Träger A
 Querkraft Träger B

$$V_A = \dots \dots \dots \text{ kN}$$

$$V_B = \dots \dots \dots \text{ kN}$$

A.7.2 Normalspannungen

Normalspannungsverteilung σ

	$\sigma_{1,o}$
	$\sigma_{1,u}$
	$\sigma_{2,o}$
	$\sigma_{2,u}$
	$\sigma_{3,o}$
	$\sigma_{3,u}$

Schubspannungsverteilung τ

	$\tau_{1,o}$
	$\tau_{1,m}$
	$\tau_{1,u}$
	$\tau_{2,o}$
	$\tau_{2,m}$
	$\tau_{2,u}$
	$\tau_{3,o}$
	$\tau_{3,m}$
	$\tau_{3,u}$

Teilquerschnitt 1

Biegespannungsanteil $\sigma_{m,d,1} = M_A \cdot 10 \cdot E_1 \cdot z_1 / (\sum EI_{y,i}) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$
 Normalspannungsanteil $\sigma_{c,0,d,1} = M_B \cdot 10 \cdot E_1 \cdot z_{s,1} / (\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$

obere Randspannung $\sigma_{1,o} = (\sigma_{c,0,d,1} - \sigma_{m,d,1}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$
 untere Randspannung $\sigma_{1,u} = (\sigma_{c,0,d,1} + \sigma_{m,d,1}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$

Teilquerschnitt 2

Biegespannungsanteil $\sigma_{m,d,2} = M_A \cdot 10 \cdot E_2 \cdot h_2 / 2 / (\sum EI_{y,i}) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$
 Normalspannungsanteil $\sigma_{c,0,d,2} = M_B \cdot 10 \cdot E_2 \cdot z_{s,2} / (\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$

obere Randspannung $\sigma_{2,o} = (\sigma_{c,0,d,2} - \sigma_{m,d,2}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$
 untere Randspannung $\sigma_{2,u} = (\sigma_{c,0,d,2} + \sigma_{m,d,2}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$

Teilquerschnitt 3

Biegespannungsanteil $\sigma_{m,d,3} = M_A \cdot 10 \cdot E_3 \cdot h_3 / 2 / (\sum EI_{y,i}) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$
 Normalspannungsanteil $\sigma_{c,0,d,3} = M_B \cdot 10 \cdot E_3 \cdot z_{s,3} / (\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2) = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$

obere Randspannung $\sigma_{3,o} = (\sigma_{c,0,d,3} - \sigma_{m,d,3}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$

untere Randspannung $\sigma_{3,u} = (\sigma_{c,0,d,3} + \sigma_{m,d,3}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$ N/mm²

A.7.3 Schubspannungen

Teilquerschnitt 1

Anteil A $\tau_{A,1,z=0} = -V_{A,vbm} \cdot \frac{E_1}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_1}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_1^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{A,1,z=d/2} = -V_{A,vbm} \cdot \frac{E_1}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(-\frac{h_1^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{A,1,z=d} = -V_{A,vbm} \cdot \frac{E_1}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_1}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_1^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

Anteil B $\tau_{B,1,z=0} = -V_{B,vbm} \cdot \frac{E_1}{10} \cdot \frac{z_{s,1}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{B,1,z=d/2} = -V_{B,vbm} \cdot \frac{E_1}{10} \cdot \frac{z_{s,1}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot \frac{h_1}{2} = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{B,1,z=d} = -V_{B,vbm} \cdot \frac{E_1}{10} \cdot \frac{z_{s,1}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot h_1 = \dots\dots\dots$ kN/cm²

Schubspannung oberer Rand $\tau_{1,o} = (\tau_{A,1,z=0} + \tau_{B,1,z=0}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$ N/mm²

Schubspannung Mitte $\tau_{1,m} = (\tau_{A,1,z=d/2} + \tau_{B,1,z=d/2}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$ N/mm²

Schubspannung unterer Rand $\tau_{1,u} = (\tau_{A,1,z=d} + \tau_{B,1,z=d}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$ N/mm²

Teilquerschnitt 2

Anteil A $\tau_{A,2,z=0} = -V_A \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_2}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{A,2,z=d/2} = -V_A \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(-\frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{A,2,z=d} = -V_A \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_2}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots$ kN/cm²

Anteil B $\tau_{B,2,z=0} = -V_B \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} + \tau_{B,1,z=d} = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{B,2,z=d/2} = -V_B \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot \frac{h_2}{2} + \tau_{B,1,z=d} = \dots\dots\dots$ kN/cm²

$\tau_{B,2,z=d} = -V_B \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot h_2 + \tau_{B,1,z=d} = \dots\dots\dots$ kN/cm²

Schubspannung oberer Rand	$\tau_{2,o} = (\tau_{A,2,z=0} + \tau_{B,2,z=0}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²
Schubspannung Mitte	$\tau_{2,m} = (\tau_{A,2,z=d/2} + \tau_{B,2,z=d/2}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²
Schubspannung unterer Rand	$\tau_{2,u} = (\tau_{A,2,z=d} + \tau_{B,2,z=d}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²

Teilquerschnitt 3

Anteil A

$$\tau_{A,3,z=0} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_3}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_3^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{A,3,z=d/2} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(-\frac{h_3^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{A,3,z=d} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_3}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_3^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

Anteil B

$$\tau_{B,3,z=0} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10} \cdot \frac{z_{s,3}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} + \tau_{B,2,z=d} = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{B,3,z=d/2} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10} \cdot \frac{z_{s,3}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot \frac{h_3}{2} + \tau_{B,2,z=d} = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{B,3,z=d} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_3}{10} \cdot \frac{z_{s,3}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot h_3 + \tau_{B,2,z=d} = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

Schubspannung oberer Rand	$\tau_{3,o} = (\tau_{A,3,z=0} + \tau_{B,3,z=0}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²
Schubspannung Mitte	$\tau_{3,m} = (\tau_{A,3,z=d/2} + \tau_{B,3,z=d/2}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²
Schubspannung unterer Rand	$\tau_{3,u} = (\tau_{A,3,z=d} + \tau_{B,3,z=d}) \cdot 10 = \dots\dots\dots$	N/mm ²

Schubspannung im Bereich der mechanischen Verbindungsmittel

Anteil A

$$\tau_{A,Vbm,z=0} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_2}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{A,Vbm,z=d/2} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(-\frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{A,Vbm,z=d} = -V_{A,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10 \cdot \sum EI_{y,i}} \cdot \left(\frac{\left(\frac{h_2}{2}\right)^2}{2} - \frac{h_2^2}{8} \right) = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

Anteil B

$$\tau_{B,Vbm,z=0} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} + \tau_{B,1,z=d} = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{B,Vbm,z=d/2} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot \frac{h_2}{2} + \tau_{B,1,z=d} = \dots\dots\dots \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{B,Vbm,z=d} = -V_{B,Vbm} \cdot \frac{E_2}{10} \cdot \frac{z_{s,2}}{\sum EA_i \cdot z_{s,i}^2} \cdot h_2 + \tau_{B,1,z=d} = \dots \dots \dots \text{ kN/cm}^2$$

Schubspannung oberer Rand $\tau_{Vbm,o} = (\tau_{A,Vbm,z=0} + \tau_{B,Vbm,z=0}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$
 Schubspannung Mitte $\tau_{Vbm,m} = (\tau_{A,Vbm,z=d/2} + \tau_{B,Vbm,z=d/2}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$
 Schubspannung unterer Rand $\tau_{Vbm,u} = (\tau_{A,Vbm,z=d} + \tau_{B,Vbm,z=d}) \cdot 10 = \dots \dots \dots \text{ N/mm}^2$

A.8 Nachweisführung

A.8.1 Gebrauchstauglichkeit

Verformung $\frac{w_{\max}}{l/400} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

A.8.2 Tragfähigkeit

Teilquerschnitt 1

Druck $\frac{\max(\sigma_{1,o}; \sigma_{1,u})}{f_{ck,1}/\gamma_1} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Schub $\frac{\max(\tau_{1,o}; \tau_{1,m}; \tau_{1,u})}{\tau_{k,1}/\gamma_1} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Teilquerschnitt 2

Druck $\frac{\sigma_{2,o}}{f_{c,0,k,2}/\gamma_2} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Zug $\frac{\sigma_{2,u}}{f_{t,0,k,2}/\gamma_2} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Schub $\frac{\max(\tau_{2,o}; \tau_{2,m}; \tau_{2,u})}{f_{v,90,k,2}/\gamma_2} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Teilquerschnitt 3

Biegung $\frac{\max(\sigma_{3,o}; \sigma_{3,u})}{k_{\text{mod},3} \cdot f_{m,k,3}/\gamma_3} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Druck $\frac{(\sigma_{3,o} + \sigma_{3,u}) \cdot h_3 \cdot 100}{A_{\text{eff}} \cdot 2 \cdot k_{\text{mod},3} \cdot f_{c,0,k,3}/\gamma_3} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Zug $\frac{(\sigma_{3,o} + \sigma_{3,u}) \cdot h_3 \cdot 100}{A_{\text{eff}} \cdot 2 \cdot k_{\text{mod},3} \cdot f_{t,0,k,3}/\gamma_3} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Schub $\frac{\max(\tau_{3,o}; \tau_{3,m}; \tau_{3,u})}{k_{\text{mod},3} \cdot f_{v,90,k,3}/\gamma_3} = \dots \dots \dots \leq 1,0$

Mechanische Verbindungsmittel

Einflussfläche $A_{Vbm} = e_x/n_y = \dots\dots\dots \text{ m}^2$

Nachweis $\frac{\max(\tau_{Vbm,o}; \tau_{Vbm,m}; \tau_{Vbm,u}) \cdot A_{Vbm} \cdot 1000}{R_d} = \dots\dots\dots \leq 1,0$