



TU UB

Technische Universität Wien

The approved original version of this diploma/
master thesis is available at the main library of the
Vienna University of Technology.

<http://www.ub.tuwien.ac.at>

TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

Vienna University of Technology

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Entwicklung einer praxisorientierten Bemessungshilfe für Holz-Beton-Verbunddecken auf Basis realisierter Objekte

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

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Wolfgang WINTER
Dipl.-Ing. Dr.techn. Alireza FADAI

am

Institut für Architekturwissenschaften
Forschungsbereich für Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dominik DOBLER, B.Sc.

0627068

Wien, April 2014

Erklärung

Hiermit erkläre ich an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, nur die angegebenen Quellen benutzt und die den Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche gekennzeichnet habe.

Wien, April 2014

Dominik Dobler

Vorwort

Den Anreiz für diese Arbeit stellte die Tatsache dar, die Baustoffe Holz und Beton als Smart Materials zu verwenden. Nicht in Hinblick auf spezielle Fähigkeiten des einzelnen Werkstoffs, sondern in Kombination entsprechend ihren Hauptfähigkeiten. Durch die Verschmelzung der Materialien bildet sich eine Symbiose mit dem Ziel, die Vorteile der Ausgangsstoffe zu vereinen und deren Nachteile zu vermeiden und somit durch ein intelligentes Produkt die Wertschöpfung wesentlich zu erhöhen. Um diese Verbindung salonfähig zu machen, bedarf es eines hohen Maßes an Standardisierung sowie entsprechende Hilfsmittel für Entwurf, Berechnung und Planung. Dieser Aufgabe stellt sich vorliegende Arbeit.

Mehrere Personen haben bedeutenden Anteil am Gelingen dieser Arbeit:

Mein besonderer Dank geht diesbezüglich an die Ingenieure des Büros merz kley partner ZT GmbH in Dornbirn/Vorarlberg, die mich dieses Thema in einer besonders praxisorientierten Art und Weise ausführen ließen. Allen voran geht mein Dank an meine direkten Ansprechpartner Gordian Kley, Matthias Eisele und Konrad Merz für die Begleitung durch dieses Projekt. Durch eure große Erfahrung und Fachkompetenz im Bereich Holz-Beton-Verbund wurde diese Diplomarbeit erst möglich gemacht.

Großer Dank gebührt auch meinem Betreuerteam am Institut für Architekturwissenschaften der Technischen Universität Wien, im Besonderen Professor Wolfgang Winter, sowie Alireza Fadaei und Michael Fuchs, für den fachlichen Input und den Wissensaustausch sowie die Durchsicht vorliegender Arbeit.

Persönlich bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern, Großeltern und Geschwistern. Erst durch eure Unterstützung konnte ich dieses wichtige Lebensziel erreichen, ihr habt dadurch alle großen Anteil an meinem Erfolg.

Ein besonders herzlicher Dank geht an meine Freundin Michaela. Danke für den Beistand und die Toleranz in dieser wichtigen Zeit sowie die Motivation gerade in kritischen Phasen. Du warst immer ein toller Rückhalt, ohne dich wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen.

Kurzdarstellung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise (HBV) vereint die Eigenschaften der beiden Werkstoffe Holz und Beton zu einem Verbundquerschnitt mit materialgerechter Beanspruchung, was zu einer Reihe von Vorteilen gegenüber den etablierten Deckenkonstruktionen führt. Aufgrund der noch mangelhaften Erfassung dieser relativ jungen Bauweise in Richtlinien und Normen sind Erfahrungen aus bisher ausgeführten Projekten von großer Wichtigkeit, um eine Standardisierung der Bemessungsabläufe zu erzielen und damit die Konkurrenzfähigkeit der Bauweise weiter zu steigern.

Die vorliegende Arbeit widmet sich vordergründig der Berechnung und Nachweisführung von Holz-Beton-Verbunddecken, mit dem wesentlichen Ziel, eine praxisorientierte Bemessungshilfe mit verbundmittelübergreifender Gültigkeit zu entwickeln. Als Ausgangsbasis dienen neben der Literaturrecherche über den Stand der Technik sowie der Berechnung vor allem die Projektunterlagen einer Reihe ausgewählter Objekte, welche vom Büro merz kley partner ZT GmbH (mkp) in Dornbirn konzipiert und bemessen worden sind. Diese HBV-Decken bilden zudem die Grundlage für den systemübergreifenden Vergleich mit der Stahlbetondecke sowie der klassischen Holzdecke hinsichtlich konstruktiver, statischer, wirtschaftlicher und ökologischer Kriterien, um daraus auf die systemimmanenten Vorteile der HBV-Bauweise zu schließen.

Im Anschluss an die Ausarbeitung der Theorie der Verbundträger sowie der möglichen Berechnungsverfahren für nachgiebigen Verbund wird das Gamma-Verfahren als geeignete Methode zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit, sowohl bei gleichmäßiger als auch bei punktueller Schubübertragung, verifiziert. Dies geschieht einerseits durch eine umfassende Vergleichsrechnung und andererseits durch die Untersuchung der Auswirkungen einer möglichen Varianz in der Rechengenauigkeit bzw. der angenommenen Verbundsteifigkeit auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen.

Aus allen bis dahin gesammelten Erkenntnissen wird die statische Berechnung und Nachweisführung konzipiert und in einem EDV-Programm umgesetzt. Dieses beinhaltet neben der Berechnung des nachgiebigen Verbunds zusätzlich alle erforderlichen Nachweise am Verbundträger, inklusive der Berücksichtigung etwaiger Unstetigkeitsstellen zufolge punktueller Schubkrafteinleitung, sowie die lokalen Nachweise am Verbundmittel Kerve. Begleitend dazu dient ein Leitfaden der Verdeutlichung der theoretischen Hintergründe sowie der Nachvollziehbarkeit im Allgemeinen bzw. der Angabe von Bemessungsempfehlungen. Abschließend erfolgt die praktische Anwendung des EDV-Programms an einem konkreten Bemessungsbeispiel.

Durch die Ergebnisse dieser Arbeit wird ein Werkzeug geschaffen, welches neben den standardisierten Bemessungsabläufen außerdem einen wichtigen Beitrag zur Systemoptimierung im Zuge der Entwurfsphase leisten soll.

Abstract

The timber-concrete composite construction (TCC) combines the features of the construction materials timber and concrete to form a load bearing system, in which the materials involved are stressed according to their main strength. Due to still insufficient registration of this relatively young construction method in guidelines and norms, experience from completed projects to date are of utmost importance in order to achieve a standardization of the dimensioning processes and thus further enhance competitiveness of this construction method.

The present paper primarily deals with calculation and dimensioning of timber-concrete composite decks, with the integral objective of developing a practice-oriented aid for different types of shear connectors. Serving as starting point for the present paper, research in literature on the state of the art and possible calculation processes as well as project documents of select objects conceived and calculated in the office of merz kley partner ZT GmbH (mkp) in Dornbirn were taken into account. These timber-concrete composite decks further constitute the basis for a cross-system comparison with reinforced concrete slabs as well as usual timber-decks in terms of constructive, static, economic and ecological criteria, in order to imply inbuilt advantages of the timber-concrete composite structure.

Subsequent to the elaboration of composite beam theory as well as calculation processes for elastic shear connection, the Gamma procedure is verified as a suitable method for consideration of continuous and discontinuous shear transfer. On the one hand, this is done by means of a comprehensive comparative analysis, on the other hand, by investigating the impact of a possible variance in computational accuracy and assumed stiffness value on the dimensioning-relevant parameters.

Of all insights gathered up to that point, the structural analysis and dimensioning is conceived and implemented in a computer program. Besides the calculation of elastic connection between wooden and concrete element, the computer program additionally comprises all requisite verifications on the composite beam including consideration of discontinuity by virtue of shear force transfer at discrete points as well as the local verifications for grooves. Accompanying this, a manual serves as clarification for theoretical background, general comprehensibility and recommendations for the proceeding of calculation and dimensioning. Finally, practical application will be affected by means of a specific example of a timber-concrete composite deck.

Based on the findings of the present paper, a tool is created that largely contributes to standardize the proceeding of dimensioning, thus adding to system optimization as part of the design phase.

Inhalt

Erklärung	I
Vorwort	II
Kurzdarstellung	III
Abstract	IV
Inhalt	V
I Forschungsfeld	1
I.1 Holz-Beton-Verbund.....	1
I.2 Motivation	3
I.3 Zielsetzung und Abgrenzung	4
I.4 Vorgehensweise.....	5
II Entwicklung der Holz-Beton-Verbunddecke	6
II.1 Geschichtliche Entwicklung	6
II.2 Stand der Technik	8
II.2.1 Verbundsysteme	8
II.2.2 Systeme mit hoher Vorfertigung	13
II.2.3 Auflagerausbildung	15
II.2.4 Materialauswahl	16
II.3 Zukünftige Entwicklung	17
III Holz-Beton-Verbunddecken in der Anwendung	18
III.1 Übersicht der ausgewählten Projekte	18
III.2 Aufarbeitung der ausgeführten Objekte	19
III.2.1 Konstruktive Ausführung.....	19
III.2.2 Bauphysikalische Eigenschaften	20
III.2.3 Merkmale der Berechnung und Bemessung	21
III.2.4 Kostenaufstellung	22
III.3 Systemübergreifender Vergleich.....	23
III.3.1 Vergleichsbemessung.....	23
III.3.2 Vergleichskriterien	25
III.3.3 Eigenschaften und Hauptanwendungsbereich	29
IV Theoretische Grundlagen	30
IV.1 Theorie der Verbundträger	30
IV.1.1 Begriffsbestimmung	30
IV.1.2 Ermittlung der Teilschnittgrößen.....	32
IV.1.3 Grenzzustände der Schubnachgiebigkeit	34

IV.1.4 Schnittgrößenverläufe	36
IV.1.5 Berechnungsmethoden	38
IV.2 Eignung des Gamma-Verfahrens	49
IV.2.1 Kenngrößen und Einflussfaktoren	49
IV.2.2 Verbundsteifigkeit von Kernen	51
IV.2.3 Rechengenauigkeit bei kontinuierlichem Verbund	57
IV.2.4 Rechengenauigkeit bei diskontinuierlichem Verbund	57
IV.2.5 Auswirkung auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen	63
IV.2.6 Ergebnis der Einschätzung	66
IV.3 Langzeitverhalten	67
IV.3.1 Folgen auf das Verbundtragwerk	67
IV.3.2 Ursachen und Einflussfaktoren	68
IV.3.3 Berücksichtigung im Berechnungsverfahren	72
IV.4 Diskontinuität bei Kernenverbund	77
IV.4.1 Berechnung der Kernenkräfte	77
IV.4.2 Berechnung der Schnittgrößenverläufe	79
IV.5 Berücksichtigung einer gerissenen Betonzugzone	81
IV.5.1 Globale Kräfteumlagerung	81
IV.5.2 Lokale Spannungsumlagerung	82
IV.5.3 Biegebewehrung	83
V Leitfaden der Berechnung und Nachweisführung	84
V.1 Berechnungsgrundlagen	84
V.2 Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit	89
V.3 Schnittgrößen- und Spannungsermittlung	90
V.4 Bemessung des Verbundträgers	92
V.4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)	92
V.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	98
V.4.3 Brandbeanspruchung	103
V.5 Bemessung der Kerne	105
VI Schlussfolgerung	107
Literaturverzeichnis	110
Richtlinien- und Normenverzeichnis	114
Zulassungsverzeichnis	116
Abbildungsverzeichnis	117
Tabellenverzeichnis	119
Anhang	120

I Forschungsfeld

Die Kombination von Baustoffen zur Schaffung von Synergien hat lange Tradition. Oft war es die Knappheit an Ressourcen, die den Weg für neue Konstruktionsformen ebnete. So wurde beispielsweise in Asien schon vor langer Zeit Bambus als Ersatz für Stahlbewehrung verwendet. Und so stammen auch die ersten mit der heutigen Form des Holz-Beton-Verbundbaus vergleichbaren Patente aus der Zeit des 2. Weltkriegs. Nicht zuletzt die zahlreichen Vorteile sowie neue konstruktive sowie gesetzestechnische Möglichkeiten führen zu einer Ausbreitung der Holz-Beton-Verbundbauweise in der heutigen Zeit.

I.1 Holz-Beton-Verbund

Allgemein handelt es sich beim Verbundbau um ein System von übereinanderliegenden Tragelementen aus gleichen oder unterschiedlichen Baustoffen zum Zwecke der gemeinsamen Lastabtragung. Die einzelnen Lagen sind definitionsgemäß räumlich getrennt, der Stahlbetonbau zählt demnach nicht zum klassischen Verbundbau. Durch eine Biegebeanspruchung der Verbundkonstruktion entstehen in der oder den Verbundfuge(n) Scherkräfte, welche durch die Verbundmittel oder die entsprechend ausgeführte Schubfuge aufzunehmen sind. Können die dabei auftretenden Scherverformungen klein gehalten werden, so resultiert daraus ein Verbundsystem, dessen Steifigkeit und Tragfähigkeit um ein Vielfaches höher ist, als würden die einzelnen Ebenen nur lose aneinander liegen. Einer möglichst geringen Relativverschiebung in der Verbundfuge, ausgedrückt durch das Verschiebungsmodul des jeweiligen Verbundmittels, kommt dabei eine entscheidende Bedeutung zu.

Die gängigste Variante des Verbundbaus ist der Stahlverbundbau, in jüngster Vergangenheit erhält der Holz-Beton-Verbund jedoch zunehmende Bedeutung. Im Holzbau haben reine Holz-Verbundkonstruktionen lange Tradition. Der Grund liegt auf der einen Seite an den begrenzten Ausmaßen des Grundmaterials Holz als natürlicher Baustoff und auf der anderen Seite an immer größeren Spannweiten, die es zu überbrücken galt. In ersten Systemen wurden aufeinanderliegende Holzbalken mittels Verzahnung in der Schubfuge miteinander verbunden, später wurde diese aufwändige Konstruktion durch stiftförmige Verbundmittel, Dübel besonderer Bauart oder Rechteckdübel aus Holz ersetzt.

Eine Weiterentwicklung, zum einen aus dem Stahlbetonbau und zum anderen aus dem Holzbau, stellt der Holz-Beton-Verbund dar.

- **Weiterentwicklung aus dem Stahlbetonbau:** Bei Decken aus Stahlbeton beteiligt sich oft nur weniger als ein Viertel der Betonhöhe, ausgehend von der Betonoberkante, an der direkten Lastabtragung durch Druckbeanspruchung. Die übrige Querschnittshöhe ist gerissen und dient hauptsächlich der Lagesicherung für die zugbeanspruchten Bewehrungsseisen. Im Holz-Beton-Verbund wird diese gerissene Zugzone durch Holz ersetzt, welches gleichzeitig die Funktion der Lastabtragung und der Lagesicherung übernimmt und zusätzlich noch als verlorene Schalung dient. Das Gewicht reduziert sich dabei erheblich bei nahezu gleichbleibender Steifigkeit bzw. Tragfähigkeit.

- **Weiterentwicklung aus dem Holzbau:** Holzdecken haben konstruktions- bzw. materialbedingt Nachteile bei der maximalen Spannweite, dem dynamischen Verhalten und in der Bauakustik. Im Verbund mit einer Aufbetonebene können diese Eigenschaften wesentlich verbessert werden.

Jede Holz-Beton-Verbundkonstruktion besteht aus einer Holzebene in der Zugzone und einer Aufbetonebene in der Druckzone. Der Verbund zwischen beiden Lagen wird durch Formschluss oder Kraftschluss hergestellt.

- **Verbund durch Formschluss:** Der Verbund erfolgt entweder ausschließlich oder zusätzlich durch Ausformen der Verbundfuge mit Kerven, Einschnitten oder Aussparungen bzw. durch unterschiedlich hohe Brettstapel-Elemente. Dadurch wird eine kraftschlüssige Verzahnung zwischen den beiden Verbundpartnern hergestellt.
- **Verbund durch Kraftschluss:** Die Verbundwirkung wird entweder ausschließlich durch Verbundmittel oder über eine Klebefuge hergestellt. Beispiele für Verbundmittel sind Nägel, Nagelplatten, Schrauben, eingeklebte Bewehrungsstäbe, Dübel besonderer Bauart, Gewindestangen oder Stahlformteile.

Eine Holz-Beton-Verbunddecke kann entweder als Flach- oder als Rippendecke ausgeführt werden.

- **Ausführung als Flachdecke:** Die Holzebene wird vollflächig in Form einer Massivholzdecke ausgeführt, welche meist aus Brettstapel- oder Brettsperrholzelementen hergestellt wird. Durch die Schubübertragung über die volle Deckenbreite können die Relativverschiebungen sehr klein gehalten werden. Folglich zeichnet sich diese Bauweise durch eine hohe Systemsteifigkeit und eine niedrige Bauhöhe aus.
- **Ausführung als Rippendecke:** Bei der Rippendecke besteht die Zugzone aus Holzbalken, die in einem Raster mit dazwischenliegendem Hohlraum angeordnet werden, vergleichbar mit dem System des Plattenbalkens. Die Holzbalken können entweder aus Vollholz oder Brettschichtholz bzw. aus Furnierschichtholz oder damit vergleichbaren Holzwerkstoffen bestehen. Zwischen Holz und Aufbeton kann zusätzlich eine Holzschalung erforderlich sein. Der Vorteil dieses System ist der größere Abstand zwischen den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte, womit durch den größeren inneren Hebelarm ein höherer Anteil des Gesamtbiegemoments durch Normalkraftbeanspruchung abgetragen wird.

Holz-Beton-Verbundsysteme kommen sowohl bei Neubauten als auch in der Althaussanierung sowie im Brückenbau zum Einsatz.

Im Neubau ist ein klarer Trend zu einem höheren Vorfertigungsgrad erkennbar. Neben der weitgehend automatisiert vorgefertigten Holzwerkstoffebene nimmt der Anteil an Aufbetonplatten aus Fertigteilelementen zu. Eine zukunftsweisende Neuentwicklung stellen vollständig in Fertigteilbauweise hergestellte Hybriddecken dar, bei denen das arbeitsaufwändige Einbringen des Aufbetons auf der Baustelle entfällt.

Im Altbau entstehen bei der Renovierung einer bestehenden Holzdecke oft zusätzliche Anforderungen an die Tragfähigkeit und Steifigkeit, das Schwingungsverhalten, den Schallschutz und das Brandver-

halten des Deckenbauteils. Diese Ansprüche können durch das Einbringen einer Aufbetonschicht mit vertretbarem Aufwand erfüllt werden. Die Verbundwirkung wird dabei entweder durch Verbundmittel oder, wie etwa bei den in Gründerzeithäusern üblichen Dippelbaumdecken, über Kontaktverbund hergestellt.

Eine weitere Anwendung ist der Brückenbau. Als Bauweise für weitgespannte Systeme mit hoher Belastung ist die Holz-Beton-Verbundbauweise gut dafür geeignet. Durch die Verwendung der Holzwerkstoffebene als Lehrgerüst zur Herstellung der Fahrbahnplatte ergeben sich wesentliche Vorteile in Bauablauf und Bauzeit.

1.2 Motivation

Nach der Wahl des Verbundsystems stellt sich dem Ingenieur nun die Frage nach dem geeigneten Berechnungsverfahren und nach den erforderlichen Nachweisen für die Bemessung. Die Bemessung kann grundsätzlich nach einer gültigen Norm oder nach einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) des Verbundsystems erfolgen. Für die Berechnung von Verbundträgern wurden im Laufe der Zeit in diversen Forschungsprojekten unterschiedliche Verfahren entwickelt.

Erstmalig wurde von Möhler [31] in seiner Habilitation im Jahre 1956 die Möglichkeit der analytischen Berechnung von nachgiebig miteinander verbundenen Schichten geschaffen. Im sogenannten Gamma-Verfahren, welches auch in Eurocode 5 [77] seine Anwendung findet, wird die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge durch Reduktion der Steineranteile des Flächenträgheitsmoments mit dem Abminderungsfaktor γ berücksichtigt.

Im von Kreuzinger [20] im Jahre 1999 entwickelten Schubanalogieverfahren wird der Verbundquerschnitt in ein ideelles System aus Eigenanteilen und Steineranteilen transformiert, welches mittels Stabwerksprogramm berechnet wird. In einer Nachlaufrechnung werden im Anschluss die Spannungsverläufe im zusammengesetzten Querschnitt ermittelt. Dieses Verfahren ist im deutschen Nationalen Anhang des Eurocode 5 [61] angeführt.

Im selben Jahr entwickelte Zöllig [59] ein Stabwerksmodell zur Berücksichtigung der Schubübertragung für das von Natterer und Hoefft [32] entworfene Verbundsystem aus Kerve plus Holzschraube. Die Kerve wird dabei durch eine Druckdiagonale und die Schraube durch einen Zugstab modelliert, die Berechnung erfolgt mittels dafür geeigneter Software.

Ein ähnliches Berechnungsmodell wurde 2003 von Rautenstrauch [36] entwickelt. Im Gegensatz zum Modell von Zöllig wird die Schubnachgiebigkeit in der Verbundfuge durch Kragarme mit entsprechender Ersatzbiegesteifigkeit, ausgehend von Ober- und Untergurt und dazwischenliegendem Gelenk, berücksichtigt. Zur Berechnung ist ebenfalls eine geeignete Software vorausgesetzt.

Eine weitere Möglichkeit der Berechnung von Holz-Beton-Verbundsystemen ist die Modellierung des gesamten Verbundträgers mittels der Finiten Elemente und entsprechender Software. Diese detaillierte Betrachtung ist in diesem Zusammenhang aufgrund des hohen Bemessungsaufwands eher der Forschung zuzuordnen.

Darüber hinaus gibt es weitere Verfahren, die meist auf einem der gerade genannten Standardverfahren basieren. Jedes dieser Verfahren hat seine Hauptanwendungsgebiete und Einsatzgrenzen. Einige davon sind bei bestimmten Verbundsystemen nur mit Einschränkungen anwendbar, andere wiederum sind flexibler aber nur unter großem Aufwand und mit Spezialwissen nutzbar. Die Variation der Geometrie- und Materialparameter für ein optimiertes Bemessungsergebnis ist in vielen Fällen mit hohem Zeitaufwand verbunden und somit kaum wirtschaftlich vertretbar. Neben der Berechnung nach einem dieser Verfahren besteht weiters die Möglichkeit, das System mit einem der diversen Bemessungsprogramme der Systemhersteller zu bemessen. Diese sind allerdings auf das jeweils vertriebene Produkt spezialisiert und demnach unflexibel in der Anwendung, der Ingenieur muss sich in jedes davon neu einlernen. Die Verwendung mehrerer unterschiedlicher Berechnungsmethoden erfordert jedoch vielseitiges Know-how und führt aufgrund der unregelmäßigen Anwendung zu einer Verunsicherung bei den ausführenden Personen. Zusammen mit den unterschiedlichen Vorgaben in Normen, Zulassungen und diversen Forschungsberichten für die Berechnung der Schnittgrößen, der zu verwendenden Materialparameter und Verschiebungsmoduln und für die Berücksichtigung der Langzeiteffekte Kriechen und Schwinden, ergibt sich eine unüberschaubare Bemessungssituation.

Es stellt sich nun zum einen die Frage, ob eines der Berechnungsverfahren Bemessungsergebnisse in einer praxisrelevanten Genauigkeit für den Großteil der Verbundlösungen liefert, dieses mit einem vertretbaren Zeitaufwand eingesetzt werden kann und zudem normentechnisch gestützt ist, und zum anderen, ob die oben erwähnten Vorgaben einer Standardisierung unterzogen werden können, die verbundmittelübergreifende Gültigkeit aufweisen.

Ein besonders zu betrachtendes Verbundsystem stellt die Übertragung der Schubkräfte mittels Kernen dar. Es zeichnet sich unter anderem durch eine hohe Verbundmittelsteifigkeit, die Möglichkeit der Vorfertigung und seine hohe Wirtschaftlichkeit aus. Das System besitzt keine bauaufsichtliche Zulassung, zudem sind die Angaben in Normen nur spärlich. In jüngster Zeit wurden jedoch einige Forschungsberichte zu diesem Thema publiziert, hervorzuheben ist dabei die Arbeit von Michelfelder [29] über das Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Neben experimentellen und numerischen Untersuchungen am Biegeträger und am Verbundmittel Kerve wurden weiters Parameteruntersuchungen durchgeführt, mit dem Resultat einer Einschätzung der Einflüsse der diversen Eingangsparameter auf das Tragverhalten des Verbundsystems.

Aufgrund der durchgreifenden Vorteile dieser Verbindung soll diese in vorliegender Arbeit auf Basis der eben erwähnten Forschungsarbeiten und weiterer Studien besondere Beachtung finden.

I.3 Zielsetzung und Abgrenzung

Das wesentliche Ziel dieser Arbeit ist die Optimierung der Holz-Beton-Verbunddecke mit Kernenverbindung in Punkto Berechnung und Bemessung hinsichtlich Effizienz, Korrektheit und Zuverlässigkeit.

Aus dem Erfahrungsschatz von Entwurf, Berechnung und Ausführung einer Auswahl bereits realisierter Objekte soll eine Wertschöpfung für zukünftige Projekte gezogen werden. In weiterer Folge sollen Bürostandards für die Berechnung von HBV-Decken geschaffen werden, mit deren Hilfe vereinheit-

lichte, normgerechte Bemessungsabläufe möglich sein sollen. Zudem soll mit einem flexiblen Bemessungswerkzeug für verschiedene HBV-Deckentypen in Form eines EDV-Programms die Möglichkeit zum schnellen und einfachen Variieren von Materialkenngrößen, Querschnittsgeometrien und Verbundparametern ermöglicht werden, um somit eine wirtschaftliche Optimierung zu erzielen. Das Programm soll dazu in der Lage sein, neben der Berechnung des nachgiebigen Verbunds, alle für eine prüffähige Statik erforderlichen Nachweise, zum einen für den Verbundträger und zum anderen für das Verbundmittel Kerve, zu führen.

Diese Arbeit widmet sich vordergründig der Optimierung der Berechnungs- und Bemessungsabläufe des Systems Holz-Beton-Verbunddecke und weniger konstruktiven Fragestellungen. Während die Berechnung der Schubnachgiebigkeit des Verbundsystems beim Wissen über entsprechende Eingangsparameter allgemeingültig für sämtliche Verbundsysteme ist, unterscheidet sich die Bemessung der unterschiedlichen Verbundmittel stark voneinander. Aus diesem Grund werden die Nachweise in dieser Arbeit nur für das System mit Schubkerven geführt. Andere Verbundsysteme sind aus den Ausgabewerten der Berechnung des Verbundsystems nach entsprechender Norm oder Zulassung nachweisbar.

Zusammengefasst sollen die Resultate dieser Arbeit die Abläufe in Entwurf und Bemessung wesentlich effizienter gestalten und die Möglichkeit einer Optimierung der HBV-Systeme durch Variieren der Eingangsparameter in der Bemessung ermöglichen. Dadurch sollen in weiterer Folge die Wirtschaftlichkeit in Planung und Ausführung gesteigert werden. Schlussendlich soll mit dieser Arbeit ein kleiner Beitrag zur Konkurrenzfähigkeit der HBV-Bauweise geleistet werden.

I.4 Vorgehensweise

Die vorliegende Arbeit orientiert sich im Wesentlichen an folgendem Ablauf:

- 1 Zusammenfassung der Geschichte von Holz-Beton-Verbunddecken inklusive dem aktuellen Stand der Technik und der voraussichtlichen Weiterentwicklung
- 2 Vergleich einer Auswahl bereits ausgeführter Objekte in konstruktiver, statischer und wirtschaftlicher Hinsicht
- 3 Ausarbeitung der Theorie der Verbundträger sowie der Berechnungsverfahren zum nachgiebigen Verbund und Auswahl eines geeigneten Verfahrens für die avisierte exemplarische Berechnung sowie für das Bemessungsprogramm
- 4 Konzeption der statischen Berechnung und Nachweisführung
- 5 Entwurf eines EDV-Programms zur Berechnung von Verbundquerschnitten mit nachgiebigem Verbund zur globalen Nachweisführung am Verbundträger sowie zur lokalen Nachweisführung am Verbundmittel Kerve
- 6 Prototypische Anwendung eines Bemessungsbeispiels

II Entwicklung der Holz-Beton-Verbunddecke

II.1 Geschichtliche Entwicklung

Die Ursprünge des Verbundbaus stammen bereits aus dem Mittelalter, als die natürlichen Abmessungen des Baustoffs Holz nicht mehr ausreichten, um die immer höher werdenden Anforderungen an Spannweite und Traglast zu erfüllen. Die Dimensionen von Bauholz in seiner Länge und seinen Querschnittsabmessungen sind durch den Habitus Baum vorgegeben. Das Ziel war es nun, diese beiden Einschränkungen durch die Verbindung mehrerer Holzbalken zu einem Verbundquerschnitt wesentlich zu erweitern.

Die erste Form solch eines Verbundquerschnitts stellte der verzahnte Balken [41] dar, mit dessen Verwendung im Mittelalter Brückentragwerke und Dachkonstruktionen mit Spannweiten bis zu 70m errichtet wurden. In der ursprünglichen Form besteht der Balken aus einem Unterholz, das über Kontaktverbund durch eine verzahnte Schubfuge mit dem Oberholz verbunden ist und zusätzlich durch Bolzen fixiert wird (Abb. II.1). Im Römischen Reich sind diese Konstruktionen auf Plänen von Leonardo da Vinci (1452 - 1529) für den Bau von Verteidigungsanlagen und Brücken zu finden.

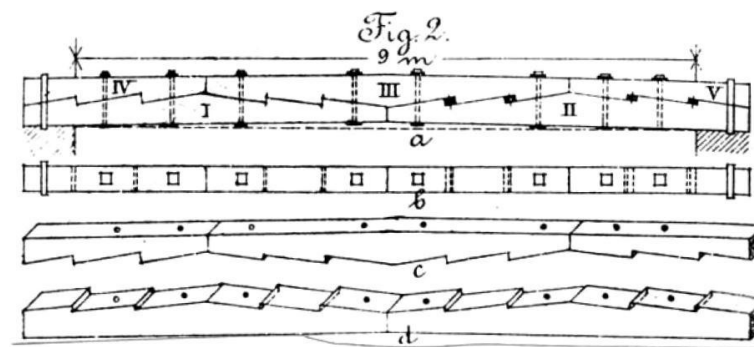


Abb. II.1: Verzahnter Balken nach Stade [52]

Der verzahnte Balken wurde ohne große Veränderung noch bis zum Ende des 19. Jahrhunderts bei einfachen Eisenbahnbrücken sowie bei Decken und Dachstühlen von repräsentativen Gebäuden mit hohen Spannweiten und großen Belastungen ausgeführt. Erst allmählich wurde die aufwändige Verzahnung durch Rechteckdübel aus Hartholz, Stabdübel, Nagelplatten oder Dübel besonderer Bauart abgelöst, ehe im Jahre 1906 der Zimmermeister Karl Friedrich Otto Hetzer mit seinem Patent für gebogene, verleimte Brettschichträger aus zwei oder mehreren Lamellen die Holzleimbauweise [30] erfand, und damit die Geburtsstunde des modernen Holzbaus einläutete.

Holz-Beton-Verbundkonstruktionen kamen in Europa erstmals in der Nachkriegszeit wegen Ressourcenmangel, hauptsächlich an Bewehrungsstahl, zur Anwendung. Aus dem Jahre 1930 stammt der Entwurf einer holzbewehrten Steindecke von Sperle [50], bei dem durch Stahlbügel der Schubverbund zu den einbetonierten Dachlatten hergestellt wurde. Ursprünglich zur Verstärkung von Altbaudecken ließ sich Schaub 1939 sein System einer Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte [42] patentieren, welche erstmals den heute angewendeten Formen von Holz-Beton-Verbunddecken schon sehr

nahe kommt (Abb. II.2). Die kraftschlüssige Verbindung zwischen Holzbalken und Aufbeton wurde durch Z- oder I-Profile hergestellt. In den folgenden Jahren setzte sich zunächst jedoch weiträumig der Stahl-Beton-Verbundbau durch, und die Forschungen im Bereich Holz-Beton-Verbund wurden weitestgehend ausgesetzt.

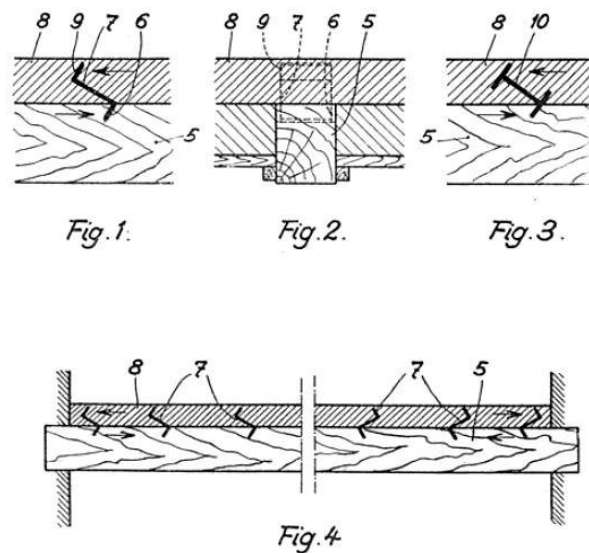


Abb. II.2: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte nach Schaub [35]

Im Jahre 1956 vollendete Möhler seine richtungsweisende Habilitation über die Theorie des nachgiebigen Verbunds [31], in welcher er die Differentialgleichungen für elastischen Verbund löste. Auf dieser Grundlage basiert das Gamma-Verfahren, welches bis heute unter anderem auch für die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken verwendet wird und auch im Eurocode 5 [77] verankert ist.

Mitte der 70iger Jahre begann eine neu einsetzende Forschung im Bereich Holz-Beton-Verbund, dessen Berechnungsmethoden und Schubverbindungen, ehe auch aufgrund des von Natterer und Hoeft im Jahre 1992 entwickelten Brettstapel-Beton-Verbundsystems mit Kernen [32] der Holz-Beton-Verbundbau als eigenständige Bauweise in der Fachwelt anerkannt wurde.

Heute wird der Holz-Beton-Verbund neben dem Einsatz bei Decken und Wänden von Neubauten außerdem für die Ertüchtigung von Holzbalkendecken und im Brückenbau eingesetzt. Für die Übertragung der Schubkräfte sind eine große Zahl an verschiedenen Verbundmitteln, Verbundelementen bzw. konstruktiven Verbundmaßnahmen möglich. Die derzeitige Forschung widmet sich vermehrt der Verbesserung der Verbundwirkung hinsichtlich Steifigkeit, Duktilität und Wirtschaftlichkeit, der Optimierung der Herstellungsabläufe in Vorfertigung und Einbau, der Entwicklung intelligenter Detaillösungen sowie der Standardisierung von Berechnung und Bemessung, mit dem Ziel, die Bauweise in der Baupraxis vollständig zu etablieren.

II.2 Stand der Technik

Für den Entwurf einer intelligenten Verbundlösung auf dem neuesten Stand der Technik sind eine Vielzahl von Parametern zu gewichten und anschließend auszuwählen.

Die wichtigsten davon sind die Wahl des optimalen Verbundsystems, Überlegungen hinsichtlich des Grades der Vorfertigung, der Planung von Detaillösungen in der Auflagerausbildung sowie der idealen Auswahl der Baumaterialien Holz und Beton.

II.2.1 Verbundsysteme

Die derzeit erhältlichen Verbundlösungen für Holz-Beton-Verbunddecken weisen eine vielfältige Diversität auf. Auf der Suche nach dem am besten geeigneten System müssen deshalb eine Vielzahl an Eigenschaften abgewogen werden. Zunächst einmal muss die Eignung für den jeweiligen Anwendungszweck Neubau, Altbau oder Brückenbau und die örtlichen Gegebenheiten, wie Spannweite, Art und Höhe der Belastung, Art der Holzunterkonstruktion, vorhanden sein. Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Vorauswahl ist der Aufwand der Nachweisführung. Förderlich dabei ist jedenfalls, wenn die Berechnung nach Norm möglich ist oder wenn es eine bauaufsichtliche Zulassung für das jeweilige System gibt. Eine Übersicht der Systeme mit einer aktuell vorliegenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) gibt Tab. II.1.

Tab. II.1: Verbundmittel mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ), Stand 24.07.2013

Z-9.1-342 SFS-Verbundschraube <i>SFS intec GmbH</i>	Verschraubung paarweise im Winkel von 45°/135° oder 45°/90°
Z-9.1-445 Timco II-Verbundschraube <i>Timco Schweiz GmbH</i>	Verschraubung in eine Richtung im Winkel von 45° oder 90°
Z-9.1-473 Schmid Flachstahlschlösser <i>Hubert Schmid GmbH</i>	5° geneigter, eingeschlitzter Flachstahl
Z-9.1-474 Dennert Verbundelemente <i>Veit Dennert KG</i>	Verbund zwischen Duobalken und Leichtbetonplatten mittels Nagelplatten zu einem Fertigteilsystem
Z-9.1-557 HBV-Schubverbinder <i>TiComTec GmbH</i>	in Nut eingeklebtes Streckblech
Z-9.1-603 TCC-Verbundschraube <i>Com-Ing AG</i>	Verschraubung in eine Richtung im Winkel von 45° oder 90°
Z-9.1-648 Würth ASSYplus VG-Verbundschr. <i>Adolf Würth GmbH & Co. KG</i>	Verschraubung in eine Richtung im Winkel von 45° oder 90°
Z-9.1-803 SWG Timtec VG Plus Verbundschr. <i>Schraubenwerk Gaisbach GmbH</i>	Verschraubung in eine Richtung im Winkel von 45° oder 90°

Zur Verwendung von anderen Verbundmitteln muss gegebenenfalls eine Zustimmung im Einzelfall beantragt werden, was den Planungsablauf wesentlich verzögern kann und jedenfalls mit massivem zusätzlichem Aufwand verbunden ist.

Die Suche nach einer möglichst wirtschaftlichen Lösung in Hinblick auf Wareneinsatz, Konstruktionsaufwand und Bauzeit steht heute in der Prioritätenliste ganz vorne. Wesentlich beeinflusst wird die Wirtschaftlichkeit von der Verbundmittelsteifigkeit. Eine größere Verbundmittelsteifigkeit führt zu einer höheren Systemsteifigkeit, was gegebenenfalls geringere Bauteilabmessungen ermöglicht und somit

ein entscheidendes Bemessungskriterium darstellt. Die Verbundmittel sollten demnach möglichst starr sein, gleichzeitig aber auch ein duktils Verformungsverhalten aufweisen, um ein abruptes Versagen zu vermeiden. Ein weiteres Entscheidungskriterium ist der mögliche Grad der Vorfertigung einer Verbindung und ob sich dieser mit den Anforderungen an die Errichtungszeit auf der Baustelle und der gewünschten Präzision deckt, die zweifelsohne durch die Vorfertigung erreicht werden kann.

II.2.1.1 Verbundsysteme mit Formschluss

Bei Systemen mit Formschluss erfolgt die Schubübertragung alleine oder zusätzlich durch eine entsprechend ausgeformte Verbundfuge, etwa durch Kerven, Einschnitte bzw. Aussparungen oder unterschiedlich hohe Lamellen.

Kerve

Bei Kerven handelt es sich um quer zur Spannrichtung der Decke orientierte Ausnehmungen in der Holzoberfläche, welche bereits im Vorfertigungsprozess eingefräst werden. Durch das anschließende Einbringen des Aufbetons bildet sich in der Eintiefung eine Betonnocke, über welche es zum Formschluss kommt. Die Schubübertragung erfolgt größtenteils über Druckkräfte in der auflagnahen Kervenflanke. Zur Sicherung können zusätzliche Verbundanker oder Holzschrauben angeordnet werden, die nach neueren Erkenntnissen jedoch nicht notwendig sind [29].

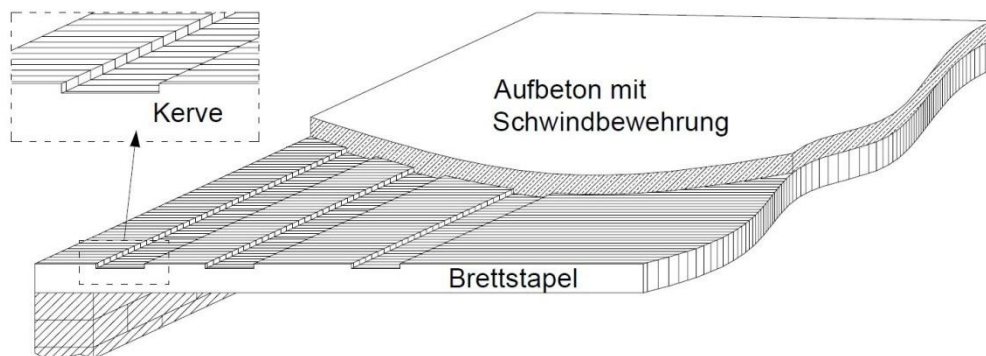


Abb. II.3: Verbundsystem mit Kerven [29]

Die Anordnung der Kerven, es werden üblicherweise zwischen ein bis vier pro Trägerhälfte angeordnet, erfolgt entsprechend dem Querkraftverlauf. Das Verbundsystem mit Kerven weist eine hohe effektive Biegesteifigkeit auf. Zudem zeichnet es sich, insbesondere bei Verzicht auf zusätzliche Schrauben oder Anker, durch eine hohe Wirtschaftlichkeit aus. Der Hauptanwendungsbereich liegt bei 5 bis 12 Metern.

Brettstapel „+/-“

Unterkonstruktion beim System „+/-“ sind in Spannrichtung orientierte Brettstapelelemente, bei denen jedes zweite Brett erhöht ausgeführt wird. Diese vorstehenden Lamellen erzeugen eine Klemmwirkung, welche zusätzlich zum Haftverbund des Aufbetons auf der sägerau ausgeführten Holzoberfläche und der Reibung in der Verbundfuge durch Querdruck einen annähernd starren Schubverbund herstellen. Ähnlich wie beim Klebeverbund erfolgt die Schubübertragung dabei vollflächig.

II.2.1.2 Verbundsysteme mit Kraftschluss

Die Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge erfolgt entweder durch mechanische Verbundmittel oder durch eine Klebeverbindung.

Wesentliche Unterscheidungsmerkmale der diversen Systeme sind die Verbundmittelsteifigkeit sowie die Kosten für Herstellung und Einbau. Aus den Steifigkeiten der einzelnen Verbundmittel sowie ihrer Anzahl und Anordnung resultiert die erreichbare Steifigkeit des Verbundquerschnitts, welche eine wesentliche Einflussgröße im oft maßgebenden Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist. Hier sind die Verbindungen mit Formschluss, massiv ausgeführte Einbauteile sowie der Klebeverbund im Vorteil gegenüber den nachgiebigen stiftförmigen Verbundmitteln.

Neben den Materialkosten in der Herstellung ist insbesondere der Arbeitsaufwand während Herstellung und Einbau einer Schubverbindung entscheidend für die Gesamtkosten. Aus diesem Grund steigt bei Neubauten der Anteil an Verbindungen mit Formschluss, deren Herstellung unter relativ geringem Aufwand bereits im Zuge der Vorfertigung geschieht. Im Bereich der Althausanierung und Renovierung spielen die stiftförmigen Verbundmittel hingegen ihren Vorteil der Vielseitigkeit und leichten Anwendbarkeit aus.

Stiftförmige Verbundmittel

Die Bemessung und Dimensionierung von Nägeln, Schrauben und Stabdübeln ist einheitlich im Eurocode 5 [77] geregelt. Für die Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge von Holz-Beton-Verbundelementen werden aus dieser Gruppe vorwiegend selbstbohrende Holzschrauben mit Vollgewinde verwendet. Sie sind universell einsetzbar, sowohl im Neubau für Flachdecken und Rippendecken als auch bei Renovierungen und Sanierungen. Ihr Einsatz erfordert keine hohen Investitionen und ihr Einbau kein zusätzliches fachtechnisches Wissen. Vier Hersteller bieten für ihre Schrauben mittlerweile allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen an (siehe Tab. II.1), dennoch kann die Berechnung immer auch nach den jeweiligen Normen erfolgen. Der Einbau erfolgt üblicherweise in einem Winkel von 45° oder 90°, entweder einzeln oder paarweise überkreuzt. Die Beanspruchung der Schraube erfolgt je nach Einschraubwinkel auf Zug (45°) oder Abscheren (90°). Holzschrauben dürfen nur bei vorwiegend ruhender Belastung eingesetzt werden, die Verwendung im Holz-Beton-Verbundbrückenbau ist somit ausgeschlossen.

Für diesen Anwendungszweck bietet sich aus der Gruppe der stiftförmigen Verbundmittel der Einsatz von Kopfbolzendübeln an. In einer Studie von Simon [49] erreicht die Dübelleiste aus Kopfbolzen als einziges Verbundmittel die für Straßenbrücken gemäß Parameterstudie erforderliche Tragfähigkeit. Die Befestigung an der Unterkonstruktion erfolgt entweder reihenförmig über besagte Dübelleiste, oder einzeln bzw. zu viert gruppiert über eine am Fußpunkt angeschweißte Stahlplatte mit Bohrungen für die Fixierung durch Schrauben. Zusätzlich zu den Schrauben kann die Schubübertragung im Holzquerschnitt über eine an der Unterseite der Stahlplatte angeordnete Stahlknagge erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit der Schubübertragung bieten im Holz eingeklebte Bewehrungsstähle bzw. Gewindestangen. Die ohnehin schon hohe Verbundmittelsteifigkeit dieser Systeme kann bei Gewin-

destangen durch zusätzliche Muttern bzw. Unterlegscheiben und bei Bewehrungsstählen durch angeschweißte Eisenteile weiter gesteigert werden.

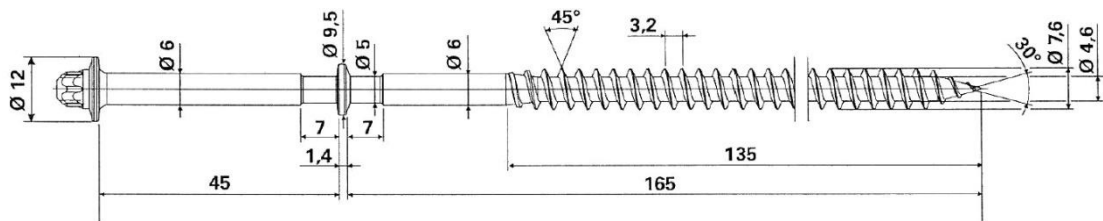


Abb. II.4: SFS-Verbundschraube VB-48-7,5 x 165 [abZ. Nr. Z-9.1-342]

HBV-Schubverbinder [2]

Beim System nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-557 handelt es sich um perforierte Streckmetallbleche in 2,5mm Stärke, die in eine mindestens 40mm Tiefe und maximal 3,2mm Breite Sägeut eingeklebt werden. Die HBV-Schubverbinder sind längs der Trägerspannweite orientiert und dienen zusätzlich als Abstandhalter für die Biegebewehrung. Die Schubverbindung entsteht durch die Verklebung im Holz und die Verzahnung im Beton. Dadurch wird laut Zulassung eine Schubsteifigkeit von $K_{ser} = 825 \text{ N/mm}$ pro mm Streckmetalllänge erzielt, welche sich jedoch bei Vorhandensein einer Zwischenschicht abmindert. Das System kann sowohl als Rippendecke und auch als Flachdecke ausgeführt werden. Das Anwendungsgebiet reicht von Decken und Wänden über Fahrbahnplatten im Neubau (auch bei nicht ruhender Belastung, aber nur wenn kein Richtungswechsel der Beanspruchung des Schubverbinders auftritt), bis hin zu Altbausanierungen von Holzbalkendecken.

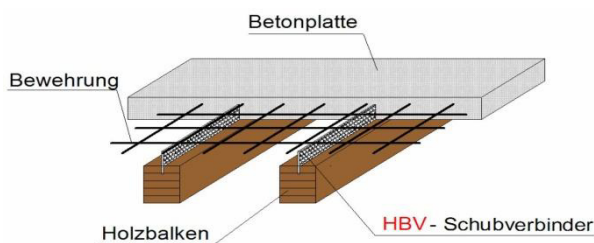


Abb. II.5: HBV-Rippendecke [56]

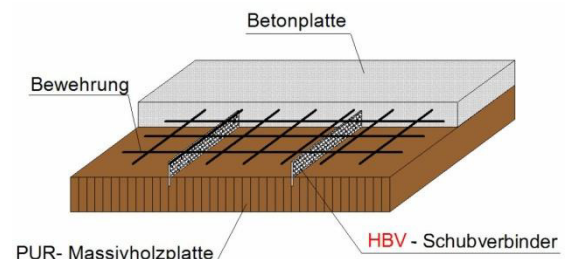


Abb. II.6: HBV-Flachdecke [56]

Flachstahlschlösser

In der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Z-9.1-473 wird ein System aus warmgewalztem Breitflachstahl behandelt. Der Flachstahl wird unter einer Neigung von fünf Grad aus der Vertikalen in eine dünne Sägeut stramm eingetrieben. Die Orientierung erfolgt dabei quer zur Trägerspannrichtung mit einem Abstand zwischen den einzelnen Flachstahlschlössern von mindestens 250mm. Es handelt sich also um diskontinuierlich angeordnete Verbundmittel, was bei der Berechnung entsprechend berücksichtigt werden muss.

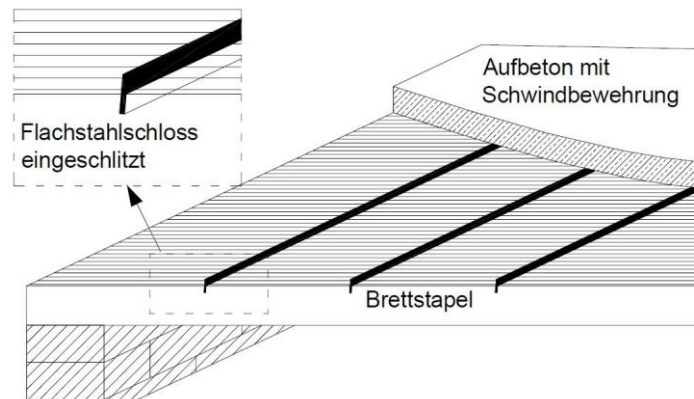


Abb. II.7: Verbundsystem Flachstahlschlösser [29]

BVD-Verbundanker [6]

Dabei handelt es sich um ein aus dem Stahl-Beton-Verbundbau abgeleitetes System für Rippendecken, bei dem ein Stahlbauteil in vorgefertigte Ausstemmungen im Holzbalken versetzt, angeschraubt und anschließend mit Vergussmörtel verankert wird. Der Verbund im Beton wird zusätzlich durch eine Rückhängebewehrung aus V-förmigen Bewehrungsstäben verbessert (Abb. II.8).

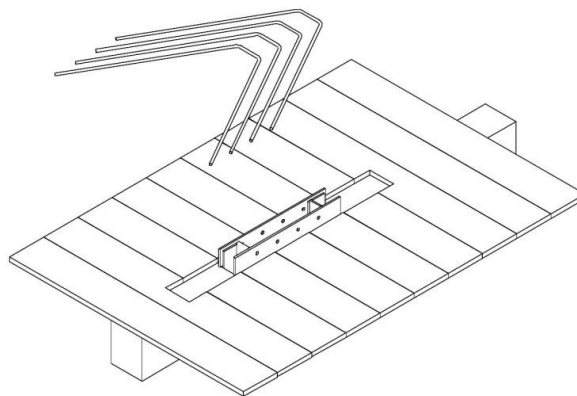


Abb. II.8: BVD-Verbundanker der Bertsche System GmbH [6]

Klebeverbund

Bei dieser Art des Verbunds werden die Schubkräfte über eine Klebstoffschicht in der Verbundfuge übertragen. Dabei entsteht eine vollflächige Verbindung ohne Relativverschiebung zwischen Holz und Beton, es kommt zu einem starren Verbund und somit zu einer vollständigen Ausnutzung des Trägheitsmomentes des Verbundquerschnitts. Durch die gleichmäßig über die Verbundfläche verteilten Schubkräfte entstehen keine Spannungskonzentrationen, wie es bei punktuell angeordneten Verbundmitteln der Fall ist. Zudem wird der Holzquerschnitt nicht durch etwaige Einschnitte oder Aussparungen geschwächt. Aufgrund dieser Vorteile bestehen derzeit große wissenschaftliche Bemühungen darin, dieses System in der Praxis zu etablieren. Versuchsergebnisse am Institut für Holzbau der Berner Fachhochschule [8] bestätigen eine starre und funktionierende Verklebung. Wesentliche Ergebnisse aus diesem Forschungsprojekt sind die Wahl eines geeigneten Zweikomponenten-Epoxidharzklebers sowie das Einbringen des Betons erst 90 Minuten nach der Klebstoffapplikation, um das Verdrängen des Klebstoffs an der Betoneinbringstelle zu verringern. Problematisch sind hingegen das spröde Verhalten im Falle des Versagens sowie die ungeklärte Langzeitwirkung.

II.2.2 Systeme mit hoher Vorfertigung

Ein Trend liegt in der Verwendung von Systemen mit hohem Vorfertigungsgrad. Wesentliche Gründe dafür sind die vereinfachten Bauabläufe auf der Baustelle und folglich eine geringere Errichtungszeit.

Elementdecke, System CREE [10]

Dabei handelt es sich um ein neu entwickeltes System einer Hybriddecke in Form einer Holz-Beton-Verbund-Rippendecke, welche vollständig im Werk vorgefertigt und anschließend als Element auf der Baustelle versetzt wird. Die Elementdecke ist Teil eines Gesamtkonzepts einer durchgängigen Elementbauweise aus Decke, Stützen, Fassade und Haustechnik, welche erstmalig 2012 im achtgeschossigen Bürogebäude LCT ONE in Dornbirn als Prototyp zum Einsatz kam. Sie besteht aus dem Verbund von Trägern aus Brettschichtholz mit dem Aufbeton. Die Schubkräfte in der Verbundfuge werden durch eine Kombination aus Kernen und Holzschrauben übertragen. Besonderheiten sind der speziell ausgeformte Randträger aus Stahlbeton, welcher die Querpressung des Holzes im Randbereich vermeidet und die dem Beton beigemischten Polypropylenfasern, welche dessen Eigenschaften im Brandfall verbessern.

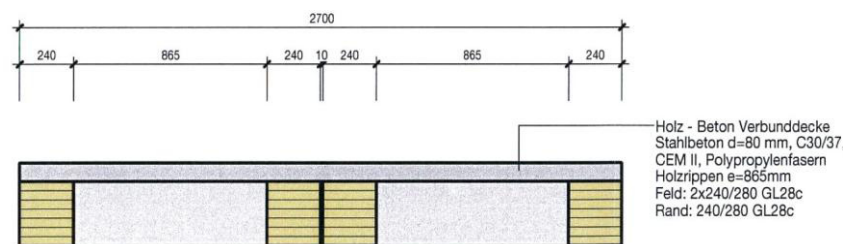


Abb. II.9: Querschnitt Elementdecke LCT ONE [mkp]

System Ligno HBF [26]

Die Besonderheit dieses Holz-Beton-Verbunddecke ist die Ausführung des Aufbetons in Form von Fertigteil-Betonelementen, welche bereits im Werk mittels den bauaufsichtlich zugelassenen HBV-Schubverbindern (Z-9.1-557) mit der Unterkonstruktion aus speziellen Brettsperrholzelementen (Z-9.1-555) verbunden werden. Die längs und quer orientierten Hohlräume zur Deckeninstallation werden mittels Kiesschüttung verfüllt. Das System eignet sich für große Spannweiten und hohe Belastungen, es zeichnet sich besonders durch gute Trittschalldämmwerte und die einfache Handhabung aus.

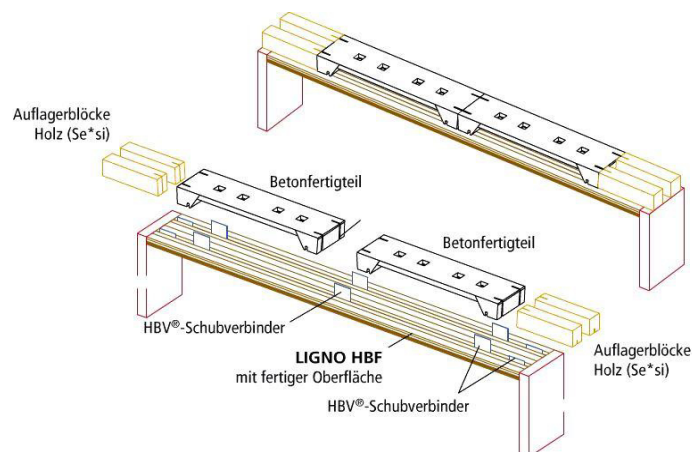


Abb. II.10: System Ligno HBF [26]

System Würth [9]

Im Werk vorgefertigte Stahlbetonelemente mit eingegossenen FT-Verbindern. Dabei handelt es sich um speziell entwickelte Führungshülsen für Holzschrauben, die bauseits auf der Holzunterkonstruktion versetzt und mittels Holzschrauben (Z-9.1-648) befestigt. Die Verbinder vergrößern durch ihre integrierte Metallplatte die Schubfläche der Schraube. In weiterer Folge ermöglichen sie durch ihre Funktion als Schraubenführung einen flacheren Einbauwinkel und somit die Verwendung größerer Schraubenlängen. Das System zeichnet sich neben seinem hohen Vorfertigungsgrad durch eine gesteigerte Tragfähigkeit pro Verbundmittel aus.

Kreuzrippendecke X-Floor [33]

Die Holzelemente dieses von Hermann Blumer entwickelten Systems bestehen aus einer zweiachsig gen Holz-Rippendecke auf einer verlorenen Sichtschalung mit bereits ab Werk eingebauter Bewehrung und Installation. Nach der anschließenden Montage auf der Baustelle erfolgt die Befüllung der Kammern mit Beton oder alternativ mit grobem Kies. Der wesentliche Unterschied zu anderen Holz-Beton-Verbunddecken liegt in der Abtragung der Lasten in zwei Tragrichtungen.

Dennert Verbundelemente

Eine Sonderlösung, dessen Anwendung ausschließlich auf Dachkonstruktionen beschränkt ist, stellen die Holz-Beton-Verbundelemente nach abZ. Nr. Z-9.1-474 dar. Eine unten liegende, und damit in der Zugzone befindliche, Leichtbetonplatte wird mittels Nagelplatten (Z-9.1-755) mit den darüber liegenden Sparren (DUO-Holzbalken nach abZ. Nr. Z-9.1-440 oder Holzbalken aus Kiefernvollholz) zu einem T-Querschnitt verbunden. Dazwischenliegend wird die Dämmung positioniert.

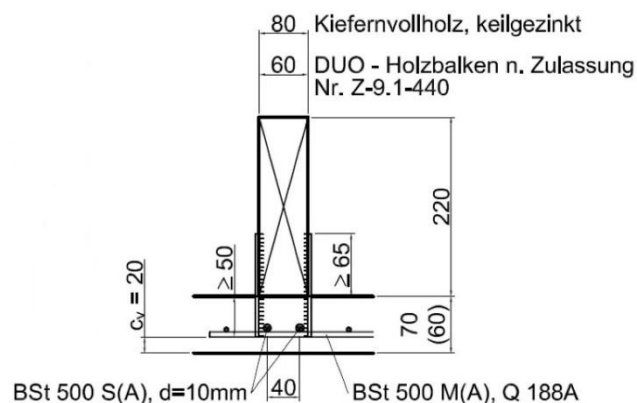


Abb. II.11: Dennert Holz-Beton Verbundelemente [abZ. Nr. Z-9.1-474]

II.2.3 Auflagerausbildung

Bei jeder Auflagersituation handelt es sich um einen diskontinuierlichen Bereich mit einer ausgeprägten nichtlinearen Dehnungsverteilung aufgrund der konzentrierten Lastabtragung. Diese Bereiche müssen demnach bei der Konstruktion und Berechnung gesondert und im Detail behandelt werden.

Die konventionelle Auflagerung erfolgt über den gesamten Verbundquerschnitt. Gerade bei mehrgeschossigen Bauwerken kann es dabei schnell zu einer Überschreitung der Querpressung in der Kontaktfläche des Holzquerschnitts kommen, da zusätzlich zu den Auflagerkräften des jeweiligen Geschosses die Kräfte aus den darüberliegenden Stockwerken aufgenommen werden müssen (Stapelung). Zu den konstruktiven Einschränkungen kommen weitere brandschutztechnische und bauphysikalische Nachteile, weshalb Alternativen entwickelt wurden, welche diese negativen Effekte vermeiden.

Bei der Auflagerung über einen Endquerträger aus Stahlbeton erfolgt die Weiterleitung der Querkraft aus der jeweiligen Decken-Verbundkonstruktion beispielsweise über Schubverbinder oder eine Kombination horizontaler Gewindestangen mit vertikalen Holzschrauben. Bei der Variante mit Schubverbindern werden diese hochkant in eine Nut im Stirnholz eingeklebt im Endquerträger aus Stahlbeton verankert. Zusätzlich werden im Bereich vor dem Auflager durchgehend Schubverbinder in der Schubfuge angeordnet [5]. Eine andere Lösung wurde beim Pilotprojekt des LCT ONE [10] entwickelt. Hier übernehmen in das Stirnholz eingeklebte und im Auflagerbalken verankerte Gewindestangen zusammen mit vertikalen Holzschrauben die Lasteinleitung in den Endquerträger. Neben dem Hochbau findet die Lastabtragung über einen Stahlbetonauflagerbalken vermehrt auch im Brückenbau Anwendung, da neben den Holzquerdrücken zusätzlich die Feuchteinschlüsse im Bereich der Auflager vermieden werden.

Eine weitere Auflagermöglichkeit stellt die Lastabtragung ausschließlich über die oben liegende Aufbetonplatte dar (Abb. II.12). Die Hochhängung der Kräfte erfolgt beispielsweise über Schubverbinder bzw. Schubverbinderschlaufen, welche in die Holzebene eingeklebt und in der Betonebene mittels Quereisen verankert werden [3]. In einer anderen Variante wird der Holzquerschnitt ausschließlich über Holzschrauben hochgehängt [27]. In beiden Fällen erfolgt zusätzlich die Rückverankerung der Lasten im Betonquerschnitt über eine Schlaufenbewehrung.

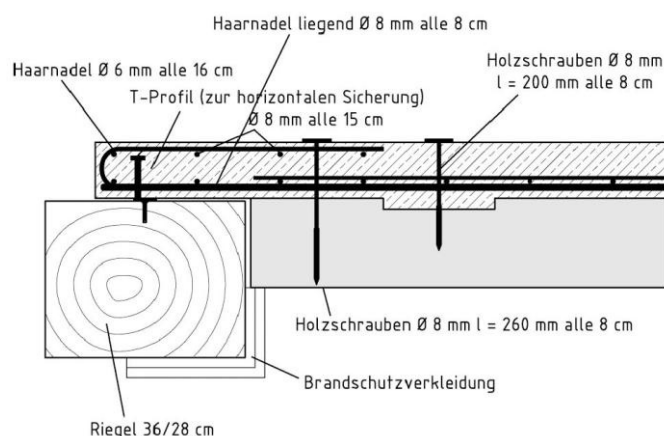


Abb. II.12: Auflagerdetail HBV-Decke mit Lastabtragung über die Betonplatte [27]

II.2.4 Materialauswahl

II.2.4.1 Holz

Für die Unterkonstruktion werden Vollholz und Brettschichtholz sowie darauf aufbauende Holzprodukte verwendet.

- **Vollholz nach EN 14081-1 [83]:** Aus den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbundmittel folgt die Forderung nach Nadelholz mit mindestens der Festigkeitsklasse C 24.
- **Brettschichtholz (BS-Holz oder BSH) nach EN 14080 [82]:** BS-Holz besteht aus mindestens drei faserparallel miteinander verleimten Brettlamellen. Durch die Vorsortierung der Festigkeitsklasse des Ausgangsmaterials und der Homogenisierung durch den schichtweisen Aufbau stellt sich ein Vergütungseffekt ein, welcher zu höheren Festigkeiten im Vergleich zu Vollholz führt. Bestehen sämtliche Lamellen aus der gleichen Festigkeitsklasse und Holzart, so spricht man von homogenem Brettschichtholz, gekennzeichnet durch den angehängten Index h, z. B. GL 24h. Unterscheiden sich hingegen die äußeren von den inneren Lamellen, so handelt es sich um kombiniertes Brettschichtholz mit dem Index c, z. B. GL 24c. Brettschichtholz wird für HBV-Flachdecken in Form von flach übereinanderliegenden BSH-Trägern angewendet.
- **Furnierschichtholz (LVL) nach EN 14374 [84]:** Schäl furnier aus Nadelholz (und demnächst auch in Birkenholz) wird in Schichtstärken von 3mm zu einem Balken- oder Flächentragwerk zusammengeklebt. Die Bemessung erfolgt nach der bauaufsichtlichen Zulassung, Materialkennwerten sind in EN 13986 [81] enthalten.
- **Brettsperrholz (BSP) nach abZ.:** Kreuzweise aufeinandergelegte Lamellen aus Nadelholz werden zu einem flächigen Massivholzelement verleimt.
- **Brettstapelelemente aus Vollholz nach EN 14081-1 [83] oder ggf. nach abZ.:** Hochkant orientierte Holzbohlen oder -bretter werden ausschließlich durch Dübel aus Buchenholz zu einer vollflächigen, massiven und tragenden Scheibe verbunden.

II.2.4.2 Beton

Um die Anforderungen an den Aufbeton zu definieren, sind neben den Randbedingungen aus den gültigen Normen und Zulassungen besonders Erfahrungswerte aus der bisherigen Anwendung von Holz-Beton-Verbundsystemen wichtig. Der Aufbeton muss laut den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbundmittel mindestens der Festigkeitsklasse C 20/25 nach EN 206-1 [70] entsprechen. Darüber hinaus wird eine Bauteildicke von 60mm, bzw. 70mm bei eingeklebten Lochblechen, gefordert. Zusätzlich zur verlangten Mindestfestigkeit ist jedoch besonders das Schwind- und Kriechverhalten für den meist maßgebenden Gebrauchstauglichkeitsnachweis von großer Bedeutung. Dafür sind neben einer geeigneten schwindarmen Betonrezeptur mit geringem Porenwassergehalt und W/B-Wert insbesondere der ordnungsgemäße Betoniervorgang bei dafür geeigneter Witterung sowie eine entsprechende Nachbehandlung durch Abreiben, Abdecken und Befeuchten des Jungbetons entscheidend. Eine detailliertere Beschreibung der Betoneigenschaften für ein geringes Kriech- und Schwindverhalten ist in Kap. IV.3 zu finden.

II.3 Zukünftige Entwicklung

Besonderes Potential für zukünftige technische Neuentwicklungen dürfte in der Schubübertragung zwischen Holz und Beton, den Eigenschaften des Aufbetons und dessen Langzeitverhalten sowie in multifunktionalen Fertigteilelementen liegen. Für die Verbundfuge besteht einerseits das Ziel, die Schubsteifigkeit der Verbindung zu maximieren um das vollständige Flächenträgheitsmoment zu aktivieren. Andererseits sollte die Verbindung eine ausreichende Duktilität aufweisen, um ein abruptes Versagen zu vermeiden. Im Bereich der Aufbetone gibt es Entwicklungspotential in Richtung Gewichtsreduktion, geringerem Schwind- und Kriechverhalten, einer besseren Ausfüllung bei Verbundsystemen mit Formschluss sowie verbesserter Nachhaltigkeit. Eine weitere Forschungsmöglichkeit bietet die Übernahme von mehreren Funktionen durch fortschrittliche HBV-Elemente.

Eine Vielzahl von neueren Arbeiten [u. a. 18, 45, 15] widmet sich dem Einsatz von Leichtbeton im Holz-Beton-Verbundbau. Dabei werden die schweren Gesteinskörnungen durch leichte Zuschläge ersetzt, mit dem Ziel, das Betongewicht zu reduzieren, aber dennoch die hohen Anforderungen an den Beton bei der Verwendung im Holz-Beton-Verbund zu erreichen. Neben der Gewichtsersparnis können das Wärmedämmvermögen und die Ökobilanz gesteigert werden. E-Modul, Tragfähigkeit und Schallschutzvermögen nehmen hingegen ab. Als leichte Zuschläge eignen sich Sägespäne, Hack-schnitzel oder geschredderte Partikel unterschiedlicher Feinheit aus Holz, diverse Blähtonkörnungen sowie leichte Natursande.

Eine Möglichkeit der Optimierung der Verbundwirkung bietet sich durch die Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SV-Beton, SCC). Durch den Zusatz von Hochleistungsverflüssigern wird eine bessere Verzahnung bei Systemen mit Formschluss erreicht. Eine Steigerung der Ressourceneffizienz kann durch die Verwendung von Recyclingbeton erreicht werden. Dabei wird die übliche Gesteinskörnung aus geogenem Kies oder gebrochenem Naturstein teilweise durch aufbereiteten Bau-schutt ersetzt. Dadurch können die Rohstoffvorkommen geschützt und Transporte eingespart werden.

Die Arbeit von Schäfers [43] widmet sich Holz-Beton-Verbundkonstruktionen mit faserbewehrten, hochfesten und ultrahochfesten Aufbetonen (UHPC) und der Schubübertragung mittels Klebeverbund. Mit der Kombination aus starrem Verbund für maximale Gesamtsteifigkeit und hochbelastbaren Materialien mit hohen Steifigkeiten sollen besonders schlanke und effiziente Tragstrukturen ermöglicht werden.

Ein weiterer Trend geht in Richtung vorgefertigter Hybridelemente mit multifunktionalen Eigenschaften. Als Beispiel dient ein Holz-Beton-Verbund-Solarthermiemodul [1], das neben der statischen Funktion auch ein System zur Energiegewinnung sowie die Wärmedämmung beinhaltet. Der schwarz beschichtete Aufbeton wird dabei als Absorberfläche verwendet, zusätzlich ist darin ein Leitungssystem zur Wärmeableitung integriert.

III Holz-Beton-Verbunddecken in der Anwendung

In diesem Abschnitt findet eine fachtechnische Bewertung der Eigenschaften von Holz-Beton-Verbunddecken in ihrer Anwendung statt. Erstens werden die konstruktiven, statischen, schalltechnischen und wirtschaftlichen Eigenschaften einer Auswahl der vom Büro merz kley partner ZT GmbH (mkp) in Dornbirn konzipierten HBV-Decken untersucht und aufgearbeitet. Zweitens werden aus diesen Erkenntnissen der Typus HBV-Decke mit der klassischen Massivholzdecke bzw. Holzbalkendecke zum einen und der Stahlbetondecke zum anderen einem systemübergreifenden Vergleich unterzogen, um daraufhin auf die systemimmanenten Eigenschaften der Bauweise zu schließen.

III.1 Übersicht der ausgewählten Projekte

Für die Analyse bisher ausgeführter HBV-Decken werden acht Projekte mit insgesamt 14 HBV-Decken ausgewählt, deren Entwurf und Berechnung in den Jahren 2004 bis 2012 von mkp durchgeführt wurden. In Tab. III.1 sind die Projekte in Übersicht dargestellt, eine ausführliche Projektübersicht befindet sich zudem in Anhang A.2 dieser Arbeit.

Tab. III.1: Übersicht der ausgewählten HBV-Decken

Wangen	Sputnik	Weingarten	Lustenau	Hohenems	Altmünster	LCT one	IZM
Flachd.	Flachd.	Flachd.	Flachd.	Flachd.	Flachd.	Rippend.	Rippend.
Brettstapel	Brettstapel	BSP	Brettstapel	Brettstapel	Brettstapel	BSH	BSH
Einfeld	1+2+3-Feld	Zweifeld	Einfeld	Einfeld	4x Einfeld	Einfeld	2x Einfeld
8,40m	6,25m	8,20+3,90m	7,68m	7,90m	4,31÷8,61m	8,10m	5,50/8,10m
Kerbe	Kerbe	Kerbe+Schr	Kerbe+Schr	Kerbe+Schr	Kerbe+Schr	Kerbe+Schr	Kerbe+Schr
RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	FM. n.Z.	FM. n.Z.	FM. n.Z.	FM. n.Z.
		RM. n.R. ...	Rahmenmodell nach Rautenstrauch [35]				
		FM. n.Z. ...	Fachwerksmodell nach Zöllig [59]				

Dabei handelt es sich um 11 Flachdecken und 3 Rippendecken, wobei es sich bei den Rippendecken um die vorgefertigten Elementdecken des von mkp mitentwickelten Systems CREE (vgl. Kap. II.2.2) handelt. Der Schubverbund wurde durchwegs mit Kernen, teilweise in Kombination mit Holzschrauben, hergestellt. Für die Berechnung kam mit den Verfahren nach Rautenstrauch bzw. Zöllig jeweils ein Stabwerksmodell zum Einsatz.

Der Hauptanwendungsbereich der Holz-Beton-Verbunddecken lag bei einer Spannweite von 7 - 9m, gefolgt von 5 - 7m (Abb. III.1).

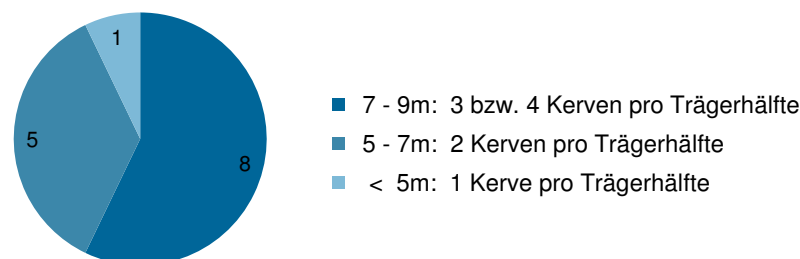


Abb. III.1: Spannweitenbereiche der ausgewählten HBV-Decken

Das statische System entspricht in den meisten Fällen dem eines Einfeldträgers, daneben kamen noch Zweifeldträger und in einem Fall ein Mehrfeldträger zur Anwendung. Die Lastabtragung sämtlicher Decken erfolgte dabei in eine Tragrichtung (einsinnig).

Die Unterkonstruktion besteht bei den Rippendecken aus Brettschichtholzträgern, bei den Flachdecken wurden Elemente aus Brettstapel bzw. Brettsperrholz verwendet. Beim Aufbeton handelt es sich durchwegs um Beton mit einer besonders schwindarmen Rezeptur und einer Festigkeitsklasse zwischen C 25/30 und C 35/45.

III.2 Aufarbeitung der ausgeführten Objekte

Bei der Aufarbeitung von bereits konzipierten HBV-Decken werden die Unterschiede, Gemeinsamkeiten und Besonderheiten in Ausführung und Bemessung dargestellt.

III.2.1 Konstruktive Ausführung

Bei den untersuchten Objekten handelt es sich entweder um Flach- oder Rippendecken. Wesentliches Unterscheidungsmerkmal dieser beiden Typen ist die Unterkonstruktion aus Holz. Diese wurde bei den Flachdecken in den meisten Fällen in Form einer massiven Platte aus Brettschichtholz oder aus hochkant aneinandergefügten Brettstapeln ausgeführt, in einem Fall kamen dafür auch Brettsperrholzelemente zum Einsatz. Im Gegensatz dazu besteht die Unterkonstruktion bei den Rippendecken aus parallel mit deutlichem Abstand zueinander angeordneten Brettschichtholzträgern.

Während bei den Flachdecken die Aufbetonschicht erst auf der Baustelle aufgebracht wurde, handelt es sich bei den Rippendecken um vollständig im Werk vorgefertigte Elementdecken. Jeweils ein 2,7m breites Element besteht dabei aus an den Rändern links und rechts einzeln und in der Mitte doppelt angeordneten Holzrippen und darüberliegender Aufbetonplatte (Abb. II.9).

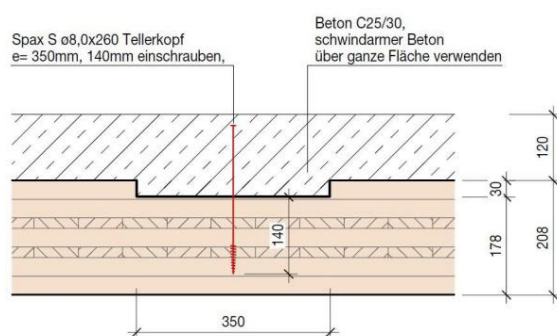


Abb. III.2: Kerve mit zentrisch angeordneter Schraube am Bsp. Weingarten [mkp]

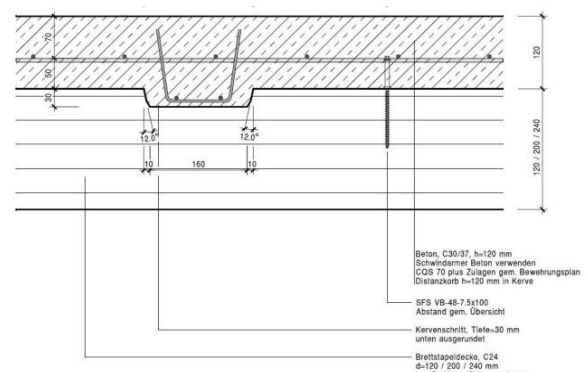


Abb. III.3: Kerve mit seitlich versetzt angeordneter Schraube am Bsp. Altmünster [mkp]

Der Schubverbund wird in allen Fällen mittels Kerven hergestellt. Teilweise werden zusätzlich Holzschrauben zur Lastabtragung herangezogen, welche entweder zentrisch in der Kervenmitte (Abb. III.2) oder versetzt einseitig neben der Kerve (Abb. III.3) eingeschraubt wurden. Bei der Variante mit versetzt angeordneten Schrauben wurden die Kervenflanken in einem Winkel von 12° geneigt, in den anderen Fällen senkrecht ausgeführt. Die Kervenhöhe variiert zwischen 180 - 350mm, die Kerventiefe

wurde bei den Flachdecken mit 20mm oder 30mm und bei den Rippendecken mit 35mm bestimmt. Im Hauptanwendungsbereich, der Spannweite zwischen 7 - 9m, wurden pro Trägerhälfte drei bzw. vier Kerben angeordnet, im Bereich zwischen 5 - 7m deren zwei und bei kleiner 5m eine (vgl. Abb. III.1).

In Abb. III.4 sind die einzelnen Schlankheiten der Verbundkonstruktionen als Verhältnis der Spannweite zur Deckenstärke (nur Tragkonstruktion, ohne Aufbau) dargestellt. Die Objekte Altmünster 3 und IZM 2 sind von diesem Vergleich ausgenommen, da ihre Bauteilstärken aufgrund konstruktiver Gegebenheiten höher definiert wurden, als es statisch notwendig gewesen ist. Der Mittelwert der Schlankheit aller in Form einer Flachdecke ausgeführten Objekte ergibt sich zu ca. 25 und bei den Objekten in Form einer Rippendecke zu ca. 23. Im Vergleich der beiden Deckentypen fällt der relativ geringe Unterschied auf, den man aufgrund der Tatsache, dass bei der Rippendecke wesentliche Teile der Holzebene aus Luftraum bestehen, so nicht erwarten würde. Ein Grund hierfür liegt im geringeren Gewicht der Rippendecke im Vergleich zur Flachdecke ($\sim 750/1000\text{kg/m}^2$).

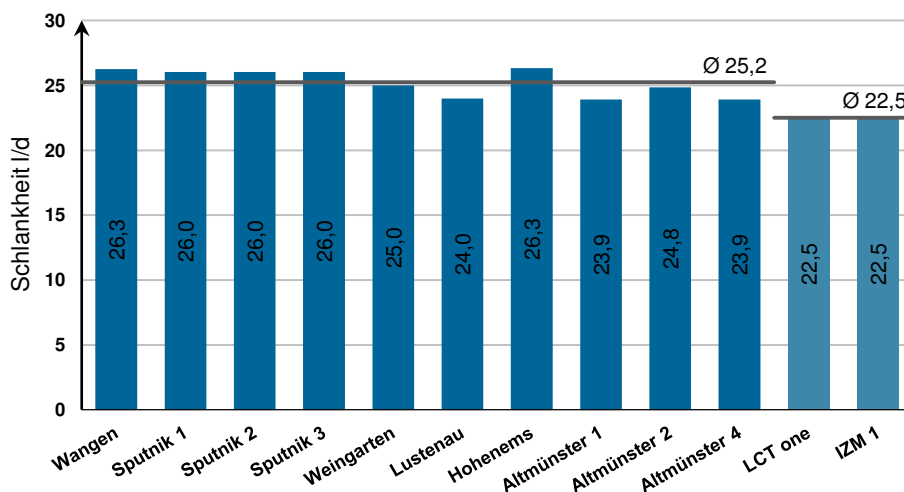


Abb. III.4: Schlankheit der ausgewählten HBV-Decken

III.2.2 Bauphysikalische Eigenschaften

In Abb. III.5 ist ein typischer Deckenaufbau einer von mkp konstruierten HBV-Flachdecke abgebildet. Mit diesem Aufbau und den dazugehörigen Bauteilstärken wird eine Feuerwiderstandsklasse von REI 60 nach EN 13501-2 [80] erreicht, bei der definitionsgemäß die Kriterien der drei Verhaltenseigenschaften R (Tragfähigkeit), E (Raumabschluss) und I (Wärmedämmung) für 60 Minuten erfüllt werden. Das Bauteil ist somit als hoch brandhemmend einzustufen.

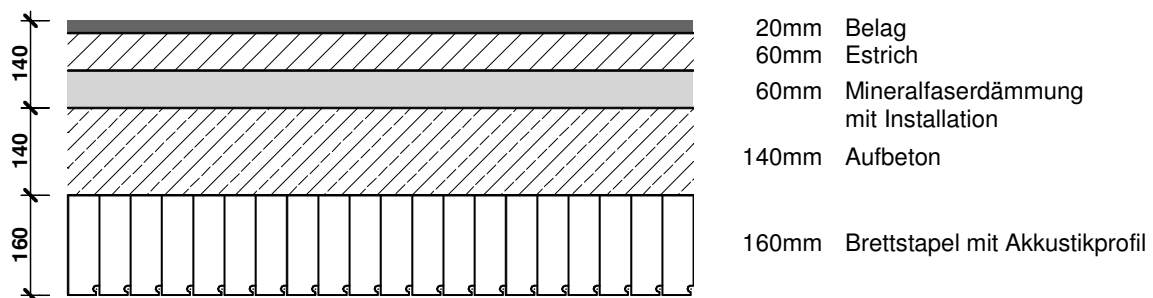


Abb. III.5: Deckenaufbau am Bsp. Hohenems [mkp]

In schalltechnischer Hinsicht wurde bei diesem Beispiel ein bewertetes Bau-Schalldämm-Maß R'_w von 55dB sowie ein bewerteter Standard-Trittschallpegel $L'_{nT,w}$ von 46dB gemessen. Mit einem anderen Fußbodenaufbau (z. B. Splittschüttung, Trittschalldämmung, Polsterhölzer mit dazwischenliegender Dämmung, schallabsorbierender Bodenbelag) können noch höhere Ansprüche an den Trittschallpegel erfüllt werden. Eine weitere Variationsmöglichkeit im Aufbau bietet die Untersicht, welche neben der Sichtausführung mit oder ohne Akustikprofil auch mittels abgehängter Decke ausgeführt werden kann.

III.2.3 Merkmale der Berechnung und Bemessung

Alle 14 Objekte wurden zur Bemessung als Stabwerk modelliert und mittels Stabwerksprogramm ausgewertet. Die Unterkonstruktion aus Holz wird dabei durch den zugbeanspruchten Untergurt und die Aufbetonebene durch den druckbeanspruchten Obergurt simuliert. Dazwischenliegend werden zur Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit auf Biegung beanspruchte Kragarme mit mittigem Gelenk (Rahmenmodell nach Rautenstrauch [35]) oder Druckdiagonalen in Kombination mit Zugstäben (Fachwerksmodell nach Zöllig [59]) angeordnet. Ergänzt wird das statische System durch dehnstarre Pendelstäbe, die den Abstand zwischen Unter- und Obergurt konstant halten. Der Tatsache, dass normal zur Schubfuge keine Zugkräfte übertragen werden können, wird im Stabwerksprogramm mit der Funktion ‚Stabausfall bei Zug‘ Rechnung getragen.

Die acht mit dem Fachwerksmodell nach Zöllig nachgewiesenen Holz-Beton-Verbunddecken (siehe Tab. III.1) weisen gemeinsame konstruktive Merkmale auf. Folgend aus der Modellbildung sind zusätzlich zur Kerbe immer Holzschrauben notwendig, welche in einem Abstand von 200mm von der Kervenflanke in Richtung Trägermitte versetzt angeordnet sind. Diese sind rechnerisch relevant, die Dimensionierung erfolgt aus den ermittelten Kräften des Zugstabs. Weiters sind zur Verbesserung der Lastaufnahme aus der Betondruckstrebe bei fünf von acht Objekten die Kervenflanken um einen Winkel von 12° aus der Vertikalen geneigt. Die Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit erfolgte bei diesem Modell über die Dehnsteifigkeit der Druckdiagonalen ($EA_D = \text{Elementbreite} \cdot \text{Stärke Druckdiagonale} \cdot E\text{-Modul Beton}$) und der Zugstäbe ($EA_Z = \text{Schraubendurchmesser}^2 \cdot \pi / 4 \cdot E\text{-Modul Schraube}$) im Stabwerksmodell.

Ebenso besitzen alle sechs mit dem Stabwerksmodell nach Rautenstrauch berechneten Objekte (siehe Tab. III.1) gemeinsame konstruktive Merkmale. Zur Schubübertragung werden im Rechenmodell ausschließlich die Kerven berücksichtigt. Die Schrauben besitzen demnach keine Bemessungsrelevanz und werden nur zur Abhebesicherung, entweder in Kervenmitte oder verteilt über die Schubfläche, angebracht. Zur Verbesserung der Verzahnung wurden alle Kervenflanken vertikal ausgeführt. Die Schubnachgiebigkeit wurde über die Biegesteifigkeit der als Kragarm ausgeführten Verbundmittelstäbe berücksichtigt. Dabei wurde zwischen dem Verbundmittelstab auf Betonseite ($EI_B = \text{Elementbreite} \cdot \text{Kervlänge}^3 / 12 \cdot E\text{-Modul Beton}$) und jenem auf Holzseite ($EI_H = \text{Elementbreite} \cdot \text{Kervenabstand}^3 / 12 \cdot E\text{-Modul Holz}$) unterschieden.

Zur Berücksichtigung der rheologischen Eigenschaften von Holz, Beton und Verbundmittel wurde jeweils ein zweiter Nachweis zum Zeitpunkt $t = \infty$ geführt. Das Kriechen von Beton wurde bei sämtli-

chen Objekten durch die Abminderung des E-Moduls mittels Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ einkalkuliert. In der gleichen Art und Weise wurde das Kriechen von Holz berücksichtigt. Die Abminderung erfolgte dabei durch einen vom Deformationsbeiwert k_{def} abhängigen Faktor. Betonschwinden wurde in den meisten Fällen durch das Ansetzen einer Verkürzung des Obergurtes im Stabwerksprogramm in der Höhe der Schwinddehnung ε_{cs} einberechnet. Das Langzeitverhalten des Verbundmittels Kerve wird über die abgeminderten Elastizitätsmoduln der Materialien Beton und Holz, welche für die Dehn- bzw. Biege- steifigkeiten der Ersatzstäbe verwendet wurden, indirekt erfasst.

III.2.4 Kostenaufstellung

In Tab. III.2 ist exemplarisch der Preis eines Quadratmeters einer üblichen HBV-Flachdecke mit Kervenverbund, aufgeschlüsselt in die wichtigsten Teilpositionen, dargestellt.

Als Referenzobjekt fungiert dabei die Bemessungsdecke des Projekts Wangen (vgl. Tab. III.1) mit einer Spannweite von 8,40m und einer Auflast von $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$. Daraus resultieren gemäß Dimensionierung seitens mkp die Stärke der Brettstapel mit 200mm und die des Aufbetons zu 120mm.

Ausgangspunkt für die Kostenaufstellung sind die Angebotsunterlagen von zwölf Anbietern aus dem vierten Quartal 2010. Daraus ergibt sich der günstigste Nettopreis, angepasst mittels BPI 2010 für den Hochbau an das derzeitige Preisniveau (2013/III.), zu ca. 145 €/m^2 Deckenfläche.

Gemäß der Kostenaufgliederung in Abb. III.6 bildet die Herstellung und der Einbau der massiven Brettstapelelemente mit zwei Drittel der Gesamtkosten den mit Abstand größten Anteil. Das restliche Betrag teilt sich auf den Aufbeton inklusive der Bewehrung, sämtliche Maßnahmen für die Herstellung der Verbundwirkung sowie die Nebenkosten auf.

Tab. III.2: Kostenaufstellung (2013/III.), Bsp. Wangen

Teilposition	€/m ²	%
1 BSH	97	67
2 Beton (Aufbeton, Betonstahl)	34	23
3 Verbund (Kerve, Verbundschrauben)	5	4
4 NL (Randabschalung, Verbund zu benachbarten Bauteilen, Unterstützung,...)	9	6
	145	100

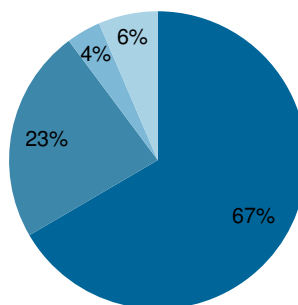


Abb. III.6: Kostenaufgliederung (2013/III.), Bsp. Wangen

III.3 Systemübergreifender Vergleich

In diesem Abschnitt wird die Holz-Beton-Verbunddecke mit den beiden klassischen Alternativen, der Stahlbetondecke zum einen und der Massivholz- bzw. Holzbalkendecke zum anderen, in Relation gesetzt. Die wesentlichen Vergleichskriterien sind das statische und dynamische Tragverhalten, baupraktische sowie bauphysikalische Eigenschaften und die Beurteilung der Umwelteinflüsse. Ziel dieser Untersuchung ist das Herausarbeiten der systemspezifischen Eigenschaften vom Typus HBV-Decke.

Fundamental für einen aussagekräftigen Vergleich ist es, dieselben Mindestanforderungen an alle drei Deckentypen zu stellen. Das Vergleichsniveau wird dabei definitionsgemäß durch die Holz-Beton-Verbunddecke bestimmt. Neben der Einhaltung der normentechnisch vorgeschriebenen Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind darin auch Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung und Schwingungsverhalten), den Brandschutz sowie bauphysikalische Kriterien enthalten.

III.3.1 Vergleichsbemessung

Zusätzlich zu den Erkenntnissen aus der Aufarbeitung der praktischen Beispiele des vorigen Abschnitts wird im Folgenden eine konkrete Bemessung der verschiedenen Deckentypen für die Gegenüberstellung herangezogen. Damit kann eine Relation der statischen sowie dynamischen Eigenschaften der Holz-Beton-Verbunddecke zu den anderen beiden Varianten hergestellt werden. Als Ausgangsbasis dient das Bemessungsbeispiel einer HBV-Flachdecke in Anhang A.1 dieser Arbeit, dessen Randbedingungen im Folgenden für alle Deckentypen übernommen werden.

Die Lastabtragung erfolgt einachsig über das statische System eines Einfeldträgers mit einer Spannweite von acht Metern. Beansprucht werden die Decken durch eine Nutzlast von $3,0\text{kN/m}^2$ (z. B. Büroräume in Bürogebäuden oder Unterrichtsräume in Schulen gemäß ÖNORM B 1991-1-1 [64]). Die Auflast ergibt sich aus einem für HBV- und Stahlbetondecken typischen Fußbodenaufbau mit einer Höhe von 110mm zu $2,0\text{kN/m}^2$. Der Aufbau der Holzdecke beinhaltet als zusätzliche bauphysikalische Maßnahme für vergleichbare schalltechnische Eigenschaften eine 60mm hohe Schüttung aus Splitt, wodurch sich die Auflast auf $3,2\text{kN/m}^2$ erhöht (Abb. III.7).

In Tab. III.3 werden die der Vergleichsrechnung zugrunde gelegten Materialparameter definiert. Das Kriechen von Beton bzw. Holz wird durch die Abminderung des Elastizitätsmoduls und das Beton-schwinden über eine entsprechende Verkürzung des Querschnitts berücksichtigt.

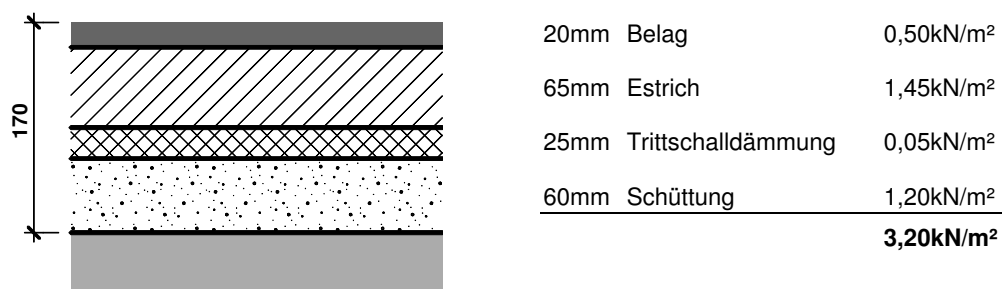


Abb. III.7: Definition Aufbau Massivholzdecke (inkl. zusätzlicher Schüttung)

Tab. III.3: Definition Materialparameter

Material	Festigkeit	gemäß Norm	Gewicht	Kriechen	Schwinden
BSH	GL 24h	ÖNORM EN 1194 [72]	5kN/m ³	$E_{t\infty} = E_{t0}/(1+0,6)$	-
Beton	C 25/30	ÖNORM EN 1992-1-1 [76]	24kN/m ³	$E_{t\infty} = E_{t0}/3,5$	$\varepsilon_{CS} = -0,30\%$
Bewehrungsstahl	BSt 550	ÖNORM B 4707 [68]	1kN/m ³	-	-

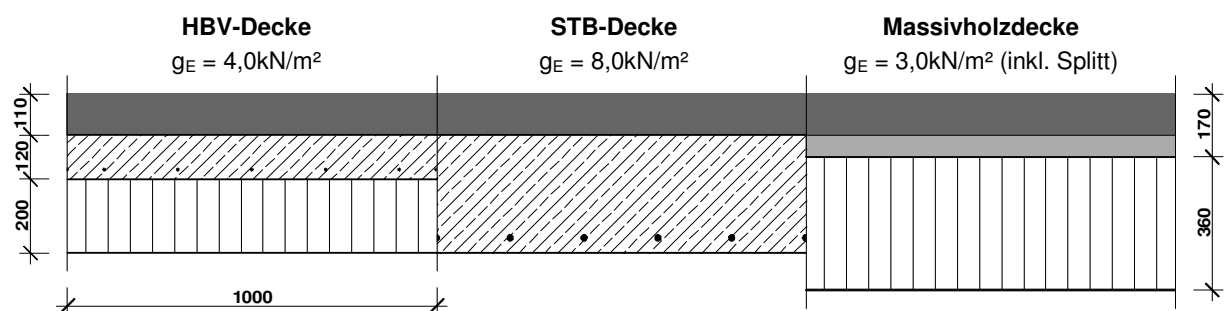
Die Bemessung der Holz-Beton-Verbunddecke wird mit dem selbst entworfenen EDV-Programm auf Basis des Gamma-Verfahrens durchgeführt. Die Schubübertragung in der Verbundfuge erfolgt über Kerfen mit einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit (vgl. Kap. IV.2.2). Für die Tragfähigkeit wird dieser Wert gemäß den Vorgaben in EN 1995-1-1 [77] nur zu zwei Drittel angenommen. Die resultierende Deckenstärke ergibt sich unter Einhaltung der Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$, den Nachweisen unter Brandbeanspruchung sowie dem Nachweis der Durchbiegung gemäß ÖNORM B 1995-1-1 [66]. Dabei wird die in Glg. III-1 definierte Bandbreite für das Verhältnis zwischen Holz- und Aufbetonstärke berücksichtigt. Der daraus resultierende Verbundquerschnitt erfüllt in Verbindung mit dem zuvor definierten Fußbodenaufbau sämtliche Voraussetzungen an das Schwingungsverhalten für Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten gemäß Hamm [14].

$$\frac{2}{2,5} \leq \frac{2h_B}{3h_H} \leq \frac{2}{3,5} \quad (\text{III-1})$$

Die Querschnittshöhe der Stahlbetondecke kann vereinfacht gleich wie jene der Holz-Beton-Verbunddecke gewählt werden. Aus dieser Annahme resultiert ein Bewehrungsgrad von ca. 100 kg/m^3 als Summe aus Biege- und Querkraftbewehrung. Auch von diesem Deckentyp werden die erhöhten Anforderungen an das Schwingungsverhalten, wie es für Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten erforderlich ist, eingehalten.

Bei der Dimensionierung der Massivholzdecke muss zum Erreichen desselben Vergleichsniveaus im Hinblick auf die Anforderungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit die Deckenstärke gegenüber den Nachweisen der Tragfähigkeit deutlich erhöht werden.

In Abb. III.8 ist das Ergebnis der Vergleichsbemessung der drei unterschiedlichen Typen von Flachdecken an einem ein Meter breiten Deckenstreifen dargestellt. Dabei ist gut die größere Gesamthöhe der Massivholzdecke gegenüber den beiden anderen Deckentypen erkennbar, wovon ein Großteil auf die zusätzlich erforderliche Kiesschüttung entfällt.

Abb. III.8: Vergleich der Querschnitte, Flachdecke ($l = 8 \text{ m}$, $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$, C 25/30, GL 24h)

Die dem systemübergreifenden Preisvergleich in Tab. III.4 zugrunde liegenden Netto-Einheitspreise sind Erfahrungswerte auf Basis von Angebotsunterlagen und Preisanfragen. Sie beinhalten neben den Materialkosten außerdem alle Kosten für Herstellung, Transport und Montage.

Tab. III.4: Preisvergleich, Flachdecke (l = 8m, q = 3,0kN/m², C 25/30, GL 24h)

POS		Menge		EP	qmP	Gewicht		
				Einheit	€	€/m²	kN/m³	kN/m²
Holz-Beton-Verbunddecke								
1	BSH		200 mm	m³	500	100	5	1,0
2	Beton	Aufbeton	120 mm	m³	150	30	25	3,0
		Betonstahl	70 kg/m³	kg	1,40			
3	Verbund	Kerbe	0,7 lfm/m²	lfm	10	10		
		Schrauben	1 Stk/m²	Stk	3,00			
4	NL	Randabschalung	psch	m²	3,00	10		
		Verbund zu benachbarten Bauteilen, Unterstützung, ...	5 psch-%	-	7,10			
						150		4,0
Stahlbetondecke								
1	Beton	Beton	320 mm	m³	110	70	25	8,0
		Betonstahl	100 kg/m³	kg	1,10			
2	Schalung		1 m²/m²	m²	30	30		
3	NL	Randabschalung, ...	psch	-	3,00	3		
						103		8,0
Massivholzdecke								
1	BSH		360 mm	m³	500	180	5	1,8
2	Schüttung	Splitt	60 mm	m³	200	12	20	1,2
3	NL	VM Scheibenaustei- fung, ...	5 psch-%	-	9	9		
						201		3,0

III.3.2 Vergleichskriterien

Im folgenden Abschnitt werden die Merkmale der unterschiedlichen Deckentypen in den wichtigsten Kategorien miteinander verglichen.

Statische Eigenschaften

Spannweite ↔ Deckenstärke ↔ Durchbiegung ↔ Eigengewicht

Das Eigengewicht einer Flachdecke in Holz-Beton-Verbundbauweise beträgt bei der gewählten Spannweite von acht Metern nur in etwa die Hälfte der Stahlbetondecke. Der Gewichtsvorteil einer Massivholzdecke gegenüber der Holz-Beton-Verbundbauweise relativiert sich bei entsprechend hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit. So liegt das Gewicht in der Vergleichsbemessung bei 40% von jenem der Stahlbetondecke und damit nur knapp unterhalb der HBV-Decke.

Vor allem Holz-Beton-Verbunddecken mit Kernen eignen sich konstruktionsbedingt eher für mittlere bis höhere Spannweiten (ca. 5 - 10m). Bei geringen Spannweiten werden jene Bereiche zwischen der äußersten Kerbe und dem Auflager, welche nicht zur Verbundwirkung beitragen, im Verhältnis zur Trägerlänge größer und somit die Effektivität des Verbunds geringer. Im Vergleich dazu eignen sich Massivholzdecken eher für geringe bis mittlere Spannweiten. Darüber wird vor allem bei erhöhten Anforderungen der Schwingungsnachweis tragend und die Deckenstärke muss für eine ausreichend

hohe Biegesteifigkeit entsprechend größer dimensioniert werden. In der Vergleichsbemessung resultiert aus diesem Umstand inklusive der erforderlichen zusätzlichen Schüttung eine deutlich größere Gesamtkonstruktionshöhe im Vergleich zu den beiden anderen Deckentypen. Stahlbetondecken eignen sich ohne Einschränkung über alle Spannweitenbereiche.

Im Vergleich zwischen Rippen- und Flachdecken sind typenabhängig in der Nachweisführung bei ersterer in der Regel die Querschnittsnachweise maßgebend, wohingegen bei letzterer der Nachweis der Durchbiegung in den meisten Fällen das entscheidende Bemessungskriterium darstellt.

Dynamisches Verhalten

Eigenfrequenz ↔ Schwingbeschleunigung ↔ Steifigkeit

Wichtigstes Kriterium zur Einschätzung des Schwingungsverhaltens einer Decke ist die Eigenfrequenz, welche über dem Resonanzbereich der durch Gehen verursachten Schwingungen sein sollte. Wird dies nicht eingehalten, was insbesondere bei Decken mit großen Spannweiten der Fall ist, so ist die maximale Schwingbeschleunigung entscheidend für das subjektive Empfinden. Dieses Kriterium wird von den untersuchten und ausreichend schweren Holz-Beton-Verbunddecken eingehalten, bei den leichteren Holzdecken ist dafür mindestens eine zusätzliche Schüttung und oftmals auch eine größere Querschnittshöhe erforderlich. Für das dritte Kriterium, den Nachweis der Auslenkung zufolge Einzellast, ist eine genügend große mitwirkende Breite entscheidend. Bei den Holz-Beton-Verbunddecken sowie den Massivholzdecken wird diese grundsätzlich erreicht, bei Holzbalkendecken ist hierfür zumindest ein in Querrichtung durchgehender Nassestrich erforderlich.

Werden Anforderungen an das Schwingungsverhalten gestellt, so ist bei Holzdecken als konstruktive Maßnahme unabhängig der Bewertungskriterien jedenfalls ein schwimmender Estrich und meist zusätzlich eine schwere Schüttung vorzusehen [14].

Stahlbetondecken sind gegen unerwünschte Schwingungen aufgrund ihrer großen Steifigkeit und ihres hohen Eigengewichts in der Regel unempfindlich.

Baupraktische Kriterien

Bauzeit ↔ Grad der Vorfertigung ↔ Arbeitsaufwand ↔ Preis
--

Bei der Stahlbetondecke aus Ortbeton handelt es sich um eine aufwändige Bauweise mit verhältnismäßig langer Bauzeit. Durch die Ausführung als Halb- oder Vollmontagedecke kann der Aufwand auf der Baustelle jedoch wesentlich reduziert werden. Nach diesem Prinzip funktionieren auch die Holz-Beton-Verbunddecken. Als Halbmontagedecke ausgeführt, dient die Massivholzebene neben der statischen Funktion gleichzeitig als Arbeitsplattform und Schalung für den Aufbeton. Aus der Herstellung in Form einer Vollmontagedecke, bei der die Vorfertigung vollständig im Werk erfolgt und die Verbundelemente am Einbauort nur mehr versetzt werden, resultiert eine sehr kurze Bauzeit.

Holzdecken werden in der Regel als Vollmontagedecken ausgeführt, weshalb eine sehr kurze Errichtungszeit möglich ist. Bei hohen Ansprüchen an die Gebrauchstauglichkeit ist allerdings die Zeitdauer zur Aufbringung eines schwimmenden Estrichs, einer schweren Schüttung und/oder einer abgehängten Decke mitzubedenken.

Im Kostenvergleich nach Tab. III.4 liegt die Holz-Beton-Verbunddecke zwischen den beiden anderen Deckentypen. Die Preise liegen dabei in etwa im Verhältnis 4 : 3 : 2 vor, mit der Stahlbetondecke als günstigsten und der Massivholzdecke als teuersten Variante. Nicht berücksichtigt ist dabei jedoch die mögliche Anforderung einer Unterseite auf Sicht, für die bei der Stahlbetondecke im Gegensatz zur Holzunterseite zusätzliche Kosten entstehen.

Bauphysikalische Eigenschaften

Bauakustik ↔ Brandverhalten ↔ Thermische Eigenschaften ↔ Dauerhaftigkeit
--

Die Anforderungen an den Schallschutz sind in ÖNORM B 8115-2 [69] geregelt, weitere Vorgaben sind in der OIB-Richtlinie 5 [63] zu finden. Die Luftschalldämmung eines Bauteils nimmt mit seiner flächenbezogenen Masse und seiner Biegesteifigkeit zu. HBV- und Stahlbetondecken erreichen ein hohes Schalldämm-Maß, bei Holzdecken ist zusätzlich eine schwere Schüttung erforderlich. Die Wirkung von trittschallverbessernden Aufbauten ist bei HBV- und Stahlbetondecken wesentlich höher im Vergleich zu Holzbalkendecken. Während bei Holzdecken für höhere Ansprüche sowohl ein Deckenaufbau aus Schüttung und schwimmendem Estrich sowie eine Unterdecke benötigt wird, kann bei der HBV-Decke auf eine der beiden Maßnahmen im Allgemeinen verzichtet werden.

Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen sind in der OIB-Richtlinie 2 [62] definiert, die Bemessung der Tragfähigkeit im Brandfall erfolgt nach ÖNORM EN 1995-1-2 [78]. Die Abbrandrate von Holz ist vom Verhältnis der Querschnittsfläche zur Oberfläche abhängig. Bei massiver Holzunterseite kann daher leichter eine hohe Feuerwiderstandsklasse erreicht werden, als bei den an drei Seiten dem Feuer ausgesetzten Holzrippen. Insbesondere bei HBV-Rippendecken kann die Temperatur in der Verbundfuge die Verbundmitteleigenschaften wesentlich verschlechtern, weshalb eine Verkleidung der Unterseite erforderlich sein kann. Bei der Stahlbetondecke sind hohe Feuerwiderstandsklassen durch eine erhöhte Betondeckung der Bewehrung relativ leicht zu erreichen.

Aufgrund der guten Wärmedämmeigenschaften von Holz besitzen Decken mit vollflächigem Massivholzelement einen höheren Wärmedämmwiderstand als reine Stahlbeton- oder Holzbalkendecken. Decken in Massivbauweise sind aufgrund ihrer höheren Wärmespeichereigenschaft einem behaglichen Innenklima zuträglich.

Bei einem ordnungsgemäß ausgeführten bautechnischen Holzschutz und der Wahl der richtigen Holzart sind hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken keinerlei Nachteile im Vergleich zur Stahlbetondecke zu erwarten.

Umweltfaktoren

Nachhaltigkeit ↔ Ökobilanz ↔ Optik ↔ Haptik

Die Basis für die Bewertung der Nachhaltigkeit von Bauteilen sind Ökobilanzierungen (LCA) nach ISO 14040 [86] und ISO 14044 [87]. Die darin beinhalteten Ökoindikatoren sind:

- Primärenergieaufwand PEI n. e., „Primary Energy Input“
Die gesamte nicht erneuerbare Energiemenge, die bei der Herstellung eines Baustoffs oder einer Baukonstruktion benötigt wird.
- Treibhausgaspotential GWP, „Global Warming Potential“
Erfasst alle wesentlichen treibhauswirksamen Emissionen im gesamten Produktzyklus und setzt sie relativ zum Beitrag einer gleichen Menge der Leitsubstanz Kohlendioxid.
- Versäuerungspotential AP, „Acidification Potential“
Das Potential aller beim Herstellprozess anfallenden Luftschadstoffe zur Versäuerung der Böden, die Angabe erfolgt relativ zum Säurebildungspotential von Schwefeldioxid.

Aus diesen Ökokennzahlen kann zur vereinfachten quantitativen ökologischen Bewertung der OI3-Index ermittelt werden. Dabei werden die Ökoindikatoren mit einer linearen Funktion pro 1m² Bauteilfläche auf eine Punkteskala von 0 - 100 Punkten umgerechnet und anschließend unter gleicher Gewichtung aufsummiert (Gl. III-2).

$$OI3 = \frac{OI_{PEI \text{ n.e.}}}{3} + \frac{OI_{GWP}}{3} + \frac{OI_{AP}}{3} \quad (III-2)$$

Mithilfe des im Internet verfügbaren Rechners der baubook GmbH [4] werden die Ökokennzahlen und daraus der OI3-Index für die drei Typen von Flachdecken inklusive Fußbodenaufbau ermittelt (Anhang A.4). Nach Tab. III.5 können die beiden Decken mit vollflächigem Holzelement durch ihre positive CO₂-Bilanz punkten. Insgesamt wird die Massivholzdecke am besten bewertet, wobei zu beachten ist, dass sich zusätzliche Maßnahmen zur Verbesserung der akustischen Eigenschaften bzw. des Schwingungsverhaltens noch negativ auf die Ökobilanz auswirken.

Tab. III.5: Größen zur Bewertung der Ökobilanz unterschiedlicher Flachdecken

Deckentypen	PEI n. e. [MJ/m ²]	GWP100 [kg CO ₂ /m ²]	AP [kg SO ₂ /m ²]	ΔOI3 [Pkt/m ²]
HBV-Decke	1.220	-74	0,36	76
STB-Decke	1.190	126	0,34	106
Massivholzdecke	830	-162	0,26	36

Neben den ökologischen Einflüssen haben Baustoffe auch eine unmittelbare Wirkung auf die Menschen ihrer Umgebung. Eine vollflächige Untersicht aus Massivholzelementen vermittelt ohne weitere Maßnahmen einen positiven optischen und haptischen Eindruck, welcher auch nicht durch eine an der Stahlbetondecke angebrachten Unterdecke imitiert werden kann.

III.3.3 Eigenschaften und Hauptanwendungsbereich

Zusammenfassend werden nachfolgend die wichtigsten systemimmanenten Eigenschaften der Holz-Beton-Verbunddecke als Quintessenz des systemübergreifenden Vergleichs verortet.

- Hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit durch materialgerechte Beanspruchung und daraus resultierend eine große maximale Spannweite bei verhältnismäßig geringer Bauhöhe.
- Deutlicher Gewichtsvorteil gegenüber der Stahlbetondecke unter Beibehaltung der guten Eigenschaften in Hinblick auf das Schwingungsverhalten und der Quertragwirkung, und damit Kostenersparnis bei den vertikalen Lastgliedern.
- Wirtschaftliche Konkurrenzfähigkeit, insbesondere bei der Forderung nach hoher Präzision und kurzer Bauzeit bei hoher Leistungsfähigkeit sowie einer positiven CO₂-Bilanz.
- Gute bauphysikalische Eigenschaften; Sie erfüllen bereits ohne größere additive Maßnahmen hohe Ansprüche an die Bauakustik, das Brandverhalten und die Dauerhaftigkeit.

Der Hauptanwendungsbereich kann folglich innerhalb dieser Qualitätsmerkmale definiert werden. Bezüglich der Spannweite werden Holz-Beton-Verbunddecken im Hochbau standardmäßig bei mittleren bis hohen Auflagerabständen (5 - 10 Meter) eingesetzt, was sich auch durch die ausgeführten Projektbeispiele bestätigt.

Die der Vergleichsbemessung in Kap. III.3.1 zugrunde gelegte Spannweite von acht Metern wurde gemäß der am häufigsten vorkommenden Trägerlänge der ausgewählten Projektbeispiele gewählt (vgl. Abb. III.1). Dabei ist zu beachten, dass diese Spannweite zusammen mit der gewählten Auflast und den erhöhten Anforderungen an das Schwingungsverhalten dem Hauptanwendungsbereich von HBV-Decken entspricht, sich jedoch außerhalb üblicher Massivholzdecken bzw. an der oberen Anwendungsgrenze von STB-Flachdecken befindet. Als Alternative für diesen Einsatz sind sowohl aus Holz (Hohlkastendecke, Holzbalkendecke) als auch aus Stahlbeton (Rippendecke, Kassettendecke, Hohlkörperdecke) weitere Deckentypen abzuwägen. Dies bezieht sich auch auf die baupraktischen Kriterien, wo in Stahlbetonbauweise eine Reihe alternativer Konstruktionsformen (Elementdecke, Vollmontagedecke, Verbunddecke) möglich sind.

Aufgrund der Vielzahl möglicher Alternativen in Verbindung mit den teilweise stark voneinander abweichenden Bauteilanforderungen kann an dieser Stelle keine Aussage darüber getroffen werden, unter welchen konkreten Randbedingungen eine Holz-Beton-Verbunddecke zu bevorzugen ist. An diesem Punkt erscheinen weitere Untersuchungen, etwa Anhand von Beispielfallstudien, als sinnvoll.

IV Theoretische Grundlagen

Durch die Belastung von mindestens zwei aufeinanderliegenden Querschnitten kommt es aufgrund der Stauchung der Materialfasern an der Oberseite und der Dehnung derselben an der Unterseite zu einer Relativverschiebung in der Kontaktfläche. Werden diese Verschiebungen vollständig oder zumindest teilweise behindert, resultieren daraus Schubkräfte. Reicht der Schubwiderstand der Fuge aus, so werden in den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte angreifende Normalkräfte aktiviert. Zusammen mit dem Hebelarm der Schwerpunktabstände entstehen die sogenannten Steiner'schen Anteile, welche zusätzlich zur Biegetragfähigkeit der Einzelquerschnitte für eine wesentliche Steigerung der Gesamttragfähigkeit des Verbundquerschnitts sorgen.

IV.1 Theorie der Verbundträger

Das Tragverhalten eines Verbundträgers ist wesentlich von der Art und Weise der Schubübertragung und der daraus folgenden Schubsteifigkeit des Verbunds abhängig.

In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit wird die Verbundfuge üblicherweise auf die bei voller Biegetragfähigkeit entstehende maximale Längsschubkraft zwischen Beton- und Holzquerschnitt bemessen, jedoch auf der sicheren Seite liegend ohne Berücksichtigung des natürlichen Haftverbunds.

Die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit sind meistens bemessungsrelevant. Für die Begrenzung der Durchbiegung und die Einhaltung der Anforderungen an das Schwingungsverhalten ist eine möglichst unnachgiebige Ausführung der Verbundfuge entscheidend.

IV.1.1 Begriffsbestimmung

Für die Beurteilung der Schubübertragung einer Holz-Beton-Verbunddecke sind die folgenden Begriffe von großer Bedeutung:

Starrer vs. nachgiebiger Verbund (Kriterium der Steifigkeit)

- **Starrer Verbund:** Um einen starren Verbund handelt es sich definitionsgemäß dann, wenn in der Verbundfuge keine Relativverschiebungen zugelassen werden. Das Resultat ist ein konstanter Dehnungsverlauf über den gesamten Verbundquerschnitt. Nach den Regeln der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte, kann ein Verbundträger in starrem Verbund mit den Differentialbeziehungen für den biegebeanspruchten Einzelstab berechnet werden. Gemäß den Untersuchungen von Schäfers [43] können vollflächig miteinander verklebte Holz-Beton-Verbundbauteile als starr angenommen werden ($\gamma = 0$).
- **Nachgiebiger Verbund:** Die auftretende Relativverschiebung in der Verbundfuge führt zu einem unterbrochenen Dehnungsverlauf. Das Kriterium vom Ebenbleiben der Querschnitte ist somit nicht mehr erfüllt und die Differentialbeziehungen für den biegebeanspruchten Einzelstab sind ungültig. Mit dem Großteil aller im Holz-Beton-Verbundbau angewendeten Verbundlösungen lässt sich nur ein nachgiebiger Verbund erzielen.

Vollständige vs. teilweise Schubtragfähigkeit (Kriterium der Tragfähigkeit)

- **Vollständige Schubtragfähigkeit:** Die volle Biegetragfähigkeit eines Verbundträgers kann nur dann erreicht werden, wenn die Verbundmittel oder die entsprechend ausgeführte Verbundfuge dazu in der Lage sind, die bei vollständig aktiviertem Steiner'schen Kräftepaar auftretende Längsschubkraft an jeder Stelle zu übertragen. Eine Erhöhung der Längsschubtragfähigkeit darüber hinaus führt zu keiner weiteren Steigerung der Belastbarkeit, da die Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts bemessungsmaßgebend ist.
- **Teilweise Schubtragfähigkeit:** Die bei voller Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts auftretende maximale Längsschubkraft kann durch die Verbundmittel oder die entsprechend ausgeführte Verbundfuge nicht oder nur unvollständig aufgenommen werden. Bei ausreichend duktiler Schubübertragung kommt es in weiterer Folge zu einer Lastumlagerung auf vorhandene Tragreserven der Teilquerschnitte. Unzureichende Duktilität führt allerdings zu plötzlichem Bauteilversagen. In solch einem Fall ist die Längsschubtragfähigkeit in der Verbundfuge für die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit maßgebend.

Die Verbundlösungen im Holz-Beton-Verbundbau weisen in vielen Fällen nicht die für eine teilweise Schubtragfähigkeit nötigen plastischen Reserven auf, weshalb Holz-Beton-Verbunddecken üblicherweise mit vollständiger Schubtragfähigkeit ausgeführt werden. Die Bemessung der Verbundfuge erfolgt somit auf die maximal auftretende Längsschubkraft und jene einzelner Verbundmittel auf die maximale Verbundmittelbeanspruchung.

Kontinuierlicher vs. diskontinuierlicher Verbund

- **Kontinuierlicher Verbund:** Die Schubübertragung in der Verbundfuge erfolgt kontinuierlich in Form eines durchgängigen Schubflusses. Da dies in der Realität selten der Fall ist, werden auch jene Verbundsysteme als kontinuierlich bezeichnet, deren Schubkräfte in ausreichend regelmäßigen Abständen übertragen werden, sodass die Auswirkungen auf die Schnittkraftverläufe der Einzelquerschnitte sowie auf die Schubverteilung vernachlässigbar klein sind.
- **Diskontinuierlicher Verbund:** Durch die Anordnung einzelner Verbundmittel mit großen Abständen zueinander werden die Schnittgrößenverläufe der Einzelmomente und des Normalkräftepaars maßgeblich beeinflusst. Zudem bilden sich an den Stellen der Schubübertragung Unstetigkeitsstellen mit punktuellen Spannungskonzentrationen.

Nach EN 1995-1-1 [77] darf bei einer Abstufung des Verbundmittelabstands entsprechend dem Schubkraftverlauf bis zu maximal $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$ mit kontinuierlichem Verbund gerechnet werden. Es findet sich jedoch keine Aussage über die Mindestanzahl an Verbundmitteln oder über den maximalen Verbundmittelabstand, bei dem noch von kontinuierlichem Verbund ausgegangen werden kann. Nach Rautenstrauch [36] ist bei einer kontinuierlichen Anordnung der Verbundmittel ab einem Abstand derselben von ca. 3% der Spannweite mit einem Fehler der Randspannung im Bereich der Verbundmittel von ca. 5% zu rechnen.

IV.1.2 Ermittlung der Teilschnittgrößen

Holz-Beton-Verbunddecken werden üblicherweise normal zur Tragebene belastet. Die Hauptschnittgröße am Verbundquerschnitt ist deshalb das Biegemoment M . Dieses teilt sich in das Normalkräftepaar N_1 bzw. N_2 und die Einzelmomente M_1 bzw. M_2 auf.

Zur Ermittlung dieser Teilschnittgrößen wird der Verbundquerschnitt, bestehend aus Einzelquerschnitten mit unterschiedlichem elastischem Verhalten, in einen ideellen Querschnitt mit einheitlichem Vergleichs-Elastizitätsmodul E_V transformiert (Abb. IV.1).

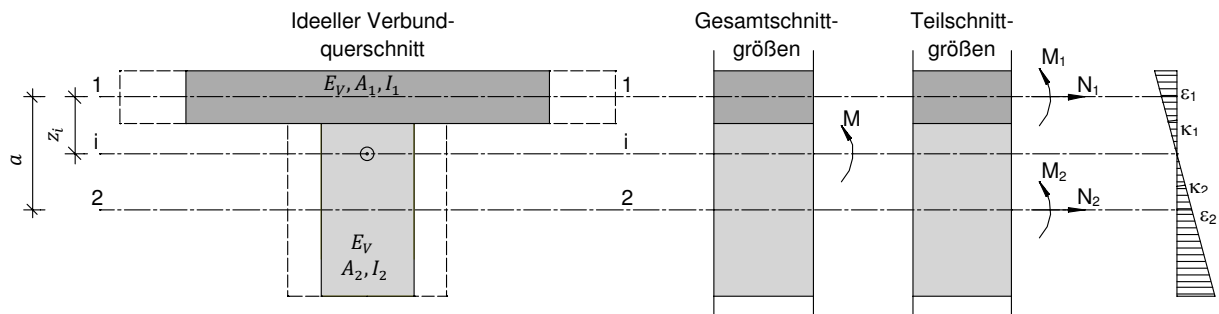


Abb. IV.1: Teilschnittgrößen bei Biegemomentenbeanspruchung

Die Flächen A_1 bzw. A_2 und Flächenträgheitsmomente I_1 bzw. I_2 der transformierten Einzelquerschnitte berechnen sich aus den Flächen $A_{1,0}$ bzw. $A_{2,0}$ und Flächenträgheitsmomenten $I_{1,0}$ bzw. $I_{2,0}$ der Ausgangsquerschnitte.

$$A_1 = A_{1,0} \cdot n_1 \quad A_2 = A_{2,0} \cdot n_2 \quad (\text{IV-1})$$

$$I_1 = I_{1,0} \cdot n_1 \quad I_2 = I_{2,0} \cdot n_2 \quad (\text{IV-2})$$

mit

$$n_1 = \frac{E_1}{E_V} \quad n_2 = \frac{E_2}{E_V} \quad (\text{IV-3})$$

Daraus lassen sich die Fläche A_i und die Lage des Schwerpunkts z_i des ideellen Verbundquerschnitts ermitteln.

$$A_i = A_1 + A_2 \quad (\text{IV-4})$$

$$z_i = \frac{a \cdot A_2}{A_i} \quad (\text{IV-5})$$

In weiterer Folge können das statische Moment S_i und das Flächenträgheitsmoment I_i des ideellen Verbundquerschnitts berechnet werden.

$$S_i = a \cdot \frac{A_1 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = A_1 \cdot z_i \quad (\text{IV-6})$$

$$I_i = I_1 + I_2 + a^2 \frac{A_1 \cdot A_2}{A_1 + A_2} = I_1 + I_2 + a \cdot S_i \quad (\text{IV-7})$$

Die Gesamtschnittgrößen stehen mit den Verteilungsgrößen im Gleichgewicht. Somit lassen sich die folgenden GLEICHGEWICHTSBEDINGUNGEN formulieren:

$$N_1 + N_2 = 0 \quad (\text{IV-8})$$

$$M_1 + M_2 + N_2 \cdot a = M \quad (\text{IV-9})$$

Ausgehend von einem starren Verbund gilt das Ebenbleiben der Querschnitte und die folgenden VERZERRUNGSBEDINGUNGEN müssen eingehalten sein:

$$\kappa_1 = \kappa_2 \quad (\text{IV-10})$$

$$-\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = a \cdot \kappa_2 \quad (\text{IV-11})$$

Der lineare Zusammenhang zwischen elastischer Verformung und einwirkender Belastung wird durch das Hooke'sche Gesetz folgendermaßen formuliert:

$$\varepsilon_1 = \frac{N_1}{E_1 \cdot A_1} \quad \varepsilon_2 = \frac{N_2}{E_2 \cdot A_2} \quad (\text{IV-12})$$

$$\kappa_1 = \frac{M_1}{E_1 \cdot I_1} \quad \kappa_2 = \frac{M_2}{E_2 \cdot I_2} \quad (\text{IV-13})$$

Diese Beziehungen werden in die Verzerrungsbedingungen eingesetzt.

$$\frac{M_1}{E_1 \cdot A_1} = \frac{M_2}{E_2 \cdot A_2} \quad (\text{IV-14})$$

$$-\frac{N_1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{N_2}{E_2 \cdot A_2} = a \cdot \frac{M_2}{E_2 \cdot I_2} \quad (\text{IV-15})$$

Aus diesen beiden Gleichungen ergeben sich nach einigen Umrechnungen schlussendlich die Teilschnittgrößen.

Normalkräftepaar N_1 bzw. N_2 :

$$N_1 = -M \cdot \frac{A_1}{I_i} \cdot z_i = -M \cdot \frac{S_i}{I_i} \quad (\text{IV-16})$$

$$N_2 = +M \cdot \frac{A_2}{I_i} \cdot (a - z_i) = +M \cdot \frac{S_i}{I_i} \quad (\text{IV-17})$$

Einzelmomente M_1 bzw. M_2 :

$$M_1 = +M \cdot \frac{I_1}{I_i} \quad (\text{IV-18})$$

$$M_2 = +M \cdot \frac{I_2}{I_i} \quad (\text{IV-19})$$

Für die Berechnung der Einzelschnittgrößen bei nachgiebigem Verbund sind anstatt der ideellen Querschnittswerte die von der Schubsteifigkeit der Verbundfuge abhängigen effektiven Querschnittswerte zu verwenden. Diese können entweder durch ein geeignetes Berechnungsmodell oder durch entsprechende Großversuche und Rückrechnung aus den Verformungen ermittelt werden.

IV.1.3 Grenzzustände der Schubnachgiebigkeit

Für den Sonderfall eines Biegeträgers aus zwei übereinanderliegenden Einzelquerschnitten mit identischen Querschnittsabmessungen und Elastizitätsmoduln (Abb. IV.2) werden nachfolgend die Auswirkungen der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge auf das Tragverhalten betrachtet.

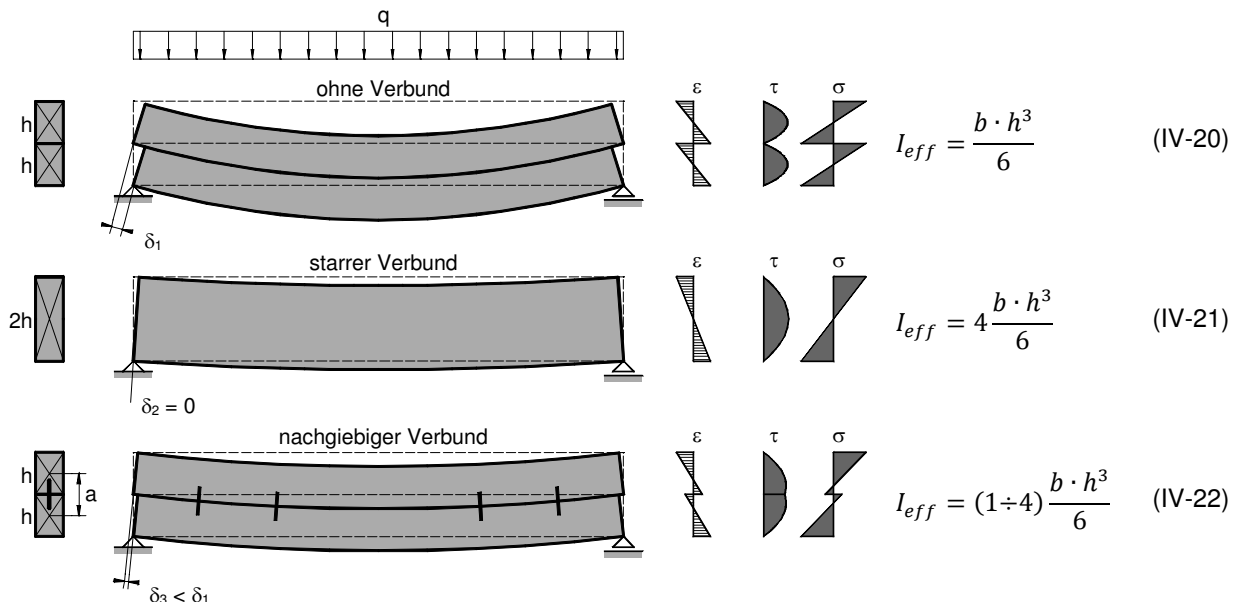


Abb. IV.2: Grenzzustände des Verbundquerschnitts

IV.1.3.1 Ohne Verbund

Können in der Kontaktfläche keine Schubkräfte übertragen werden, so kommt es zu einer ungehinderter Relativverschiebung der beiden Einzelquerschnitte, was sich in einem abgestuften Dehnungsverlauf mit zwei Nulldurchgängen auswirkt.

Das einwirkende Biegemoment wird ausschließlich durch Biegebeanspruchung der beiden Einzelquerschnitte abgetragen. Demzufolge sind die Normalspannungsverläufe durch gleich große Zugspannungen an der Unterseite wie Druckspannungen an der Oberseite sowie einem Nulldurchgang in der Mitte der Einzelquerschnitte gekennzeichnet. Für die oben liegende Aufbetonebene einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion ist dieser Zustand denkbar ungünstig.

Das Gesamtträgheitsmoment ergibt sich ausschließlich aus der Summe der beiden Einzelträgheitsmomente, da sich die Steiner'schen Anteile nicht ausbilden können.

$$I_y = 2 \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{b \cdot h^3}{6} \quad (\text{IV-23})$$

IV.1.3.2 Starrer Verbund

Starrer Verbund liegt dann vor, wenn die gegenseitige Verschiebung in der Verbundfuge vollständig unterbunden wird. Nur dann wird die Grundvoraussetzung der technischen Biegelehre, nämlich das Ebenbleiben des Querschnitts und der lineare Spannungsverlauf am Gesamtquerschnitt, eingehalten.

Dieser Zustand ist somit statisch äquivalent mit dem eines einzelnen Trägers mit der doppelten Trägerhöhe. Es bildet sich also das maximal mögliche Flächenträgheitsmoment eines Verbundquerschnitts aus.

Das resultierende Flächenträgheitsmoment berechnet sich entweder aus jenem des Einzelquerschnitts der doppelten Höhe (Gl. IV-24) oder aus den Trägheitsmomenten der beiden Einzelquerschnitte zuzüglich dem vollen Steiner'schen Anteil (Gl. IV-25).

$$I_y = \frac{b \cdot (2h)^3}{12} = 4 \frac{b \cdot h^3}{6} \quad (\text{IV-24})$$

$$I_y = 2 \frac{b \cdot h^3}{12} + 2 \cdot (b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 1 \frac{b \cdot h^3}{6} + 3 \frac{b \cdot h^3}{6} = 4 \frac{b \cdot h^3}{6} \quad (\text{IV-25})$$

Daraus ist ersichtlich, dass ein aus zwei identischen Teilen (bzgl. Querschnitt und E-Modul) zusammengesetzter Querschnitt bei starrem Verbund das Vierfache Flächenträgheitsmoment aufweist, als ohne Verbund.

Demnach werden entsprechend Gl. IV-25 75% des äußeren Moments über das Normalkräftepaar abgetragen, die restlichen 25% entfallen auf Biegung der Einzelquerschnitte.

Bei Holz-Beton-Verbunddecken ist starrer Verbund derzeit nur durch Klebeverbund zu erreichen.

IV.1.3.3 Nachgiebiger Verbund

Um nachgiebigen Verbund handelt es sich dann, wenn zwar die Schubkräfte in der Verbundfuge übertragen werden können, die Relativverschiebungen dabei aber nicht vollständig unterbunden werden. Da mechanische Verbundmittel und auch Verbundsysteme mit Formschluss im Allgemeinen ein nicht-lineares Verformungsverhalten aus Anfangsschlupf, elastischer Verformung und anschließender plastischer Verformung aufweisen, trifft dies für Holz-Beton-Verbunddecken größtenteils zu.

Der elastische Bereich wird dabei durch das Verschiebungsmodul K_i eines Verbundmittels ausgedrückt. Dieses ist definiert als Steigung des elastischen Bereichs seiner idealisierten Kraft-Verschiebungs-Kurve (Gl. IV-26).

$$K_i = \tan \alpha_i = \frac{F_i}{u_i} \quad (\text{IV-26})$$

Beim nachgiebigen Verbund werden die Steiner'schen Anteile in Relation zur Verbundmittelsteifigkeit nicht vollständig aufgebaut. Demzufolge liegt das effektive Flächenträgheitsmoment zwischen jenem bei starrem Verbund und jenem ohne Verbund. Bei identen Verformungseigenschaften der beteiligten Verbundpartner kann das effektive Flächenträgheitsmoment gemäß Gl. IV-27 durch die Abminderung der Steiner'schen Anteile mit dem Nachgiebigkeitsfaktor γ berechnet werden.

$$I_{y,eff} = \sum (I_{yi} + \gamma \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (\text{IV-27})$$

a_i Abstand vom Schwerpunkt des jeweiligen Einzelquerschnitts zum Schwerpunkt des Verbundquerschnitts (abhängig von γ)

IV.1.4 Schnittgrößenverläufe

Die Schnittgrößenverläufe (Moment und Querkraft) sind bei einem statisch bestimmt gelagerten Biegeträger unabhängig vom Verlauf der Biegesteifigkeit über die Querschnittslänge. Demnach sind auch die Funktionen der Gesamtschnittgrößen eines Verbundträgers unabhängig davon, ob kontinuierlicher oder diskontinuierlicher Verbund vorliegt. Unter der Annahme einer gleichmäßigen Querbelastrung folgt aus den Differentialbeziehungen der Stabtheorie 1. Ordnung die Funktion der Querkraft als Gerade mit konstanter Steigung und jene des Biegemoments als quadratische Parabel.

Dagegen werden die Einzelschnittgrößen maßgeblich von der Regelmäßigkeit der Schubübertragung beeinflusst. Infolgedessen unterscheiden sich die Funktionen der Normalkraft- bzw. Momentenverteilung der Teilquerschnitte wesentlich zwischen kontinuierlichem und diskontinuierlichem Verbund. Gemäß der Theorie der Verteilungsgrößen erfolgt die Kraftabtragung des einwirkenden Biegemoments durch ein entgegengesetzt wirkendes Normalkräftepaar und zwei unterschiedlich große Einzelmomente in den Teilquerschnitten.

In Abb. IV.3 und Abb. IV.4 ist jeweils ein Teilstück eines biegebeanspruchten Verbundträgers mit den wirkenden Einzelschnittgrößen dargestellt. Die Belastung erfolgt in beiden Fällen durch eine Gleichstreckenlast.

IV.1.4.1 Kontinuierlicher Verbund

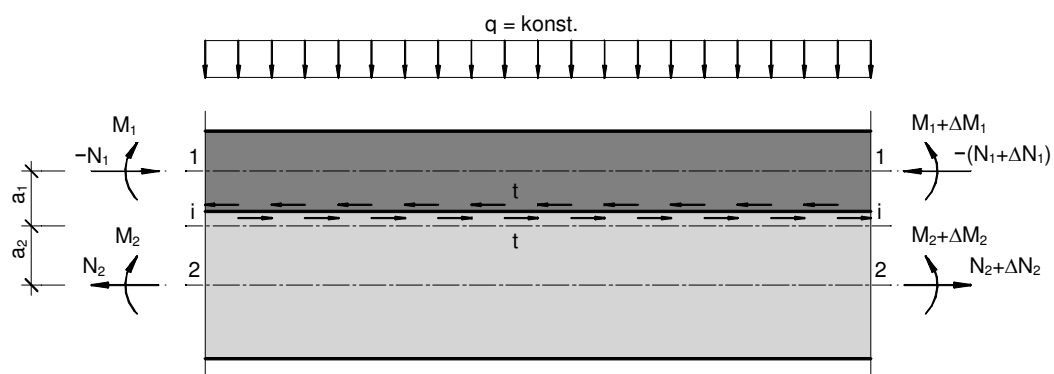


Abb. IV.3: Einzelschnittgrößen bei kontinuierlichem Verbund

Bei kontinuierlichem Verbund der beiden Teilquerschnitte erfolgt die Übertragung der Längsschubkraft gleichmäßig vom Ober- in den Untergurt. Entsprechend dem Querkraftverlauf bei einer konstanten Querbelastrung ist die Funktion des Schubflusses t linear mit konstanter Steigung.

Gemäß dem Gleichgewicht in horizontaler Richtung muss die Aufsummierung des linearen Schubflussverlaufs über die Länge des Teilstücks der Normalkraftdifferenz ΔN der beiden Einzelquerschnitte an den Schnittpunkten entsprechen. Folglich sind die Normalkraftverläufe parabelförmig.

Das Gesamtmoment teilt sich im Verhältnis der jeweiligen Einzelbiegesteifigkeit zur Gesamtbiegesteifigkeit auf die beiden Teilquerschnitte. Gleich wie die Funktion des Gesamtmoments besitzt deren Verlauf bei Belastung durch eine Gleichstreckenlast die Form einer quadratischen Parabel.

Zusammengefasst gilt für die Funktionen der Einzelschnittgrößen bei kontinuierlichem Verbund und einer konstanten Querbelastrung:

- Schubübertragung über linearen Schubflussverlauf
- Normalkraftverläufe in Form einer quadratischen Parabel
- Momentenverläufe in Form einer quadratischen Parabel

IV.1.4.2 Diskontinuierlicher Verbund

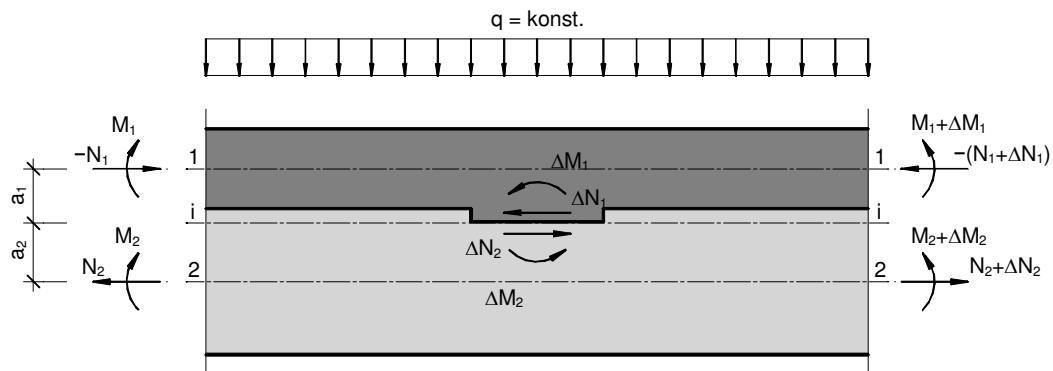


Abb. IV.4: Einzelschnittgrößen bei diskontinuierlichem Verbund

Die Übertragung der Schubkräfte in der Verbundfuge erfolgt im Gegensatz zum kontinuierlichen Verbund punktuell an jedem Schubverbundelement. Dabei wird jeweils die zwischen den beiden Schnittpunkten auftretende Normalkraftdifferenz von der oben liegenden auf die darunter liegende Ebene übertragen. Die Funktion der Normalkraftverteilung ergibt sich somit abschnittsweise konstant mit einem Sprung an den Stellen der Schubkraftübertragung.

Aufgrund der punktuell und exzentrisch angreifenden Längsschubkraft entsteht an jedem Verbundmittel ein Versatzmoment, welches zu einer Unstetigkeitsstelle in der Funktion der Momentenverteilung führt. Diese können unter Umständen zu einem Durchschlagen der Momentenverläufe und damit zu unerwünschten Zugspannungen an der Betonoberseite führen. Jedenfalls ergeben sich aus dem Versatzmoment Spannungskonzentrationen, deren Größe mitunter jene in Feldmitte übersteigen kann.

Die Größe der einzelnen Schubkräfte ist neben der Belastung von der Größe des Einflussbereichs, und damit von den Abständen der Schubübertragung, abhängig. Diese wiederum bestimmen die Höhe der Sprünge in den Normalkraft- und Momentenverläufen.

Für die Einzelschnittgrößen bei diskontinuierlichem Verbund gilt somit für den mit einer Gleichstreckenlast beanspruchten Verbundträger folgendes:

- Schubübertragung durch punktuelle Einzelkräfte
- Normalkraftverläufe abschnittsweise konstant mit Sprungstellen
- Momentenverläufe in Form einer quadratischen Parabel mit Sprungstellen

IV.1.5 Berechnungsmethoden

Nachfolgend werden die vier meistverwendeten Verfahren zur Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit eines Verbundträgers vorgestellt. Beim GAMMA-VERFAHREN handelt es sich um eine analytische Lösung, die unter Einhaltung der Randbedingungen zu einer mathematisch exakten Lösung führt. Mit dem SCHUBANALOGIE-VERFAHREN können Verbundträger mit beliebiger Belastung und Lagerung sowie einer beliebigen Anzahl an Schichten berechnet werden. Die STABWERKSMODELLE eignen sich besonders für die Simulation einer diskontinuierlichen Schubübertragung in der Verbundfuge. Sie erfordern allerdings ein geeignetes Stabwerksprogramm. Die computergestützte NUMERISCHE SIMULATION eignet sich besonders für Detailbetrachtungen an den Unstetigkeitsstellen.

IV.1.5.1 Gamma-Verfahren

Grundlage für das Gamma-Verfahren ist die Arbeit von Möhler [31] über das Tragverhalten von Verbundträgern. In dieser wird eine analytische Lösung für die Berechnung von mehrteiligen Biegeträgern mit nachgiebigem Verbund vorgestellt. Dabei wird die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge über den Abminderungsfaktor γ berücksichtigt. Die Vereinfachung dieses Verfahrens für sinusförmige Belastung findet sich erst in DIN 1052 [60] bzw. ÖNORM B 4100-2 [67] und später auch in Eurocode 5 [77].

Ausgehend von den Differentialgleichungen des Biegeträgers erweitert Möhler diese um Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen in der Verbundfuge. Daraus folgt ein Differentialgleichungssystem für den Verbundträger, dessen analytische Lösung nur unter Einhaltung bestimmter Voraussetzungen möglich wird. Zusätzlich zu den Randbedingungen der linearen Elastizitätstheorie müssen folgende Bedingungen erfüllt sein: [36]

- Kontinuierlicher Schubverbund
- Statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger
- Sinusförmige Belastung
- Maximal drei Einzelquerschnitte

Die Lösung der Differentialgleichungen liefert die effektive Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts. Mit dem Abminderungsfaktor γ werden die Steiner'schen Anteile des Flächenträgheitsmoments reduziert, die Eigenanteile bleiben jedoch vollständig erhalten. Die Schubverformungen werden beim Gamma-Verfahren vernachlässigt.

In der Praxis liefert das Gamma-Verfahren eine gute Näherung bei Belastung durch eine Gleichstreckenlast. Korrekterweise ergibt sich aus der Annahme einer sinusförmigen Belastung eine kosinusförmige Querkraftverteilung, was wiederum einen kosinusförmigen Schubspannungsverlauf zur Folge hat. Aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen wird bei einer Gleichstreckenlast jedoch ein zur Belastung affiner linearer Schubkraftverlauf angenommen [36]. Handelt es sich beim Verbundträger nicht um einen statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger, so kann anstatt der Trägerlänge der Abstand der Momentennullpunkte herangezogen werden. Vereinfachend kann dieser bei einem Durchlaufträger zu 4/5 der jeweiligen Stützweite und bei einem Kragträger mit der doppelten Kraglänge angenommen werden [77].

Im nachfolgenden Berechnungsablauf wird das Gamma-Verfahren für den zweiteiligen Verbundquerschnitt, wie es auch beim Holz-Beton-Verbund der Fall ist, spezialisiert. Dafür werden folgende Querschnittsindizes vergeben:

- Betonquerschnitt: Index 1
- Holzquerschnitt: Index 2

Die geometrischen Zusammenhänge sind aus Abb. IV.5 ersichtlich.

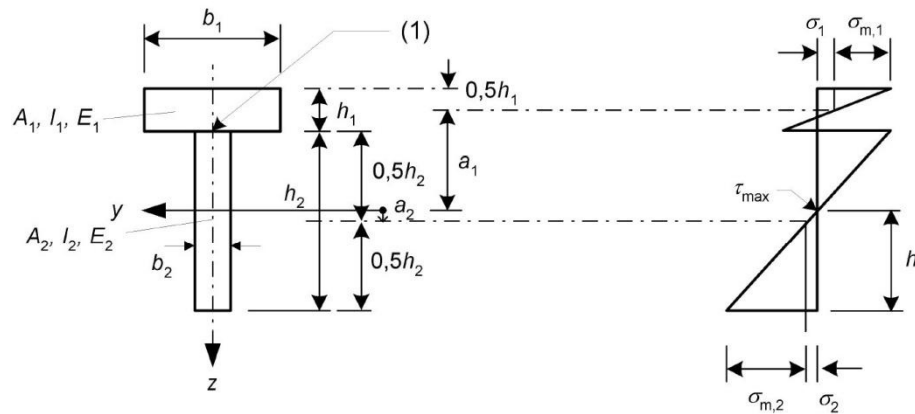


Abb. IV.5: Querschnitt und Verteilung der Biegespannungen [77]

Die Fugen- bzw. Verbundsteifigkeit k_i ergibt sich aus dem Verschiebungsmodul K_i (Gl. IV-26) eines Verbundmittels und dem rechnerischen Verbundmittelabstand s_i . Dieser ist definiert als jener Abstand, der sich bei der gedanklichen Aneinanderreihung und gleichmäßigen Aufteilung aller Verbundmittel auf die Verbundfugenlänge ergibt [57]. Dies gilt jedoch nur bei einem über die gesamte Trägerlänge konstanten Verbundmittelabstand.

$$k_i = \frac{K_i}{s_i} \quad (\text{IV-28})$$

Erfolgt die Abstufung der Verbundmittel entsprechend dem Querkraftverlauf, so ist nach Eurocode 5 [77] die Verwendung des über die Trägerlänge gemittelten effektiven Verbundmittelabstands s_{eff} nach Gl. IV-29 möglich. In diesen Ansatz fließt jedoch die Länge der Abstufungsbereiche nicht mit ein.

Findet eine einmalige Abstufung der Verbundmittel im Mittelbereich statt, so kann in Anlehnung an Kenel [17] durch das arithmetische Mittel des Verbundmittelabstands eine wesentlich genauere Lösung erzielt werden (Gl. IV-30). Dieser Ansatz setzt allerdings bereichsweise konstante Verbundmittelabstände voraus.

$$s_{eff,EC5} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{max} \quad \text{mit} \quad s_{max} \leq 4 \cdot s_{min} \quad (\text{IV-29})$$

$$s_{eff,Kenel} = s_{min} + \frac{s_{max}}{l} \cdot (s_{max} - s_{min}) \quad (\text{IV-30})$$

$$s_{eff,Mich.} = 1,14 \cdot s_{min} + 3,14 \cdot \frac{s_{max}}{l} \cdot (s_{max} - s_{min}) \quad (\text{IV-31})$$

Für einzelne punktuell angeordnete Verbundmittel, wie dies beispielsweise beim Verbund durch Kerben der Fall ist, ist der von Michelfelder [29] durch eine Regressionsanalyse entwickelte Ansatz nach Gl. IV-31 besser geeignet. Dieser liefert im Unterschied zu den vorigen Ansätzen auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse für die damit berechnete effektive Biegesteifigkeit und den in weiterer Folge ermittelten Schnittgrößen und Verformungen. Die Analyse basiert auf einer Parameterstudie von Verbundträgersystemen mit Kerben. Der Ansatz liefert umso bessere Ergebnisse, je genauer die Bedingungen mit jener der Studie (siehe Abschnitt IV.2) übereinstimmen. Bei Verbundsystemen mit Kerben definiert sich der minimale bzw. der maximale Verbundmittelabstand wie in Abb. IV.6 ersichtlich.

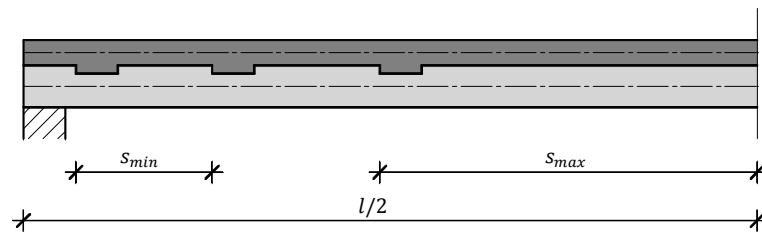


Abb. IV.6: Definition Kervenabstände nach [29]

Der Abminderungsfaktor γ_i resultiert aus der analytischen Lösung der für den nachgiebigen Verbund erweiterten Differentialgleichungen des Biegeträgers. Dabei wird γ_2 zu 1, da definitionsgemäß Querschnitt 1 nachgiebig an Querschnitt 2 angeschlossen ist. Aus diesem Grund wird γ_2 ab sofort nicht weiter angeschrieben.

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + EA_1 \cdot \frac{\pi^2}{k_i \cdot l^2}}; \quad \gamma_2 = 1 \quad (\text{IV-32})$$

Das effektive Flächenträgheitsmoment I_{eff} berechnet sich aus dem Flächenträgheitsmoment des ideellen Verbundquerschnitts (Gl. IV-7) durch die Abminderung der Steiner'schen Anteile mit dem Abminderungsfaktor γ_1 (Gl. IV-32). Darin beschreiben die Faktoren n_1 bzw. n_2 das Verhältnis der Elastizitätsmoduln der Einzelquerschnitte zu einem beliebigen Vergleichsmodul E_V (Gl. IV-7).

$$I_{eff} = I_1 \cdot n_1 + I_2 \cdot n_2 + a^2 \cdot \frac{\gamma_1 \cdot n_1 \cdot A_1 \cdot n_2 \cdot A_2}{\gamma_1 \cdot n_1 \cdot A_1 + n_2 \cdot A_2} \quad (\text{IV-33})$$

Eine alternative Möglichkeit ist die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} des Verbundträgers gemäß Gl. IV-34. Diese Ausdrucksweise findet sich auch in EN 1995-1-1 [77]. Die Biegesteifigkeit als Produkt aus Elastizitätsmodul E_i und Flächenträgheitsmoment I_i wird dabei jeweils in der Kurzform EI_i angeschrieben.

$$EI_{eff} = EI_1 + EI_2 + a^2 \cdot \frac{\gamma_1 \cdot EA_1 \cdot EA_2}{\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2} = \sum_{i=1}^2 (EI_i + \gamma_i \cdot EA_i \cdot a_i^2) \quad (\text{IV-34})$$

Für die Berechnung des effektiven Flächenträgheitsmoments bzw. der effektiven Biegesteifigkeit wird die Schwerpunktlage des Verbundquerschnitts benötigt. Der Schwerpunktabstand a ergibt sich aus

den Höhen der Einzelquerschnitte h_1 bzw. h_2 sowie einem etwaigen Abstand t zwischen Beton- und Holzquerschnitt. Die Lage des Schwerpunkts kann anschließend durch die beiden Abstände a_1 bzw. a_2 berechnet werden in Abhängigkeit der Schubnachgiebigkeit berechnet werden.

$$a = \frac{(h_1 + h_2)}{2} + t = a_1 + a_2 \quad (\text{IV-35})$$

$$a_1 = a \cdot \frac{EA_2}{\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2} \quad (\text{IV-36})$$

$$a_2 = a \cdot \frac{\gamma_1 \cdot EA_1}{\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2} \quad (\text{IV-37})$$

Durch Spezialisieren der Ausdrücke nach Gl. IV-16 bzw. Gl. IV-17 und Gl. IV-18 bzw. Gl. IV-19 für den nachgiebigen Verbund folgen die Normalkräfte N_1 bzw. N_2 und die Biegemomente M_1 bzw. M_2 der Teilquerschnitte.

Normalkräftepaar N_1 bzw. N_2 :

$$N_1 = -M \cdot \frac{EA_1}{EI_{eff}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 \quad (\text{IV-38})$$

$$N_2 = +M \cdot \frac{EA_2}{EI_{eff}} \cdot a_2 \quad (\text{IV-39})$$

Einzelmomente M_1 bzw. M_2 :

$$M_1 = +M \cdot \frac{EI_1}{EI_{eff}} \quad (\text{IV-40})$$

$$M_2 = +M \cdot \frac{EI_2}{EI_{eff}} \quad (\text{IV-41})$$

Resultierend aus den Gleichgewichtsbedingungen muss dabei immer gelten:

$$N_1 = -N_2 = -\frac{M - M_1 - M_2}{a} \quad (\text{IV-42})$$

Nach der Berechnung der Schnittgrößen können die resultierenden Spannungen ermittelt werden. Aus Moment und Normalkraft der Teilquerschnitte lassen sich die Normalspannungsverläufe berechnen.

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} z_1 \quad \sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} z_2 \quad (\text{IV-43})$$

$$z_i \dots \dots \dots -h_i/2 < z_i < h_i/2$$

Die Querkraft kann auf der sicheren Seite liegend allein dem Holzquerschnitt zugewiesen werden.

$$\tau_1 = 0 \quad \tau_2 = \frac{3}{2} \frac{V}{A_2} \quad (\text{IV-44})$$

Der Schubfluss t_F in der Verbundfuge berechnet sich für den nachgiebigen Verbundquerschnitt zu:

$$t_F = V \cdot \frac{EA_1}{EI_{eff}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 \quad (IV-45)$$

Der Nachweis der Verbundfuge bei kontinuierlichem Verbund erfolgt üblicherweise auf Spannungsebene. Die dazugehörige Schubspannung τ_F berechnet sich aus dem Schubfluss.

$$\tau_F = \frac{t_F}{b_2} \quad (IV-46)$$

Bei diskontinuierlichem Verbund erfolgt der Nachweis der Verbundmittel auf Kraftebene. Die Beanspruchung F_i eines Verbundmittels ergibt sich durch Multiplikation des Schubflusses (Gl. IV-45) mit dem rechnerischen Verbundmittelabstand s_i (Gl. IV-47).

$$F_i = t_F \cdot s_i \quad (IV-47)$$

Wird in Zusammenhang mit einer geringen Anzahl punktuell angeordneter Verbundmittel der effektive Verbundmittelabstand nach Michelfelder (Gl. IV-31) verwendet, so kommt es dabei zu einer sehr großen Überschätzung der Verbundmittelbeanspruchung. Aus diesem Grund wird hierbei die Berechnung der maximalen Verbundmittelbeanspruchung F_{eff} nach Gl. IV-48 empfohlen. Darin bezeichnet N_2 die maximale Normalkraft des Teilquerschnitts in Feldmitte. [29]

$$F_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_F \cdot s_{eff} \\ N_2 \end{array} \right. \quad (IV-48)$$

Alternativ können die Verbundmittelkräfte unter Abschätzung der Einflussbereiche aus dem Schubflussverlauf berechnet werden. Für die Unterteilung gibt es unterschiedliche Ansätze: [36]

- im Schwerpunkt flächengleicher Bereiche (liefert gleiche Schubkräfte)
- mittig zwischen den Verbundmitteln
- Bereich bis zum nächsten Verbundmittel

Mit dieser Methode liegen die berechneten Verbundmittelkräfte in einem realistischen Bereich. Allerdings kann es dennoch je nach verwendetem Ansatz zu einer mehr oder weniger starken Überbeanspruchung einzelner Verbundmittel kommen [36].

Das Gamma-Verfahren ist als Standardverfahren für schubnachgiebige Verbundträger in Eurocode 5 [77] verankert. Es liefert unter Einhaltung der zu Beginn aufgelisteten Randbedingungen die exakte Lösung der für nachgiebigen Verbund spezialisierten Differentialgleichungen. Als analytisches Verfahren sind keine fachspezifischen EDV-Programme notwendig, weshalb es sich gut für die Eingabe in ein Tabellenkalkulationsprogramm eignet.

IV.1.5.2 Schubanalogie-Verfahren

Die Ursprünge des Schubanalogie-Verfahrens gehen auf Kreuzinger [20] zurück. Dieser stellte ein Verfahren vor, mit welchem ein beliebiger Verbundquerschnitt durch Transformation in einen ideellen Rechenquerschnitt mit gängigen Stabwerksprogrammen berechnet werden kann. In DIN 1052 [60] und später in DIN EN 1995-1-1/NA [61] ist das Berechnungsmodell erweitert für die zweiachsige Tragwirkung inklusive der Berücksichtigung der Auswirkungen aus der Scheibentragwirkung enthalten. Folgende Bedingungen sind für die Anwendung des Verfahrens erforderlich bzw. können berücksichtigt werden:

- Anzahl der Schichten beliebig
- Auflagersituation beliebig
- Schubverformungen werden berücksichtigt
- Plattentragwirkung erfassbar (zweiachsige Tragwirkung)
- Scheibentragwirkung erfassbar
- EDV-Programm erforderlich

In einem schubnachgiebigen Verbundsystem mit einachsiger Tragwirkung enthält jede Schicht eine Biegespannung als Resultat ihrer Verkrümmung und eine Normalspannung aus dem Zusammenwirken der Verbundquerschnitte. Während die Biegespannung von der jeweiligen Eigenbiegesteifigkeit abhängt, steht die Normalspannung in Zusammenhang mit der Schubnachgiebigkeit und dem Abstand der jeweiligen Schicht von der Spannungsnulllinie. Beim Schubanalogie-Verfahren werden diese beiden Formen der Lastabtragung durch die beiden Träger A und B des ideellen Rechenquerschnitts berücksichtigt. Diese müssen unter Belastung dieselbe Biegelinie aufweisen, was im EDV-Programm durch spezielle Kopplungen oder starre Pendelstäbe garantiert wird. Als wichtige Eigenschaft muss die Software Schubverformungen berücksichtigen können. In einer Nachlaufrechnung werden schlussendlich aus den ermittelten ideellen Schnittgrößen die Spannungen des Verbundsystems berechnet. [20]

Im Anschluss wird der Berechnungsablauf des Schubanalogie-Verfahrens für den zweiteiligen Verbundquerschnitt spezialisiert. Zu Beginn erfolgt die Transformation des eigentlichen Verbundquerschnitts in einen ideellen Rechenquerschnitt bestehend aus Träger A und B. Während Träger A das Tragverhalten ohne Verbund repräsentiert, ist Träger B für das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte zuständig.

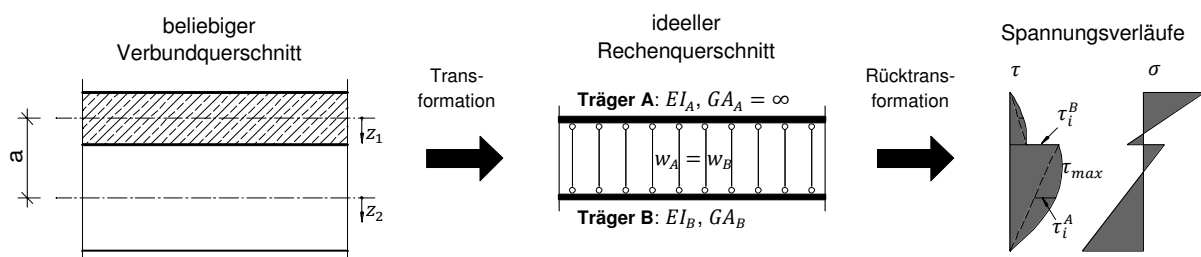


Abb. IV.7: Funktionsprinzip des Schubanalogie-Verfahrens

Die Steifigkeiten der beiden Rechenquerschnitte sind folgendermaßen definiert:

Träger A: Biegesteifigkeit EI_A und Schubsteifigkeit GA_A

$$EI_A = EI_1 + EI_2 \quad (IV-49)$$

$$GA_A = \infty \quad (IV-50)$$

Träger B: Biegesteifigkeit EI_B und Schubsteifigkeit GA_B

$$EI_B = \sum_{i=1}^2 (E_i \cdot d_i \cdot z_{s,i}^2) = a^2 \cdot \frac{EA_1 \cdot EA_2}{EA_1 + EA_2} \quad (IV-51)$$

$$GA_B = \left[\frac{1}{a^2} \cdot \left(\frac{1}{k_i} + \frac{h_1}{2 \cdot G_1} + \frac{h_2}{2 \cdot G_2} \right) \right]^{-1} \cong a^2 \cdot k_i \quad (IV-52)$$

$z_{s,i}$ Abstand vom Schwerpunkt der Teilquerschnitte zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts unter Berücksichtigung unterschiedlicher Elastizitätsmoduln

k_i Fugen- bzw. Verbundsteifigkeit nach Gl. IV-28

a Schwerpunktabstand nach Gl. IV-35

In [57] wird empfohlen, bei Systemen mit diskontinuierlichem Verbund und sehr steifen Verbundmitteln, wie es beispielsweise bei Kernen der Fall ist, die Ersatzschubsteifigkeit nur lokal dem Träger B zuzuweisen. Dazwischen soll die Schubsteifigkeit gegen null gesetzt werden. Diese Maßnahme soll Abweichungen bei der Ermittlung der resultierenden Schnittgrößen verhindern.

Das resultierende Biegemoment aus der Berechnung von Träger A teilt sich entsprechend dem Verhältnis der jeweiligen Eigenbiegesteifigkeit zur Biegesteifigkeiten des Ersatzträgers in die Biegemomente M_1 bzw. M_2 der Einzelquerschnitte.

$$M_1 = M_A \cdot \frac{EI_1}{EI_A} \quad M_2 = M_A \cdot \frac{EI_2}{EI_A} \quad (IV-53)$$

Träger B bildet das Tragverhalten aus dem Zusammenwirken der beiden Querschnittsteile ab. Die zusätzlich aktivierte Biegesteifigkeit aus den Steineranteilen wird durch das Normalkräftepaar abgetragen. Demzufolge können die Normalkräfte N_1 und N_2 aus dem ermittelten Biegemoment von Träger B berechnet werden.

$$N_1 = -\frac{M_B}{a} \quad N_2 = +\frac{M_B}{a} \quad (IV-54)$$

Daraus lassen sich sowohl die Biegespannungs- als auch die Längskraftspannungskomponente berechnen und die resultierenden Normalspannungsverläufe ergeben sich zu:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} z_1 \quad \sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} + \frac{M_2}{I_2} z_2 \quad (IV-55)$$

z_i $-h_i/2 < z_i < h_i/2$

Die Schubspannungen berechnen sich aus den Querkraften der ideellen Rechenquerschnitte. Die Schubspannung τ_i^A beschreibt die Eigenanteile der Querkraftabtragung. Ihr Verlauf ist parabelförmig mit dem maximalen Wert auf Höhe der Einzelschwerpunkte. Die Schubspannung τ_i^B resultiert aus den Steineranteilen der Querkraftabtragung. Ihr Verlauf ist ausgehend von den freien Oberflächen der Einzelquerschnitte linear ansteigend mit dem Maximum auf Höhe der Verbundfuge.

$$\tau_i^A = -Q_A \cdot \frac{E_i}{EI_A} \cdot \left(\frac{z_i^2}{2} - \frac{h_i^2}{8} \right) \quad (\text{IV-56})$$

$$\tau_i^B = -Q_B \cdot \frac{E_i}{EI_B} \cdot z_{s,i} \cdot \left(z_i + \frac{h_i}{2} \right) \quad (\text{IV-57})$$

Die resultierende Schubspannung τ_{max} ergibt sich aus der Summe der beiden Teilschubspannungen an der Stelle des Nulldurchgangs der Normalspannungen.

$$\tau_{max} = \max [\tau_i^A + \tau_i^B] \quad (\text{IV-58})$$

Für den Schubfluss in der Verbundfuge gilt:

$$t = \frac{Q_B}{a} \quad (\text{IV-59})$$

Das Schubanalogie-Verfahren zeichnet sich durch seine flexible Anwendbarkeit aus. Neben einer unbeschränkten Anzahl an nachgiebig verbundenen Schichten sind außerdem beliebige Auflagersituationen möglich. Bei zweiteiligen Verbundquerschnitten und einer ausreichend genauen Abbildung der Verbundsituation im ideellen System liefert das Verfahren die theoretisch exakte Lösung. Während bei kontinuierlichem Schubverbund die Berechnung mit Hilfe eines vereinfachten Verfahrens [20] erfolgen kann, ist bei der diskontinuierlichen Anordnung der Verbundmittel immer eine EDV-Unterstützung erforderlich.

IV.1.5.3 Stabwerksmodelle

Beim Rahmenmodell nach Rautenstrauch [36, 37] und dem Fachwerksmodell nach Zöllig [59] handelt es sich um Berechnungsverfahren speziell für Holz-Beton-Verbunddecken, bei denen die Verbundmittel an wenigen diskreten Punkten und mit großem Abstand zueinander angeordnet sind.

In beiden Varianten wird die Lastabtragung mittels Stabwerksmodell simuliert. Beton- und Holzebene bilden jeweils über die Trägerlänge durchlaufende Biegestäbe. Diese sind durch Fachwerksstäbe miteinander verbunden. Die Schubübertragung der Verbundmittel wird beim Modell nach Rautenstrauch durch biegesteif an Ober- bzw. Untergurt angebundene Kragarme mit dazwischenliegendem Gelenk und beim Modell nach Zöllig durch eine Kombination aus Druckdiagonale und Zugstab berücksichtigt.

Rahmenmodell nach Rautenstrauch

Das Rahmenmodell nach Rautenstrauch ist für alle Arten von diskontinuierlich angeordneten Verbundmitteln geeignet. Der durchgehende Ober- bzw. Untergurt auf Höhe der Schwerachsen repräsentiert das Eigentragverhalten der beiden Verbundpartner. Demzufolge wird er im Stabwerksmodell mit

deren Biegesteifigkeit belegt. Dazwischen werden zur Gewährleistung einer gleichen Biegelinie dehnstarre Pendelstäbe angeordnet. An der Stelle jeder auflagnahen Kervenflanke werden jeweils zwei Verbundmittelstäbe mit dazwischenliegendem Gelenk biegesteif an die beiden Gurte angeschlossen.

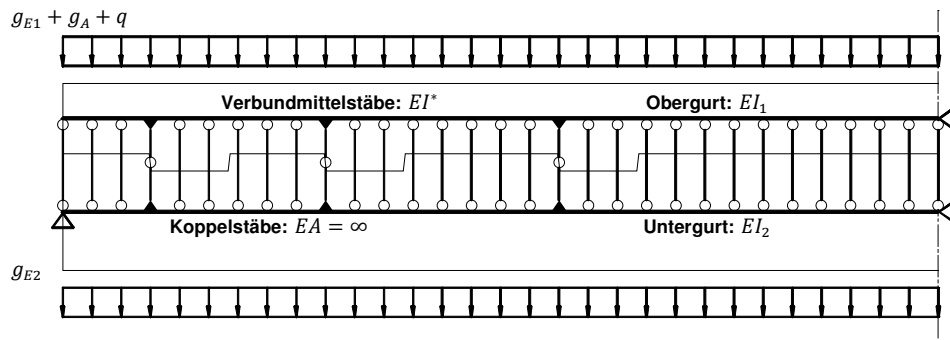


Abb. IV.8: Rahmenmodell nach Rautenstrauch, vgl. [36]

Die Schubnachgiebigkeit der Verbundmittel wird durch die Ersatzbiegesteifigkeit EI^* dieser Verbundmittelstäbe berücksichtigt. Resultierend aus dem Exzentrizitätsmoment an der Einspannstelle werden in den Pendelstäben des Ersatzsystems Normalkräfte aktiviert. Auf der dem Auflager zugewandten Seite entstehen Druckkräfte, während auf der gegenüberliegenden Seite Zugkräfte auftreten. In der Verbundfuge des realen Systems können jedoch keine Zugkräfte übertragen werden. Aus diesem Grund werden die Pendelstäbe im Stabwerksprogramm mit der Option ‚Stabausfall bei Zug‘ belegt. Fällt ein Pendelstab aus, so ist dies gleichbedeutend mit einer klaffenden Fuge zwischen Holz- und Betonquerschnitt. In diesem Fall werden die Gurtsteifigkeiten im statischen Ersatzsystem mitberücksichtigt (Abb. IV.10) und die Ersatzbiegesteifigkeit berechnet sich gemäß Gl. IV-61. Andernfalls kann vereinfachte Ersatzsystem (Abb. IV.9) gewählt werden und EI^* ergibt sich nach Gl. IV-60. [37]

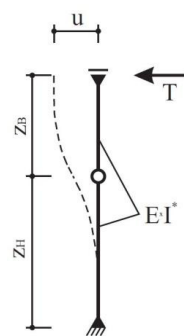


Abb. IV.9: Vereinfachtes Ersatzsystem unter Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit [36]

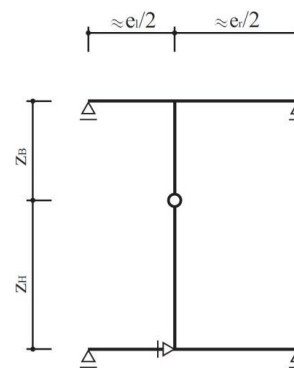


Abb. IV.10: Detailliertes Ersatzsystem unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [36]

Die Länge der Verbundmittelstäbe z_B und z_H ist von der höhenmäßigen Lage des Gelenks abhängig. In der Fachliteratur wird diese bei der Verbindung mittels Kerven unterschiedlich angegeben. Während aus den Abbildungen in [36, 37] die Lage des Gelenks mittig der Kervenhöhe entnehmbar ist, gibt sie Michelfelder [29] auf Höhe der Verbundfuge und Winter [57] auf Höhe der Schwerachse des Verbundquerschnitts an. Die Anordnung des Gelenks hat kaum Auswirkungen auf die Systemsteifigkeit des Verbundträgers, da diese durch die Ersatzbiegesteifigkeit der Verbundmittelstäbe wieder

ausgeglichen wird. Jedoch ändert sich bei unterschiedlichen Abständen des Gelenks von den Schwerachsen der Einzelquerschnitte die Höhe der Exzentrizitätsmomente.

$$EI^* = \frac{K_i}{3} \cdot (z_B^3 + z_H^3) \quad (\text{IV-60})$$

$$EI^* = \frac{z_B^3 + z_H^3}{\frac{3}{K_i} - \frac{e_l^3 + e_r^3}{2 \cdot (e_l + e_r)^2} \cdot \left(\frac{z_B^2}{EI_B} + \frac{z_H^2}{EI_H} \right)} \quad (\text{IV-61})$$

z_B Abstand Schwerachse Betonquerschnitt – Gelenk

z_H Abstand Schwerachse Holzquerschnitt – Gelenk

e_l Abstand nach links zum nächsten Koppelstab

e_r Abstand nach rechts zum nächsten Koppelstab

K_i Verschiebungsmodul eines Verbundmittels nach Gl. IV-26

Fachwerksmodell nach Zöllig

Beim Fachwerksmodell nach Zöllig [59] handelt es sich um eine Anwendung der Fachwerksanalogie für das von Natterer und Hoeft [32] entwickelte Verbundsystem aus Kerbe plus Holzschraube. Das statische Ersatzsystem besteht aus Ober- und Untergurt im Schwerpunkt der Einzelquerschnitte mit dazwischenliegenden Fachwerkstäben.

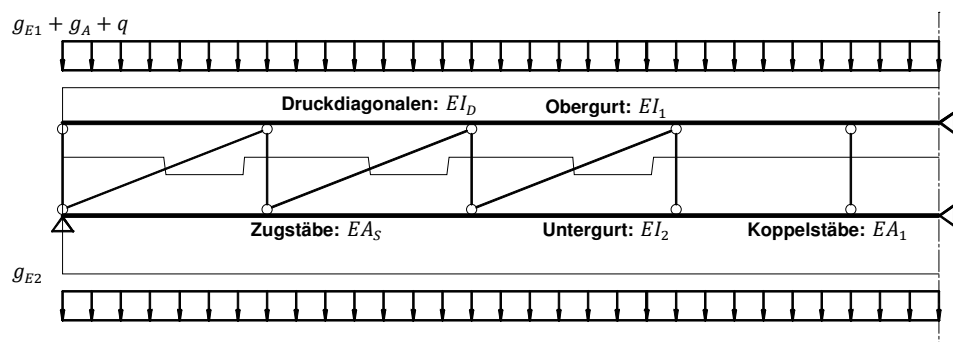


Abb. IV.11: Fachwerksmodell nach Zöllig, vgl. [59]

Die Gurte bestehen aus durchgehenden Biegestäben mit der Biegesteifigkeit der realen Materialquerschnitte (Holz und Beton). An jeder Kerbe wird die Schubübertragung durch die Kombination aus Druckdiagonale und Zugstab simuliert. Die Normalkräfte aus dem Obergurt werden von der Betondruckstrebe über die Kervenflanke in den Holzquerschnitt übertragen. Als Konsequenz dieser Überlegung wird die Kervenflanke geneigt ausgeführt. Nach Zöllig [59] sollten die Kerven zudem im Grund ausgerundet werden, um Spannungsspitzen zu vermeiden. Aus dem vertikalen Kräftegleichgewicht folgt eine Zugbeanspruchung der an den Lasteinleitungspunkten der Druckdiagonalen angreifenden vertikalen Fachwerksstäbe. Diese Kräfte müssen durch Schrauben aufgenommen werden. Die in regelmäßigen Abständen zwischen den innersten Kerven angeordneten vertikalen Koppelstäbe erfahren eine Druckbeanspruchung. Sie werden mit der Dehnsteifigkeit des Obergurts belegt. Mit den Schnittgrößen aus dem Stabwerksmodell erfolgt im Anschluss die Bemessung von Beton- und Holzquerschnitt, Kerbe und Schraube.

Die beiden Stabwerksmodelle eignen sich gut für die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit nur wenigen an diskreten Punkten angeordneten Verbundmitteln. Die diskontinuierliche Schubübertragung wird berücksichtigt und die Schnittgrößen können direkt aus den Resultaten der Stabwerksberechnung abgelesen werden. Aufgrund des mehrfach statisch unbestimmten Systems ist ein geeignetes EDV-Programm nahezu unentbehrlich. Im Falle der Schubübertragung mittels Kerven wird ein Teil der Normalkraft im Obergurt durch die Bildung einer Betondruckstrebe direkt über die Kervenflanke in den Untergurt abgetragen. Die restliche Normalkraft erzeugt als exzentrische Scherkraft ein Versatzmoment. Dieses wird beim Rahmenmodell nach Rautenstrauch überschätzt, während es beim Fachwerksmodell nach Zöllig überhaupt nicht erfasst wird. Umgekehrt wird beim Modell nach Zöllig die Wirkung der Betondruckstrebe überschätzt, welche beim Modell nach Rautenstrauch vollständig vernachlässigt wird. Das Verhalten des realen Systems liegt zwischen diesen beiden Betrachtungen.

IV.1.5.4 Numerische Simulation

Bei der FEM (Finite Elemente Methode) handelt es sich um ein numerisches Verfahren zur Berechnung der Verschiebungsgrößen eines beliebigen Körpers unter Beanspruchung. Dazu wird das Bauteil in eine bestimmte Anzahl an Elementen (Scheiben, Platten, 3D-Elemente) endlicher Größe unterteilt. Anschließend werden für jeden Eckpunkt eines Finiten Elements Verschiebungsansätze definiert. Gesucht sind die darin enthaltenen unbekannten Weggrößen. Diese werden durch das Einsetzen der Verschiebungsansätze in ein diskretisiertes Differentialgleichungssystem numerisch bestimmt. Aus den Verformungen können über ein Materialmodell die Spannungen in einer Nachlaufrechnung ermittelt werden.

Im Bereich der Holz-Beton-Verbunddecken wird das Verfahren häufig für die Überprüfung der Anwendbarkeit von analytischen Näherungsverfahren, für Detailuntersuchungen oder für die Beurteilung von Schadensursachen verwendet. Bei Scherversuchen von Verbundmitteln erfolgt der Einsatz von numerischen Simulationen oft begleitend, um den Versuchsaufbau zu verbessern oder das Bauteil zu optimieren. Im Gegensatz zu Bauteilversuchen können die Spannungen und Dehnungen an jeder Stelle ermittelt und die Randbedingungen leichter variiert werden. [39]

Bei HBV-Konstruktionen können die Bauteile aus Holz durch anisotrope und jene aus Beton durch isotrope Volumenelemente abgebildet werden. Die Schubnachgiebigkeit in der Verbundfuge ist durch eine Kombination von linearen Federelementen sowohl in x- als auch in z-Richtung möglich. [55]

Für die Simulation in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit kann das Materialverhalten über den elastischen Bereich hinaus abgebildet werden. Dies wird durch nichtlineare Materialmodelle für die Werkstoffe Holz und Beton erreicht [39]. Bei Bauteilversuchen von Michelfelder [29] am Schubsystem mit Kerven erfolgte das Versagen bei allen Scher- und Biegeversuchen jeweils spröde mit einem linear-elastischen Materialverhalten bis hin zum Bruch, weshalb auch für die numerischen Untersuchungen ein linear-elastisches Materialmodell verwendet wurde.

Vergleichsrechnungen zwischen numerischen und analytischen Verfahren sind u. a. in [29, 39, 55] enthalten.

IV.2 Eignung des Gamma-Verfahrens

In diesem Abschnitt wird die Eignung des Gamma-Verfahrens hinsichtlich der in Kap. I.3 definierten Ziele dieser Arbeit untersucht. Zusammengefasst sind dafür die folgenden Punkte ausschlaggebend:

- Korrektheit und Zulässigkeit der Berechnung
- Systemoptimierung durch Variation der Eingangsparameter
- Effizienz, Zuverlässigkeit und Flexibilität in der praktischen Anwendung

Entscheidend für die Korrektheit der Berechnung von Holz-Beton-Verbundträgern mit dem Gamma-Verfahren ist die wirklichkeitsnahe Abbildung der bemessungsmaßgebenden Kenngrößen in einer praxisrelevanten Genauigkeit. Dazu werden die Ausgabewerte des Gamma-Verfahrens mit jenen eines vorher verifizierten Referenzverfahrens verglichen. Um außerdem die Forderung nach Flexibilität in der Anwendung zu erfüllen, wird die Rechengenauigkeit sowohl bei kontinuierlichem als auch bei diskontinuierlichem Verbund untersucht. Abschließend wird die Auswirkung einer Streuung der Eingangsgrößen auf die relevanten Bemessungsgrößen aufgezeigt.

Die Systemoptimierung durch Variation der Eingangsparameter ist mit dem Gamma-Verfahren in vertretbarem Aufwand möglich, da es sich als analytisches Verfahren gut für die Berechnung mit einem Tabellenkalkulationsprogramm eignet. Als Hilfestellung und Orientierung werden die Auswirkungen der wichtigsten Parameter auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen dargestellt.

Bereits vorwegnehmend kann die Effizienz und Zuverlässigkeit des Verfahrens in der praktischen Anwendung aufgrund der vergleichsweise einfachen Handhabung und der einheitlichen Bemessungsabläufe bestätigt werden.

IV.2.1 Kenngrößen und Einflussfaktoren

Die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen von Holz-Beton-Verbundträgern sind in den meisten Fällen die Endverformung w_{fin} in Feldmitte und der Schubfluss t in der Verbundfuge.

In Abb. IV.12 sind die zahlreichen Einflüsse dargestellt. Die beiden entscheidenden Einflussvariablen sind zum einen die über die Trägerlänge verschmierte effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} und zum anderen das Betonschwinden, welches durch die Schwinddehnung ε_{cs} definiert wird. Die Schwinddehnung des Betons geht als konstanter Eingangswert aus hauptsächlich materialtechnischen Vorgaben in die Berechnung ein. Die Faktoren für die Höhe dieses Werts werden in Kap. IV.3.2 behandelt. Demgegenüber besitzt der theoretische Wert der effektiven Biegesteifigkeit eine Vielzahl rechentechnischer Einflussfaktoren.

Eine davon ist das Verschiebungsmodul K_i , welches das wesentliche Kriterium der Verbundwirkung darstellt. In der Literatur weichen die Angaben für das Modul von Kernen teilweise stark voneinander ab, was aufgrund der Vielzahl an Einflussfaktoren nicht weiter verwunderlich ist. Aus diesem Grund findet eine Einschätzung über die tatsächlich zu erwartende Größenordnung statt.

In diesem Zusammenhang ist auch das Modell zur Bestimmung des effektiven Verbundmittelabstands s_{eff} wichtig, da es zusammen mit dem Schubmodul die Fugensteifigkeit und damit den Nachgiebig-

keitsfaktor γ definiert. Deshalb wird die Berechnung der Nachgiebigkeit bei diskontinuierlichem Verbund vergleichsweise einmal mit dem Ansatz nach EN 1995-1-1 (Gl. IV-29) und einmal mit jenem von Michelfelder (Gl. IV-31) durchgeführt.

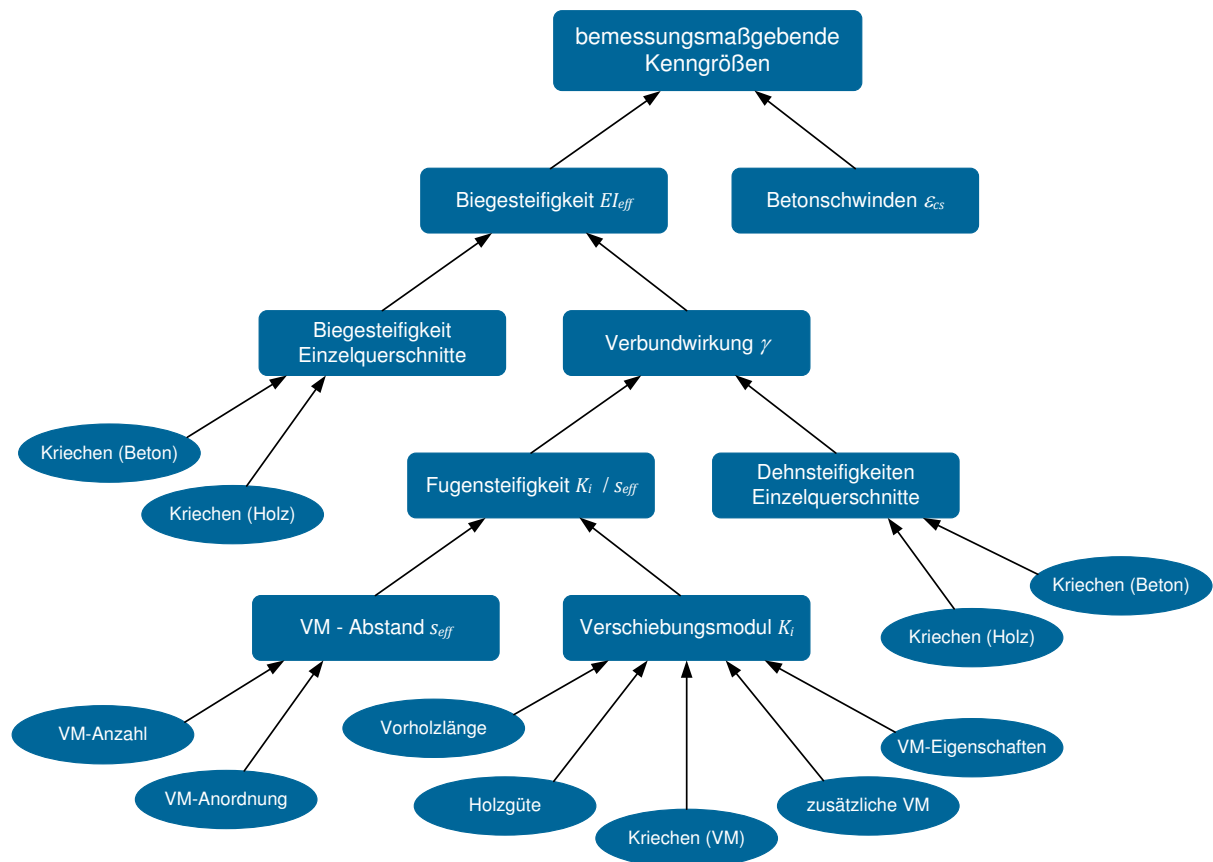


Abb. IV.12: Einflussfaktoren der effektiven Biegesteifigkeit

Für die Einschätzung der zu erwartenden effektiven Biegesteifigkeit ist das Wissen um deren theoretische Grenzen bedeutend. Die volle Verbundwirkung kann bei Holz-Beton-Verbunddecken praktisch nur durch Klebeverbund erreicht werden. Nur dann ist die Bedingung eines kontinuierlichen Verbunds mit unendlich großem Verschiebungsmodul annähernd erfüllt und es kann von starrem Verbund ausgegangen werden. Bei diskontinuierlichem Verbund ist selbst bei theoretisch unendlichem Verschiebungsmodul der einzelnen Verbundmittel kein starrer Verbund zu erreichen, da die Schubverbindung nur punktuell wirkt und zwischen den einzelnen Verbundmitteln, insbesondere aber zwischen Auflager und dem äußersten Verbundmittel, Verschiebungen in der Verbundfuge auftreten.

In Tab. IV.1 sind die theoretischen Grenzwerte der effektiven Biegesteifigkeit und der Streubereich beim Verbund durch Kerven dargestellt.

Tab. IV.1: Grenzwerte der effektiven Biegesteifigkeit

Art des Verbunds	EI_{eff}
Ohne Verbund mit $EA_1 = EA_2$	25%
Starrer Verbund	100%
Nachgiebiger Verbund mittels Kerven	70-90%

IV.2.2 Verbundsteifigkeit von Kerven

Die im Zuge der diversen Forschungsvorhaben publizierten Verschiebungsmoduln von Kerven weisen eine sehr hohe Schwankungsbreite auf. Neben der Art und Weise der Versuchsdurchführung ist dies hauptsächlich auf den Einfluss der zahlreichen Verbundparameter zurückzuführen. Aus diesem Grund werden nachfolgend die Auswirkungen der einzelnen Einflussfaktoren auf die Verbundwirkung anhand der Parameterstudie von Michelfelder [29] aufgezeigt und daraus ein spezialisiertes Verschiebungsmodul abgeleitet. Die Zulässigkeit der Verwendung dieses Werts wird abschließend durch den Vergleich mit den Literaturangaben und den Auswirkungen einer Streuung auf die effektive Biegesteifigkeit überprüft.

IV.2.2.1 Zusammenhänge

Michelfelder [29] untersucht in ihrer Parameterstudie auf Basis der FE-Modellierung einer Flachdecke die Auswirkungen der einzelnen Einflussfaktoren auf das Verschiebungsmodul von Kerven bzw. die effektive Biegesteifigkeit des Verbundträges. Gleichzeitig resultieren daraus Empfehlungen für die Ausführung einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Kerven. Die dabei verwendeten Materialeigenschaften und geometrischen Randbedingungen sind in Tab. IV.2 angegeben. Da das der Studie zugrundegelegte Modell eine Flachdecke abbildet, muss die Richtigkeit der nachfolgenden Zusammenhänge für Rippendecken fallweise überlegt und gegebenenfalls angepasst werden.

Tab. IV.2: Angaben FE-Modell nach Michelfelder, vgl. [29]

Beton	C20/25	$h_B = 8\text{cm}$	$b_B = 50\text{cm}$
Holz	C16	$h_H = 12\text{cm}$	$b_H = 50\text{cm}$
Kerventiefe		$t_K = 2\text{cm}$	
Vorholzlänge		$l_{VH} = 25\text{cm}$	

- **Kerventiefe:** Aus der Variation der Kerventiefe ist ein überproportionaler Zusammenhang mit dem Verschiebungsmodul erkennbar.

FEM-Modell S4 (ohne Schraube); Vorholzlänge $l_{VH} = 25\text{cm}$

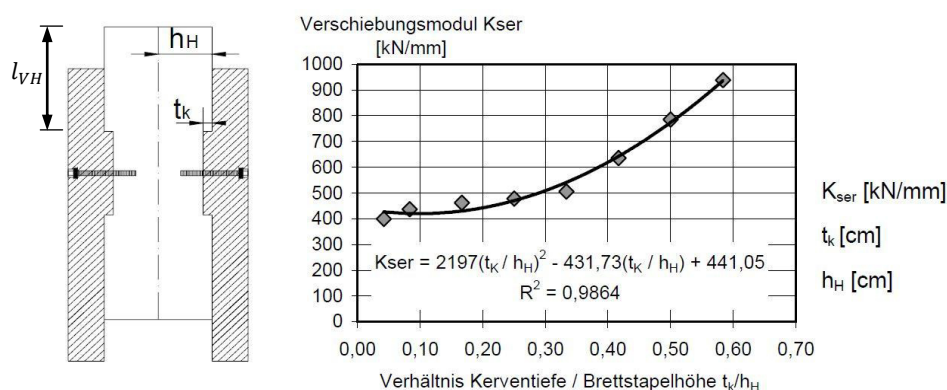


Abb. IV.13: Variation der Kerventiefe [29]

Während sich die Werte im allgemein gebräuchlichen Bereich zwischen $t_k = 1 - 4\text{cm}$ nur geringfügig ändern, steigt die Steifigkeit darüber hinaus stark an. Der Grund dafür ist die Verschiebung des Schwerpunkts der Kervenflanke mit steigender Kerventiefe in Richtung des Holzquerschnitts.

Dadurch wird ein Teil der Schubkraft direkt aus der Druckstrebe über Normalkraftpressung in den Holzquerschnitt eingeleitet und die Steifigkeit der Verbindung steigt überproportional an. Es darf daher keine lineare Abhängigkeit des Verschiebungsmoduls von der Kerventiefe angenommen werden. [29]

- **Kervenausbildung:** Oftmals werden die Kerven für eine verbesserte Lastabtragung entsprechend ausgeformt. Durch eine aus der Vertikalen geneigte Kervenflanke soll die Krafteinleitung aus den Betondruckstreben (vgl. Fachwerksmodell nach Zöllig [59]) in den Holzquerschnitt verbessert und Querzugspannungen in der Scherfläche verhindert werden. Außerdem sollen durch Abrundung der Ecken zwischen Kervengrund und Kervenflanke Spannungsspitzen vermieden werden. Bei einer Holz-Beton-Verbunddecke resultiert aus dem Exzentrizitätsmoment eine Druckkraft auf die querzuggefährdete Scherfläche. Aus der Studie von Michelfelder [29] geht hervor, dass durch diese Druckkraft die Scherfläche für übliche Kerventiefen (1 - 4cm) selbst bei vertikalen Kervenflanken nur bei kleiner Vorholzlänge geringfügig nicht überdrückt wird. Aufgrund der geringen Größe im Vergleich zu den Druckkräften und der begrenzten Ausdehnung sind die Querzugspannungen jedoch vernachlässigbar. Weiters folgt aus der Studie, dass bei vertikalen Kervenflanken das Verschiebungsmodul am größten ist. Eine Abrundung der Ecken ist nicht erforderlich, da in den experimentellen Versuchen keine Schäden in diesem Bereich erkennbar waren. [29]
- **Vorholzlänge:** Aus Abb. IV.14 ist deutlich ein linearer Anstieg des Verschiebungsmoduls bei vergrößerter Vorholzlänge ersichtlich. Um eine einheitliche Schubkraft aller Kerven zu erreichen, erfolgt deren Anordnung oft angepasst an den Querkraftverlauf. In diesem Fall definieren sich daraus die einzelnen Vorholzlängen und es ist kein weiteres Steigerungspotential des Verschiebungsmoduls gegeben. Bei einer Steigerung der Vorholzlängen ist zu beachten, dass im Bereich zwischen Auflager und erster Kerbe kein Verbund herrscht und das Gesamtmoment somit ausschließlich über Biegung der beiden Teilquerschnitte abgetragen wird. Bei einer vergrößerten ersten Vorholzlänge können die dort auftretenden Randspannungen deshalb bemessungsrelevant werden. Bei den Projekten der Vergleichsrechnungen liegen die Vorholzlängen durchwegs über dem Wert der Studie, weshalb aus diesem Einflussfaktor ein deutlich erhöhtes Verschiebungsmodul zu erwarten ist. [29]

FEM-Modell S4 (ohne Schraube); Kerventiefe $t_K = 2\text{cm}$

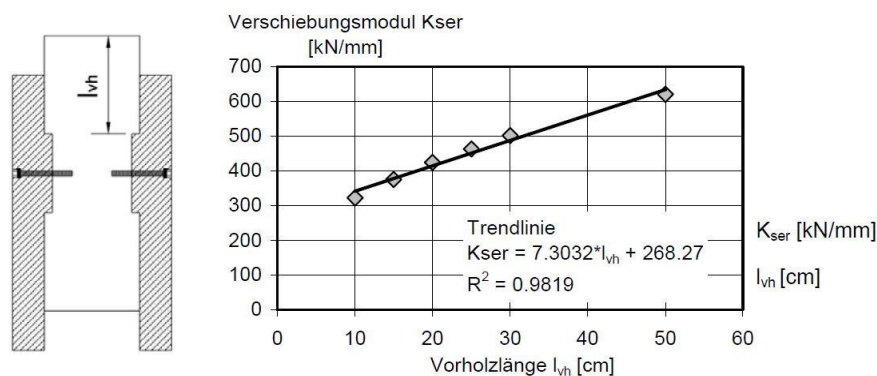


Abb. IV.14: Variation der Vorholzlänge [29]

- **zusätzliche stiftförmige Verbundmittel:** Durch den Einbau von Schrauben zusätzlich zur Kerbe lässt sich das Verschiebungsmodul in Abhängigkeit der Schraubenlage mehr oder weniger stark steigern. Der Grund liegt in der teilweisen Verlagerung der Schubkräfte von der Kerbe auf die Schrauben. Beispielsweise beteiligt sich beim FE-Modell von Michelfelder die in Kernenmitte angeordnete Schraube auf Gebrauchsniveau zu 37% an der Lastabtragung, die verbleibenden 63% werden nach wie vor von der Kerbe übernommen. Dieser Zustand hält solange an, bis die Lochleibung überschritten und die gesamte Längskraft auf die Kerbe verlagert wird. Somit kann durch eine Schraube das Verschiebungsmodul, nicht jedoch die Traglast, gesteigert werden. Aus Abb. IV.15 geht hervor, dass sich der Einfluss der Schraubenlage mit wachsendem Abstand zur Krafteinleitung erhöht. Demnach ist die Anordnung neben der kraftabgewandten Kervenflanke am effizientesten. [29]

FEM-Modell S3 (mit Schraube); Vorholzlänge $l_{VH} = 25\text{cm}$; Kerventiefe $t_K = 2\text{cm}$

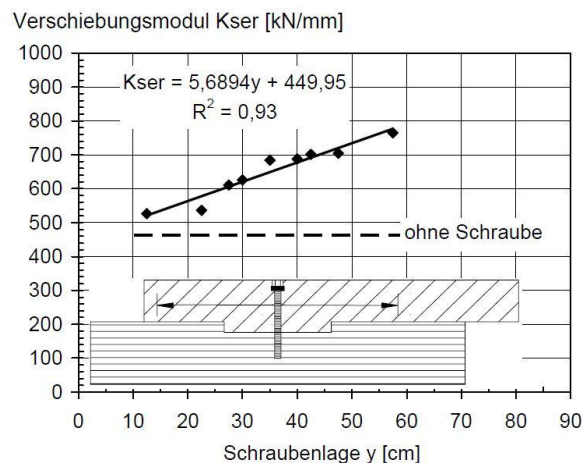


Abb. IV.15: Einfluss der Schraubenlage [29]

Der Einbau von Schrauben hat zudem einen positiven Einfluss auf das Langzeitverhalten. Nach den Aufzeichnungen des Kriechfaktors auf Basis experimenteller Langzeit-Scherversuche weisen beide Verbindungen mit Schraube einen um ca. 0,10 geringeren Kriechfaktor nach 400 Tagen auf, als die Variante ohne Schraube. [29]

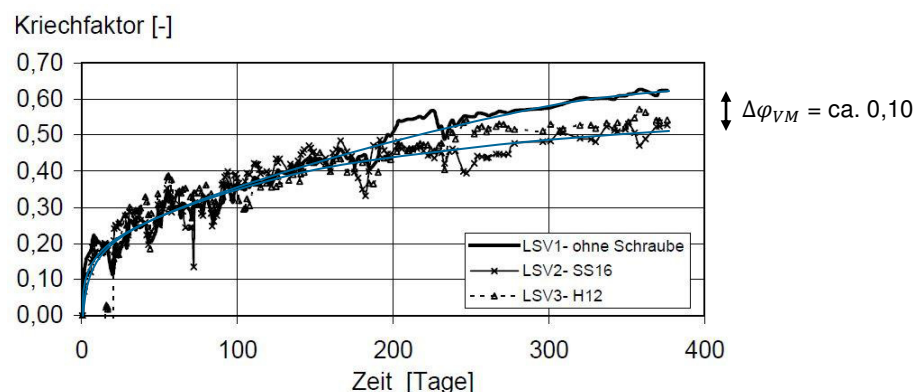


Abb. IV.16: Kriechfaktorentwicklung [29]

Einhergehend mit dem Einbau von Schrauben resultiert ein erhöhter Arbeitsaufwand und damit auch deutlich höhere Kosten. Es ist anzuraten, in einer Kostenanalyse alternative Methoden für die Steigerung der Biegesteifigkeit (z. B. größere Querschnittsabmessungen, größere Kerventiefe, höhere Materialgüte) mit der Variante zusätzlicher Schrauben zu vergleichen.

- **Materialsteifigkeit von Holz:** Durch die Variation des Elastizitätsmoduls des Holzes in der numerischen Untersuchung wird dessen linearer Zusammenhang mit der Verbundmittelsteifigkeit erkennbar. Somit kann durch die Verwendung von Holz höherer Güte das Verschiebungsmodul merkbar gesteigert werden. [29]

FEM-Modell S4 (ohne Schraube); Vorholzlänge $l_{VH} = 25\text{cm}$; Kerventiefe $t_K = 2\text{cm}$

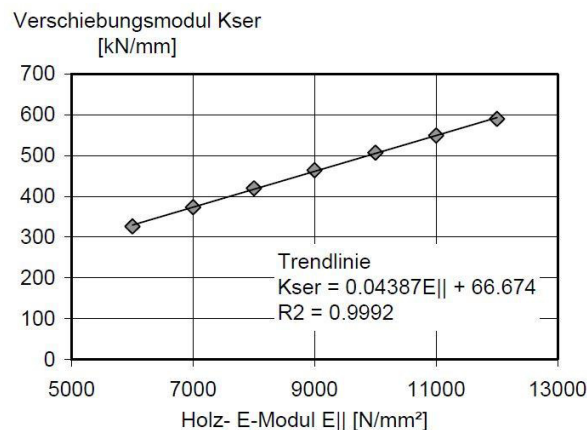


Abb. IV.17: Einfluss des Holz E-Moduls [29]

- **Verhältnis der Bauteilstärken:** Durch die Variation des Verhältnisses von Brettstapelhöhe zu Betonhöhe untersucht Michelfelder unter anderem den Einfluss der Bauteilstärken auf die effektive Biegesteifigkeit von Flachdecken. Aus Abb. IV.18 wird deutlich, dass mit zunehmendem Faktor die effektive Biegesteifigkeit über alle Trägerlängen abnimmt. Aus diesem Grund wird ein Verhältnis von $h_H : h_B = 3 : 2$ in Hinblick auf größtmögliche Biegesteifigkeit empfohlen. [29]

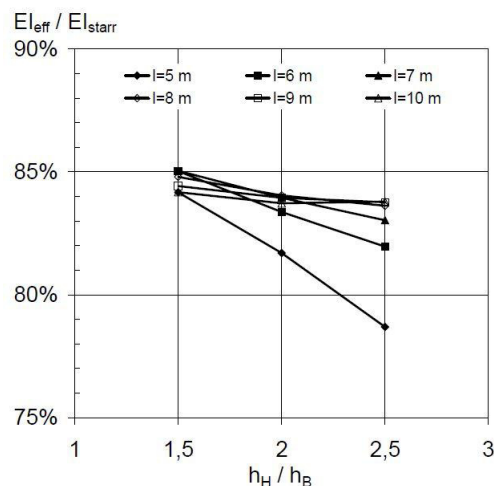


Abb. IV.18: Einfluss der Bauteilstärken [29]

IV.2.2.2 Spezialisierung

Aus den Zusammenhängen im vorigen Abschnitt wird deutlich, dass die Verbundmittelsteifigkeit von Kernen bei unterschiedlichen Randbedingungen deutlich variieren kann. Daher wird in Tab. IV.3 die Spezialisierung auf ein konkretes Beispielprojekt vorgenommen.

Die von Michelfelder [29] durchgeführten Untersuchungen basieren auf den eingangs dargestellten Materialeigenschaften und geometrischen Randbedingungen, bei denen jeweils die Auswirkungen der Variation eines Parameters untersucht werden. Daraus ergeben sich lineare oder überproportionale Zusammenhänge zwischen Einflussfaktor und Verbundmittelsteifigkeit. Für die Einschätzung werden nun die Eckdaten des Projekts Lustenau (vgl. Tab. III.1) mit jenen der Parameterstudie verglichen. Stimmen sie nicht überein, so findet eine Anpassung des Verschiebungsmoduls entsprechend den Zusammenhängen aus der Studie statt.

Tab. IV.3: Spezialisierung des Verschiebungsmoduls am Bsp. Lustenau

Einflussfaktoren	Parameterstudie Michelfelder [29]	Projekt Lustenau	Prognose [29]	Faktor
Kerventiefe t_K	2cm	2cm		✓
Vorholzlänge l_{VH}	25cm	40cm	$\frac{7,3032 \cdot 40 + 268,27}{7,3032 \cdot 25 + 268,27}$	1,25
Schraubenlage	keine Schrauben	Kervenmitte		1,50
E-Modul Holz $E_{0,mean}$	8.000N/mm ²	11.600N/mm ²	$\frac{0,04387 \cdot 11.600 + 66.674}{0,04387 \cdot 8.000 + 66.674}$	1,20
Produkt der Anpassungsfaktoren $\sim 1,25 \cdot 1,50 \cdot 1,20 \sim$				2,25

Ausgehend vom Verschiebungsmodul bei einer Vorholzlänge von 25cm entsprechend der Gleichung in Abb. IV.14 kann somit die auf die Randbedingungen des Beispielprojekts spezialisierte Verbundmittelsteifigkeit berechnet werden:

$$K_{ser} \sim 450 \text{ kN/mm} \cdot 2,25 \sim 1.000 \text{ kN/mm} \quad (\text{IV-62})$$

Im folgenden Abschnitt wird die Größenordnung dieses Werts mit den Angaben aus anderen Literaturquellen verglichen.

IV.2.2.3 Verschiebungskennwert

In Tab. IV.4 sind die Untersuchungsergebnisse aus den diversen Forschungsvorhaben an Kernen zusammengefasst dargestellt. Sofern nicht anders vermerkt, wurden die Werte für eine Flachdecke ermittelt. Bei den Angaben für das Verschiebungsmodul für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (K_{ser}) handelt es sich jeweils um Mittelwerte aus einer Versuchsreihe. Das Modul für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (K_u) kann entweder nach der Empfehlung in EN 1995-1-1 [77] als zwei Drittel von K_{ser} berechnet oder aus dem 5%-Quantil aller Werte bestimmt werden.

Die Auflistung zeigt dabei eine große Schwankungsbreite bei K_{ser} . Gründe dafür sind zum einen die teilweise stark variierenden Eingangsparameter (Kervengeometrie, Materialeigenschaften, zusätzliche Verbundschrauben, Kontaktverbund...) und zum anderen die unterschiedlichen Herangehensweisen zur Ermittlung dieser Kennwerte. So wurde die Verbundmittelsteifigkeit entweder aus einem Scherver-

such am Trägereilstück mit direkter Verschiebungsmessung oder aus einem Biegeversuch am Gesamtsystem mit anschließender Rückrechnung des Verschiebungsmoduls aus der Trägerdurchbiegung abgeleitet. In anderen Fällen wurden die experimentellen Versuche durch numerische Untersuchungen simuliert.

Tab. IV.4: Verschiebungsmoduln von Kernen

Literaturquelle	Verschiebungsmodul	[kN/mm·1/m]
Michelfelder [29]	$K_{ser} = K_u =$	429
Schönborn [47]	$K_{ser} =$	1.135
	$K_u = 2/3 K_{ser} =$	757
	oder $K_u = K_{0,05} =$	424
Kuhlmann / Gerold / Schänzlin [22]	$K_{ser} =$	860 ... 2.235
Frangi / Fontana [11]	$K_{ser} =$	~ 1.400
	$K_{ser,Balken} =$	~ 1.150

Aufgrund der großen Unterschiede kann aus den Literaturangaben kein konkreter Wert sondern lediglich eine Bandbreite für das Verschiebungsmodul von Kernen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit abgeleitet werden (Gl. IV-63).

$$K_{ser} \sim 500 - 1.500 \text{ kN/mm} \quad (\text{IV-63})$$

Der im vorigen Abschnitt spezialisierte Wert liegt dabei in der Mitte dieses Bereichs und damit abgesehen von der sehr niedrigen Angabe von Michelfelder in guter Übereinstimmung mit den empfohlenen Modulen der anderen Autoren. Da die Eigenschaften des Beispiels Lustenau weniger den Randbedingungen des Versuchskörpers von Michelfelder sondern mehr jenen der anderen Objekte entsprechen, kann die Spezialisierung als zulässig betrachtet werden.

In Abb. IV.19 ist die Auswirkung dieser Streuung am Beispiel Lustenau dargestellt. Demnach liegt der Einfluss auf die effektive Biegesteifigkeit bei unter zehn Prozent. Aufgrund dieser geringen Varianz kann der Verschiebungskennwert von Kernen mit $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ bestimmt und für alle Beispiele zur Überprüfung der Rechengenauigkeit bei diskontinuierlichem Verbund verwendet werden.

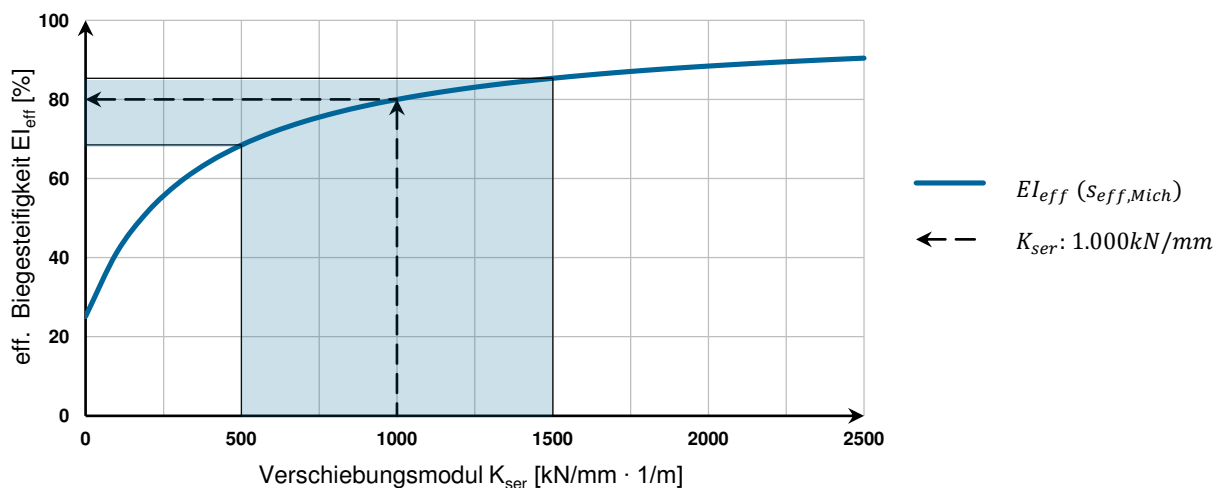


Abb. IV.19: Einfluss des Verschiebungsmoduls, Bsp. Lustenau

IV.2.3 Rechengenauigkeit bei kontinuierlichem Verbund

Für einen Verbundträger bestehend aus zwei nachgiebig miteinander verbundenen Einzelquerschnitten und kontinuierlicher Schubübertragung in der Verbundfuge liefert das Schubanalogie-Verfahren die theoretisch exakte Lösung [57, 34, 61]. Es dient somit als Referenz für die Bewertung der Genauigkeit des Gamma-Verfahrens bei kontinuierlichem Verbund.

Ausgehend vom Bemessungsbeispiel einer HBV-Flachdecke nach Kap. III.3.1 werden nachfolgend die effektiven Biegesteifigkeiten berechnet, zum einen mit dem Gamma-Verfahren und zum anderen mit dem Schubanalogie-Verfahren, und anschließend miteinander verglichen. Dazu wird die Fugensteifigkeit bei kontinuierlicher Schubübertragung im Bereich zwischen $k_i = 0 - 2.5000\text{N/mm}^2 \cdot 1/\text{m}$ variiert. Unter der Annahme eines statisch bestimmt gelagerten Einfeldträgers sind drei der vier Bedingungen für ein exaktes Gamma-Verfahren nach Abschnitt IV.1.5.1 erfüllt. Nicht erfüllt ist die Bedingung einer sinusförmigen Belastung.

Bei Nichtberücksichtigung der Schubverformungen in den beiden Einzelquerschnitten liefert das Gamma-Verfahren kaum nachweisbar geringere Werte als das Schubanalogie-Verfahren. Somit sind die Auswirkungen einer konstanten Gleichlast im Vergleich mit einer sinusförmigen Belastung zu vernachlässigen.

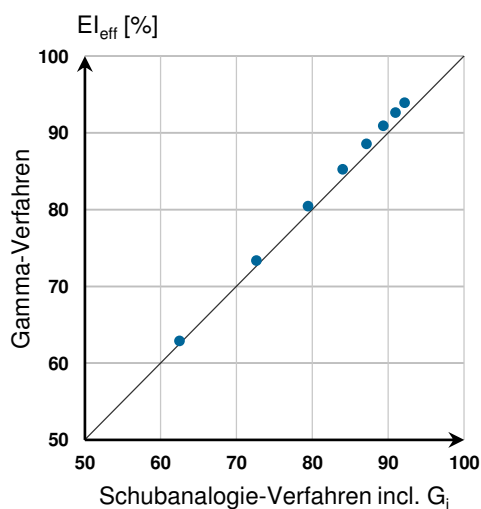


Abb. IV.20: Gamma-Verfahren, Kont. Verbund

Unter Berücksichtigung der Schubdeformation beim Schubanalogie-Verfahren mit einem Schubmodul des Betons von $G_1 = 13.000\text{N/mm}^2$ und jenem von Holz mit $G_2 = 720\text{N/mm}^2$ ergibt sich mit dem Gamma-Verfahren eine geringfügige Unterschätzung der effektiven Biegesteifigkeit zwischen 0 - 2%, in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit der Verbundfuge (Abb. IV.20).

Der Einfluss der Schubdeformation ist somit sehr gering und kann daher in der Praxis vernachlässigt werden.

IV.2.4 Rechengenauigkeit bei diskontinuierlichem Verbund

Als Referenzverfahren für die Beurteilung der Genauigkeit des Gamma-Verfahrens bei diskontinuierlicher Schubübertragung mittels Kerven ist das Rahmenmodell nach Rautenstrauch potentiell zweckmäßig. Um dessen Eignung als Vergleichsbasis zu überprüfen, müssten bestenfalls Vergleichsrechnungen mit Ergebnissen aus experimentellen Versuchen durchgeführt werden. Da diese Untersuchungen immer einer großen Streuung unterliegen und bisher in der Literatur keine Forschungsergebnisse mit einer großen Anzahl an Versuchskörpern publiziert wurden, wird hierzu die numerische Parameteruntersuchung von Michelfelder [29] herangezogen. Michelfelder ermittelt bei

ihrem Vergleich zwischen Finite Elemente Simulation und Stabwerksberechnung eine mittlere Abweichung von -3,1% bei der effektiven Biegesteifigkeit und -0,9% bei der Schubkraft je Kerve. Diese geringfügige durchschnittliche Unterschätzung kann als vernachlässigbar klein eingestuft werden. Folglich wird das Stabwerksmodell nach Rautenstrauch als verifiziert betrachtet.

Im Vergleich zu den Anforderungen an ein theoretisch exaktes Gamma-Verfahren werden zwei von vier Bedingungen nicht eingehalten. Nachdem sich die Forderung nach einer sinusförmigen Belastung und die Nichtberücksichtigung der Schubverformungen als vernachlässigbar erwiesen haben, werden nachfolgend die Auswirkungen der diskontinuierlichen Schubübertragung auf die effektive Biegesteifigkeit untersucht. Dazu werden sämtliche in Tab. III.1 aufgeführten HBV-Decken mit dem statischen System eines Einfeldträgers einer Vergleichsrechnung unterzogen.

Der anschließende Vergleich besteht aus einer Gegenüberstellung der mit unterschiedlichen Verfahren berechneten effektiven Biegesteifigkeiten. Dabei werden neben den Ergebnissen aus dem Gamma-Verfahren jene aus dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch, jene aus den von mkp durchgeführten statischen Berechnungen und jene aus der auf einer FEM-Simulation basierenden Studie von Michelfelder [29] miteinander verglichen und die Unterschiede analysiert.

Die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit erfolgt außer beim Gamma-Verfahren durch Rückrechnung der Durchbiegung des Biegeträgers resultierend aus der Belastung durch sein Eigengewicht (Glg. IV-64). Diese Möglichkeit bietet sich nur bei statisch bestimmten Systemen, weshalb für diesen Vergleich nur die Einfeldträger der in Tab. III.1 aufgeführten Objekte herangezogen werden. Der Vergleich mit der Biegesteifigkeit bei starrem Verbund liefert den Prozentanteil von EI_{eff} an EI_{starr} und damit eine bewertbare Größe der Gesamtsteifigkeit eines Biegeträgers mit nachgiebigem Verbund.

$$EI_{eff} = \frac{5}{384} \frac{g \cdot l^4}{u_g} \quad (IV-64)$$

Die Schubnachgiebigkeit in der Verbundfuge wird bei allen Berechnungen gemäß den Erkenntnissen aus Kap. IV.2.2 mit einem approximierten Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ pro Meter Kervbreite berücksichtigt.

Die effektiven Biegesteifigkeiten werden auf vier unterschiedliche Varianten ermittelt:

- **Gamma-Verfahren:** Die Berechnung des effektiven Verbundmittelabstands s_{eff} erfolgt vergleichsweise auf zwei unterschiedliche Varianten.

- nach Michelfelder, vgl. Gl. IV-29 → γ - Verf. ($s_{eff, Mich}$)
- nach Eurocode 5, vgl. Gl. IV-31 → γ - Verf. ($s_{eff, EC5}$)

In EN 1995-1-1 [77] wird der Berücksichtigung einer diskontinuierlichen Verbundmittelanordnung die Abstufung mit bereichsweise konstantem Verbundmittelabstand zugrundegelegt. Kerven werden jedoch häufig nur in den äußeren Dritteln und entsprechend dem Querkraftverlauf angeordnet. Dies führt im Allgemeinen zu einer Überschätzung der effektiven Biegesteifigkeit. Der aus ei-

ner Regressionsanalyse resultierende Ansatz von Michelfelder soll hingegen auch bei stark abgestufter Verbundmittelanordnung auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern [29]. Zu beachten ist jedoch, dass dieser Ansatz für eine konkrete Verbundträgerkonfiguration ermittelt wurde und demnach bei davon mehr oder weniger abweichenden Angaben die Ergebnisse auch mehr oder weniger eingeschränkt nutzbar sind.

- **Stabwerksmodell nach Rautenstrauch:** Die Schubnachgiebigkeit der Verbundmittel wird durch die Ersatzbiegesteifigkeit der Verbundmittelstäbe EI^* berücksichtigt. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, wird deren Lage angepasst an die Berechnungen von m_{kp} in Kervenmitte angeordnet. Zum Vergleich orientiert Rautenstrauch diese auf Höhe der auflagnernahen Kervenflanke (vgl. Kap. IV.1.5.3). Die Auswirkungen der unterschiedlichen Anordnung werden in einem Fallbeispiel überprüft. Mit einer Differenz von unter 1% in der effektiven Biegesteifigkeit sind sie in einer vernachlässigbaren Größenordnung.

Da in der Verbundfuge keine Zugspannungen übertragen werden können, werden die Koppelstäbe in der Stabwerkssoftware mit der Funktion ‚Stabausfall bei Zug‘ belegt.

Die Auswirkungen folgender Ersatzbiegesteifigkeiten werden untersucht:

- vereinfachtes Ersatzsystem, vgl. Gl. IV-60 → RM. n.R. (EI_o^*)
 - detailliertes Ersatzsystem, vgl. Gl. IV-61 → RM. n.R. (EI_m^*)
 - Annahme einer unendlichen Ersatzbiegesteifigkeit → RM. n.R. (EI_∞^*)
- **Stabwerksmodell lt. Statik m_{kp} :** Die Verformungen aus Eigenlast werden direkt den vom Büro m_{kp} durchgeführten statischen Berechnungen entnommen. Diese wurden mittels Baustatik-Software auf Basis der Stabwerksmodelle nach Rautenstrauch bzw. Zöllig durchgeführt.
 - StM. lt. Statik m_{kp}
- **Parameterstudie Michelfelder:** Des Weiteren erfolgt die Gegenüberstellung mit den Ergebnissen aus der von Michelfelder durchgeführten Parameterstudie [29]. Dabei handelt es sich um die maximal erzielbare effektive Biegesteifigkeit bei optimierter Vorholzlänge für eine bestimmte Trägerlänge mit der zusätzlichen Bedingung, dass die maximale Betonzugspannung an den Kerven jene in Trägermitte nicht überschreiten soll. Die dafür zugrundegelegte Verbundträgerkonfiguration ist in Tab. IV.2 dargestellt. Die Steifigkeiten der Studie dürfen für den Vergleich nur als ungefähre Richtwerte herangezogen werden, da die dabei festgelegten Randbedingungen, Materialfestigkeiten und Verbundsteifigkeiten teilweise zu sehr von jenen der Beispiele m_{kp} abweichen.
 - vgl. FEM (Mich)

IV.2.4.1 Einschätzung Statik mkp

In Tab. IV.5 sind die Ergebnisse der Berechnungen eingetragen und die entscheidenden Werte farblich markiert.

Die Flachdecken der Projekte Wangen, Sputnik und Lustenau wurden von mkp mittels Stabwerksmodell nach Rautenstrauch berechnet. Aufgrund der sehr hoch angenommenen Werte für die Ersatzbiegesteifigkeiten entsprechen die resultierenden effektiven Biegesteifigkeiten annähernd jenen von starrem Verbund. Sie liegen im Durchschnitt zehn Prozent über jenen Biegesteifigkeiten, welche aus der Berechnung mit den Ersatzbiegesteifigkeiten der Verbundmittelstäbe nach Rautenstrauch bei einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ hervorgehen.

Tab. IV.5: Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Statik mkp

$\frac{EI_{eff}}{EI_{starr}} [\%]$	Wangen	Sputnik (1)	Lustenau	Hohenems	Altmünster (1)	Altmünster (2)	Altmünster (3)	Altmünster (4)	LCT one	IZM (1)	IZM (2)
StM. lt. Statik mkp	95,2	90,2	95,7	83,8	79,5	79,4	69,0	80,4	88,7	88,1	84,2
RM. n.R. (EI^*_{o}) ⁺	85,2	78,8	83,8	86,8	84,1	82,0	61,5	76,1	76,7	76,0	59,9
RM. n.R. (EI^*_{m}) ⁺	86,6	80,1	84,3	88,0	84,7	82,5	65,0	77,0	77,2	76,9	59,9
RM. n.R. (EI^*_{∞})	95,2	90,2	95,7	96,9	95,6	92,7	78,5	89,5	92,9	93,3	84,2
γ - Verf. ($S_{eff, Mich}$) ⁺	80,0	74,4	79,9	87,5	85,9	81,6	68,4	80,8	74,7	74,0	65,1
γ - Verf. ($S_{eff, EC5}$) ⁺	86,9	84,5	87,2	89,4	88,4	86,7	70,6	85,4	81,2	80,7	70,5
vgl. FEM (Mich)	84	77	84	-	-	84	60	77	-	-	-

⁺ ... mit einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$

Bei den Flachdecken der Projekte Hohenems und Altmünster kam laut den statischen Unterlagen von mkp das Fachwerksmodell nach Zöllig zum Einsatz. Der nachgiebige Verbund wird hierbei durch die Kombination aus Zugstab und Druckstrebe modelliert.

Die effektiven Biegesteifigkeiten werden gegenüber den Berechnungen mittels Rahmenmodell nach Rautenstrauch bei allen Verbundträgern mit ca. 8m Spannweite und 3 bzw. 4 Kerven je Seite unterschätzt und bei jenen mit geringeren Spannweiten und 1 bzw. 2 Kerven je Seite überschätzt. Jene Bereiche zwischen Auflager und erster Kerve, welche nur durch ihre Eigenanteile an der effektiven Biegesteifigkeit mitwirken ($N_1 = N_2 = 0$, kein Kräftepaar), werden bei geringeren Spannweiten im Verhältnis zur Trägerlänge größer. Dies ist der Grund, weshalb die gesamthaft betrachtete effektive Biegesteifigkeit in diesem Fall kleiner wird. Dieser Umstand wird auch durch die Untersuchungen an FE-Modellen von Michelfelder [29] bestätigt (vgl. FEM (Mich) in Tab. IV.5).

Bei der Berechnung mittels Fachwerksmodell nach Zöllig ergeben sich hingegen bei Altmünster (1 und 4) nahezu dieselben Biegesteifigkeiten (vgl. Tab. IV.5 in roter Schrift), was dieser Theorie widerspricht. Daraus kann geschlossen werden, dass diese Modellierung die effektive Biegesteifigkeit bei punktueller Schubübertragung durch Kerven nur unzureichend abbildet.

Die Berechnung der Rippendecken der Projekte LCT one und IZM wurde von mkp mit dem Fachwerksmodell nach Zöllig durchgeführt. Die effektiven Biegesteifigkeiten fallen dabei höher aus, wie bei den Flachdecken ähnlicher Spannweite (Hohenems, Altmünster).

Bei der Berechnung mittels Rahmenmodell nach Rautenstrauch tritt der umgekehrte Fall ein. Dies ist auch nachvollziehbar, da aufgrund der geringeren Schubbreite der Rippendecken eine geringere Schubsteifigkeit bei gleichem Schubmodul zu erwarten ist $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm} \cdot 1/\text{m} \cdot 0,24 \text{ m} = 240 \text{ kN/mm}$. Durch den an und für sich größeren Hebelarm beim Plattenbalken, und damit größere Steineranteile, kann dieser Umstand nur zum Teil ausgeglichen werden.

IV.2.4.2 Einschätzung Rahmenmodell nach Rautenstrauch

In Tab. IV.6 sind die berechneten effektiven Biegesteifigkeiten aufgeführt und die für die Einschätzung des Modells nach Rautenstrauch entscheidenden Werte farblich markiert.

Tab. IV.6: Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Rahmenmodell nach Rautenstrauch

$\frac{EI_{eff}}{EI_{starr}} [\%]$	Wangen	Sputnik (1)	Lustenau	Hohenems	Altmünster (1)	Altmünster (2)	Altmünster (3)	Altmünster (4)	LCT one	IZM (1)	IZM (2)
StM. lt. Statik mkp	95,2	90,2	95,7	83,8	79,5	79,4	69,0	80,4	88,7	88,1	84,2
RM. n.R. (EI_o^*) ⁺	85,2	78,8	83,8	86,8	84,1	82,0	61,5	76,1	76,7	76,0	59,9
RM. n.R. (EI_m^*) ⁺	86,6	80,1	84,3	88,0	84,7	82,5	65,0	77,0	77,2	76,9	59,9
RM. n.R. (EI_∞^*)	95,2	90,2	95,7	96,9	95,6	92,7	78,5	89,5	92,9	93,3	84,2
γ - Verf. ($s_{eff, Mich}$) ⁺	80,0	74,4	79,9	87,5	85,9	81,6	68,4	80,8	74,7	74,0	65,1
γ - Verf. ($s_{eff, EC5}$) ⁺	86,9	84,5	87,2	89,4	88,4	86,7	70,6	85,4	81,2	80,7	70,5
vgl. FEM (Mich)	84	77	84	-	-	84	60	77	-	-	-

⁺ ... mit einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$

Die Ergebnisse zwischen der Berechnung ohne und mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten unterscheiden sich nur wenig. Die Unterschiede werden größer, je länger die Trägeranteile mit ausgefallenen Koppelstäben im Verhältnis zu den Anteilen ohne Ausfall sind. Dieser Anteil ist bei weniger Kerven größer, weshalb auch der größte Unterschied beim Verbundträger Altmünster (3), mit nur einer Kerne pro Seite, zu finden ist. Hier muss von Fall zu Fall abgeschätzt werden, ob die Mitberücksichtigung der Gurtsteifigkeit erforderlich ist.

Der Vergleich der effektiven Biegesteifigkeiten aus dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch mit den Werten der FE-Modellierung nach Michelfelder [29] bestätigt die gute Abbildung des diskontinuierlichen Verbunds durch diese Form der Modellbildung (vgl. Tab. IV.6 in roter Schrift). Zu beachten ist jedoch, dass aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen der Projekte mkp im Vergleich zur Studie von Michelfelder mit einer höheren Verbundmittelsteifigkeit gerechnet wurde, was die durchwegs leicht höheren effektiven Biegesteifigkeiten erklärt.

IV.2.4.3 Einschätzung Gamma-Verfahren

In nachfolgender Tabelle sind die für die Einschätzung des Gamma-Verfahrens entscheidenden Rechenergebnisse farblich hervorgehoben.

Tab. IV.7: Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Gamma-Verfahren

$\frac{EI_{eff}}{EI_{starr}} [\%]$	Wangen	Sputnik (1)	Lustenau	Hohenems	Altmünster (1)	Altmünster (2)	Altmünster (3)	Altmünster (4)	LCT one	IZM (1)	IZM (2)
StM. lt. Statik mkp	95,2	90,2	95,7	83,8	79,5	79,4	69,0	80,4	88,7	88,1	84,2
StM. n.R. (EI_o^*) ⁺	85,2	78,8	83,8	86,8	84,1	82,0	61,5	76,1	76,7	76,0	59,9
StM. n.R. (EI_m^*) ⁺	86,6	80,1	84,3	88,0	84,7	82,5	65,0	77,0	77,2	76,9	59,9
StM. n.R. (EI_∞^*)	95,2	90,2	95,7	96,9	95,6	92,7	78,5	89,5	92,9	93,3	84,2
γ - Verf. ($s_{eff, Mich}$) ⁺	80,0	74,4	79,9	87,5	85,9	81,6	68,4	80,8	74,7	74,0	65,1
γ - Verf. ($s_{eff, EC5}$) ⁺	86,9	84,5	87,2	89,4	88,4	86,7	70,6	85,4	81,2	80,7	70,5
vgl. FEM (Mich)	84	77	84	-	-	84	60	77	-	-	-

⁺ ... mit einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$

Die Ergebnisse zwischen der Annahme eines effektiven Verbindungsmittelabstands s_{eff} nach Michelfelder [29] und jene nach EN 1995-1-1 [77] unterscheiden sich deutlich voneinander. Die Unterschiede werden größer, je weniger Verbundmittel angeordnet werden. Im Vergleich zu den Werten aus dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch als auch zu jenen der FE-Modellierung nach Michelfelder ergeben sich deutlich zu hohe Werte. Für die diskontinuierliche Anordnung von wenigen Verbundmitteln ist der Ansatz nach Eurocode 5 somit nicht geeignet. Dies deckt sich mit den Aussagen von Rautenstrauch [36] und Michelfelder [29].

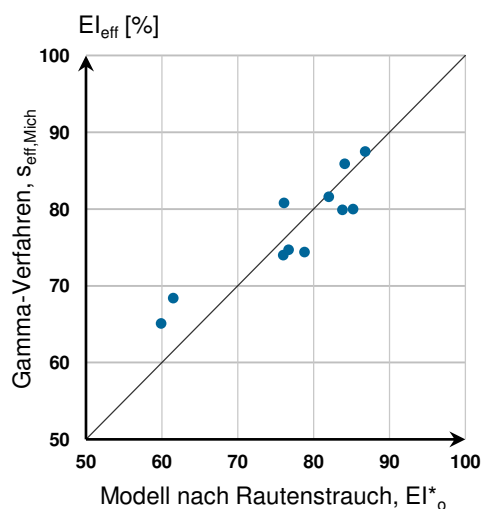


Abb. IV.21: Einschätzung Gamma-Verfahren

Hingegen zeigt der Vergleich der Ergebnisse mit dem effektiven Verbundmittelabstand nach Michelfelder und dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch eine gute Übereinstimmung. Bei drei und vier Kerven wird die effektive Biegesteifigkeit geringfügig unterschätzt ($\varnothing -1,6\%$) und bei zwei Kerven leicht überschätzt ($\varnothing +1,8\%$).

Bei nur einer Kerbe pro Auflagerseite ist die Abweichung größer ($\varnothing +6,9\%$). Dieser Sonderfall ist jedoch auch nicht Teil der Regressionsanalyse und demnach die Anwendung streng genommen nicht zulässig.

Hier ist zu überlegen, ob nicht sowieso aufgrund der geringen Effektivität bei nur einer Kerbe auf ein effektiveres Verbundsystem übergegangen wird. Ansonsten wird in solch einem Sonderfall die Berechnung mit dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch empfohlen.

IV.2.5 Auswirkung auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen

Entscheidend für den Nachweis eines Holz-Beton-Verbundträgers sind die Endverformung w_{fin} in Feldmitte und der Schubfluss t in der Verbundfuge, da eine dieser beiden Kenngrößen im Großteil aller Fälle bemessungsmaßgebend wird. Für das Ausmaß ihrer Streuung sind zum einen die Wahl des Verschiebungsmoduls K_{ser} und zum anderen Ungenauigkeiten der effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} aus der Anwendung des Berechnungsmodells ausschlaggebend.

IV.2.5.1 Zusammenhänge

Für die Weiterentwicklung einer Varianz der effektiven Biegesteifigkeit auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen sind folgende Zusammenhänge verantwortlich:

- **Endverformung w_{fin} :** Die Gesamtverformung zum Zeitpunkt $t = \infty$ setzt sich aus der Anfangsdurchbiegung zufolge der äußeren Lasten in Verbindung mit dem Deformationsbeiwert sowie der Verformung zufolge Betonschwinden zusammen. Dabei ist die Verbundmittelsteifigkeit für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (K_{ser}) zu verwenden.

$$w_{fin} = w_{G,inst}(1 + k_{def}) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i,inst}(1 + k_{def}) + w_s \quad \text{mit} \quad (IV-65)$$

$$k_{def} = \frac{EI_{eff,t0}}{EI_{eff,t\infty}} - 1 \quad (IV-66)$$

k_{def} Deformationsbeiwert

$w_{G,inst}$ Anfangsdurchbiegung zufolge ständiger Lasten

$w_{Q,inst}$ Anfangsdurchbiegung zufolge veränderlicher Lasten

w_s Verformung zufolge Schwinddehnung

- **Schubfluss t :** In den Schubfluss der Verbundfuge fließen die effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} sowie der Nachgiebigkeitsfaktor γ_1 mit ein. Für die Berechnung dieser streuenden Eingangsgrößen ist die Verbundmittelsteifigkeit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (K_u) zu verwenden.

$$t = V \cdot \frac{EA_1}{EI_{eff}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 \quad (IV-67)$$

Eine Aussage über das Ausmaß der Weiterentwicklung bietet ein Vergleich der Steigung der Funktion der jeweiligen bemessungsmaßgebenden Kenngröße mit der Steigung der Funktion der effektiven Biegesteifigkeit. Ist die Steigung der Kenngröße bei einem bestimmten Verschiebungsmodul kleiner als jene der effektiven Biegesteifigkeit, so verringert sich die Streuweite um den Faktor f (Gl. IV-68).

$$f = \frac{(EI_{eff})'}{(Kenngröße)'} \quad (IV-68)$$

$f > 1$ Streuweite verringert sich um den Faktor f

$f < 1$ Streuweite erhöht sich um den Faktor f

IV.2.5.2 Varianz der Endverformung

In Abb. IV.22 ist am Beispiel Lustenau der grafische Verlauf der Endverformung und im Vergleich dazu die Funktion der effektiven Biegesteifigkeit, jeweils in Bezug zum Verschiebungsmodul K_{ser} , dargestellt. Die Langzeitauswirkungen auf Kernen werden durch einen Kriechfaktor der Höhe $\varphi_{VM} = 1,38$ [29] berücksichtigt. Die Auflistung der weiteren Eingangsparameter ist in Anhang A.2 ersichtlich.

Im Definitionsbereich der Verbundmittelsteifigkeit von Kernen nach Gl. IV-63 wird in Bezug auf die Endverformung ein sehr hoher Wirkungsgrad zwischen 90 - 97% erreicht. Die Varianz ist dabei mit lediglich 7% dermaßen gering, dass sich die Diskussion über ein möglichst genaues Verschiebungsmodul erübrigt.

Oberhalb der Abb. IV.22 ist der Faktor f gemäß Definition nach Gl. IV-68 ersichtlich. Jener Wert des Verschiebungsmoduls, ab welchem sich die Streuweite eines Fehlers bei der effektiven Biegesteifigkeit im Vergleich zur Endverformung verringert, wird als Break-even Point bezeichnet. Im Definitionsbereich für Kernen wirkt sich bei diesem Beispiel eine Streuung der effektiven Biegesteifigkeit um den Faktor 1,7 - 3,4 geringer auf die Endverformung aus. So würde sich beispielsweise bei einem Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ ein Fehler der effektiven Biegesteifigkeit im Ausmaß von 5% nur in einen Fehler der Endverformung von ca. 2% ($\sim 5/2,7$) auswirken. Gemessen an den sehr geringen Abweichungen der Rechenergebnisse in der Einschätzung des Gamma-Verfahrens (vgl. Kap. IV.2.4.3) verdeutlicht sich damit die Zulässigkeit der Verwendung des Verfahrens in Bezug auf die Endverformung.

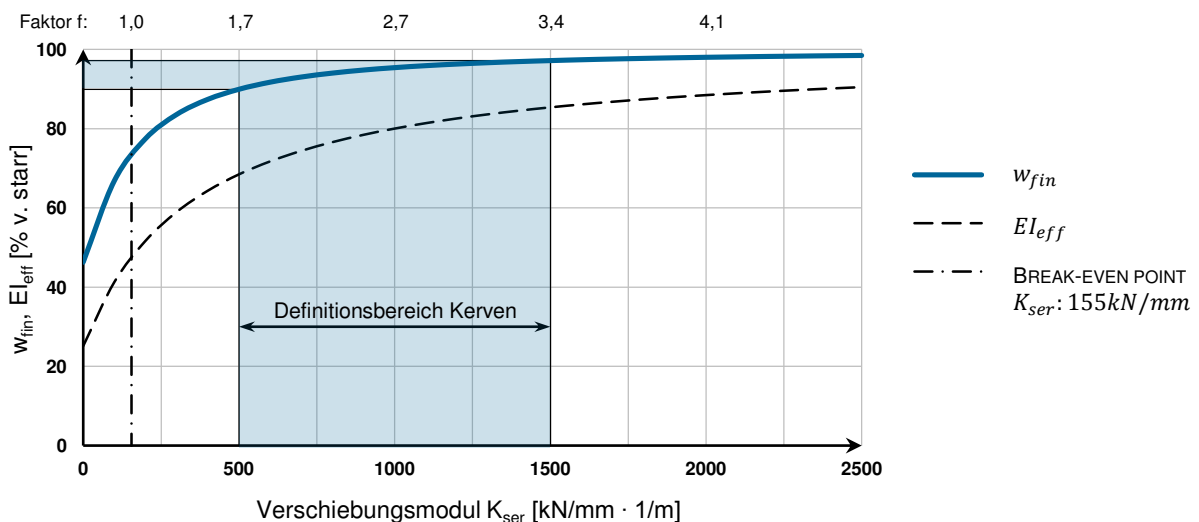


Abb. IV.22: Wirkungsgrad bezogen auf die Endverformung, Bsp. Lustenau

IV.2.5.3 Varianz des Schubflusses

In Abb. IV.23 ist die Funktion des maximalen Schubflusses in Abhängigkeit vom Verschiebungsmodul K_u in Relation zur effektiven Biegesteifigkeit wiederum am Beispiel Lustenau dargestellt. Der verschobene Definitionsbereich resultiert aus der Vorgabe in EN 1995-1-1 [77], nach welcher das Verschiebungsmodul K_{ser} für den Grenzzustand der Tragfähigkeit um den Multiplikator $2/3$ zu verringern ist.

In diesem Bereich beträgt der Schubfluss am Auflager zwischen 78 - 92% von jenem bei starrem Verbund. Die Auswirkungen eines ungenauen Verschiebungsmoduls sind bei einer Varianz von lediglich 13% als eher gering einzustufen. Im Gegensatz zur Endverformung befindet man sich bei der Wahl einer niedrigeren Verbundmittelsteifigkeit auf der sicheren Nachweisseite.

Der Break-even Point liegt knapp unterhalb des niedrigsten Verschiebungsmoduls. Damit wirkt sich ein Fehler bei der berechneten effektiven Biegesteifigkeit durchwegs geringer auf den Schubfluss aus. Wie aus Abb. IV.23 ersichtlich liegt der Faktor im Definitionsbereich zwischen 1,1 - 1,9. Dies hätte bei einem angenommenen Verschiebungsmodul von $K_u = 1.000 \text{ kN/mm}$ und einem Fehler von 5% bei der effektiven Biegesteifigkeit einen deutlich geringeren Fehler von ca. 2,5% ($\sim 5/1,9$) beim Schubfluss zur Folge. Durch diesen Umstand reduzieren sich die ohnehin schon geringen Rechenungenauigkeiten des Gamma-Verfahrens (vgl. Kap. IV.2.4.3) beim Übergang auf den Schubfluss weiter und die Zulässigkeit der Berechnung wird untermauert.

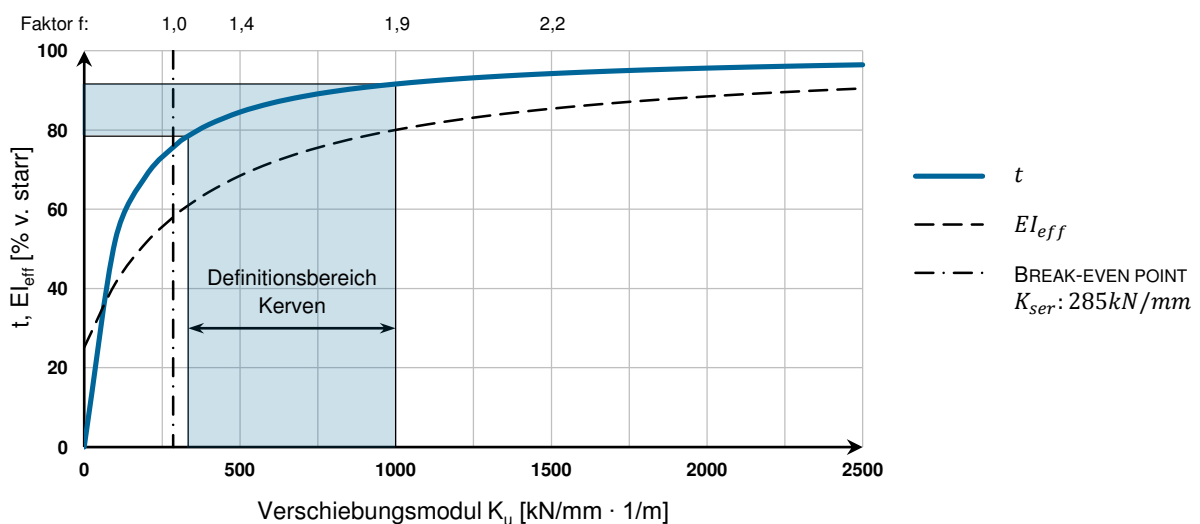


Abb. IV.23: Wirkungsgrad bezogen auf den Schubfluss, Bsp. Lustenau

IV.2.5.4 Varianz der Spannweite

Den geringen Einfluss einer möglichen Ungenauigkeit der effektiven Biegesteifigkeit zeigt Abb. IV.24. Darin sind die Auswirkungen einer veränderten Verbundsteifigkeit, ausgedrückt durch die anteilige effektive Biegesteifigkeit, auf die erreichbare Trägerlänge unter Beibehaltung einer Endverformung von $w_{fin} = l/250$ dargestellt. Das Betonschwinden wird bei dieser Betrachtung vernachlässigt.

Daraus ist beispielsweise abzulesen, dass ausgehend von 6m Spannweite eine Steigerung der effektiven Biegesteifigkeit um +10% die Trägerlänge nur auf ca. 6,25m erhöht. Aus dem Zusammenhang mit dem Verschiebungsmodul nach Abb. IV.19 wird deutlich, dass dieses dafür mehr als verdoppelt werden müsste.

Der Aufwand steht somit in keinem Verhältnis zum erzielbaren Mehrwert.

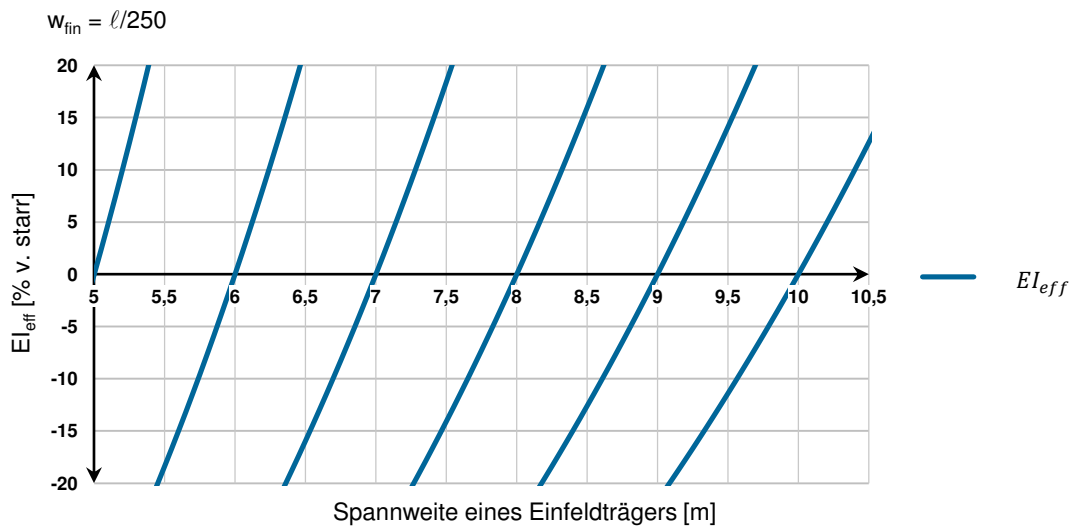


Abb. IV.24: Zusammengang zwischen effektiver Biegesteifigkeit und Spannweite, Bsp. Lustenau

IV.2.6 Ergebnis der Einschätzung

Die Korrektheit und Zulässigkeit der Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit dem Gamma-Verfahren kann durch die hohe Rechengenauigkeit, sowohl bei kontinuierlichem als auch bei diskontinuierlichem Verbund, kombiniert mit einem geringen Einfluss der Verbundmittelsteifigkeit bzw. der effektiven Biegesteifigkeit auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen bestätigt werden.

Bei konstanter Schubübertragung in der Verbundfuge ergeben die Vergleichsrechnungen eine sehr gute Übereinstimmung der effektiven Biegesteifigkeit mit dem dafür verifizierten Schubanalogie-Verfahren. Auch bei diskontinuierlicher Anordnung von Kernen ist die Rechengenauigkeit unter Verwendung des effektiven Verbundmittelabstands nach Michelfelder im Vergleich zum verifizierten Rahmenmodell nach Rautenstrauch überwiegend hoch. Nur beim Sonderfall von nur einer Kerne je Trägerseite ergibt sich eine deutliche Abweichung.

Die weiteren Untersuchungen haben ergeben, dass sich eine Streuung im Bereich der gewählten Verbundmittelsteifigkeit bzw. aus der Anwendung des Rechenverfahrens nur marginal auf die bemessungsmaßgebenden Kenngrößen auswirkt. Dies verdeutlicht zum einen die Zulässigkeit der Verwendung des Gamma-Verfahrens und zum anderen ist es dadurch wenig entscheidend, wie hoch das Verschiebungsmodul gewählt wird.

Zusammen mit der hohen Flexibilität in der Anwendung und der vergleichsweise einfachen Handhabung sind alle der eingangs aufgestellten Bedingungen erfüllt. Somit ist der Einsatz des Gamma-Verfahrens in der Praxis zu empfehlen. Es bildet daher die Basis für die Konzeption der statischen Berechnung und die Entwicklung des EDV-Programms.

IV.3 Langzeitverhalten

Für das Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken unter dauerhafter Belastung und langfristigem Klimaeinfluss ist die zeitliche Entwicklung der Materialeigenschaften aller am Verbund beteiligten Komponenten entscheidend. Als Resultat zeitabhängiger Längenänderungen kommt es zu Spannungsumlagerungen der Teilquerschnitte und Verformungsänderungen des Gesamtquerschnitts. In vielen Fällen entsteht aus diesen Vorgängen eine bemessungsentscheidende Randspannung oder Enddurchbiegung.

IV.3.1 Folgen auf das Verbundtragwerk

Als KRIECHEN versteht man die zeit- und temperaturabhängige plastische Deformation unter Dauerbeanspruchung. Die Verringerung des Volumens mit zunehmendem Alter in Abhängigkeit vom Umgebungsklima aber unabhängig der Belastung wird als SCHWINDEN bezeichnet.

Kriechen

Im Verbundquerschnitt eines statisch bestimmten Einfeldträgers wird der Beton auf Druck und das Holz auf Zug beansprucht. Durch das Kriechen der Betonplatte kann sich diese teilweise ihrer Beanspruchung entziehen und es kommt zu einer Kraftumlagerung auf den Holzquerschnitt. Im gegenteiligen Fall entzieht sich der Holzquerschnitt teilweise seiner Beanspruchung und der Betonquerschnitt wird stärker belastet. Aus beiden Fällen resultiert eine erhöhte Durchbiegung der Holz-Beton-Verbunddecke.

Als Kriechen der Verbundmittel bezeichnet man zusätzliche Verformungen der beiden Verbundpartner aufgrund von Spannungsspitzen im Bereich der Schubkraftübertragung. Dadurch erhöht sich die Nachgiebigkeit der Verbundfuge und es kommt zu einer Umlagerung vom Normalkräftepaar zu höheren Einzelmomenten. Die Folge ist wiederum eine Vergrößerung der Durchbiegung des Verbundträgers.

Schwinden

Aufgrund von Schwindvorgängen tendiert die Betonplatte sich mit der Zeit zu verkürzen. Diese Längenänderung wird jedoch vom Holzquerschnitt behindert. Dabei entsteht im Betonquerschnitt auf Höhe der Schwereachse die Zugkraft N_s nach Abb. IV.25, die entgegengesetzt auf den Verbundquerschnitt als exzentrisch angreifende Druckkraft einwirkt. Diese führt zu positiven Momenten in den Teilquerschnitten und einer erhöhten Durchbiegung.

Umgekehrt verhält es sich beim Schwinden des Holzquerschnitts. Durch die Behinderung der Schwindkräfte durch die Betonplatte entsteht die auf Höhe der Schwerachse des Holzquerschnitts angreifende Druckkraft N_s nach Abb. IV.25, welche negative Momente in den Teilquerschnitten und eine verringerte Durchbiegung des Verbundquerschnitts verursacht. Da dieser Zustand den allgemeinen Schnittgrößen und Verformungen entgegenwirkt, kann er auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

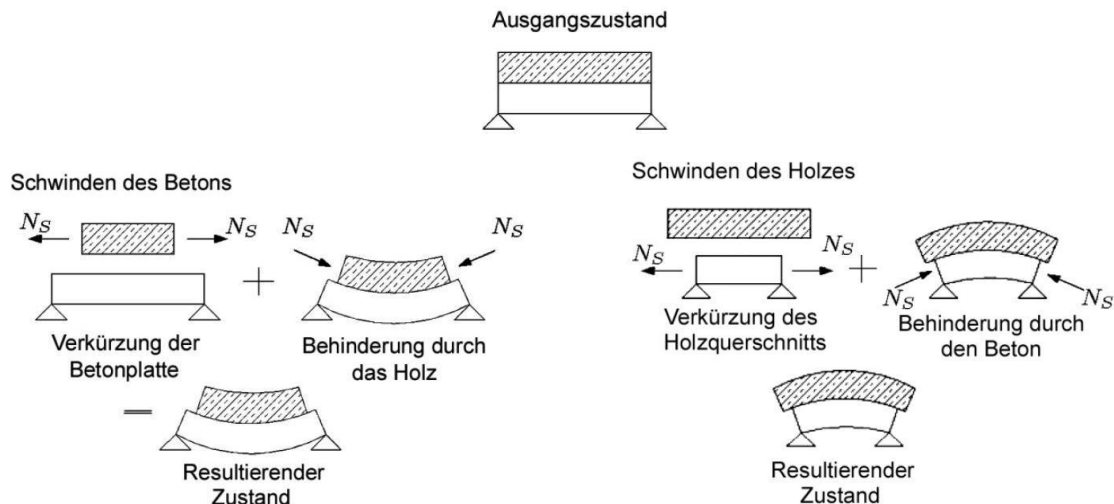


Abb. IV.25: Auswirkungen des Schwindens von Beton und Holz [23]

In Tab. IV.8 sind die Auswirkungen des Langzeitverhaltens auf die bemessungsrelevanten Größen in Anlehnung an Kuhlmann [23] zusammengefasst dargestellt.

Tab. IV.8: Auswirkungen des Langzeitverhaltens auf die Bemessungsgrößen

Kriterium	Auswirkung	Bemessungsgröße(n)
Durchbiegung	Zunahme	Endverformung w_{fin}
Momente in den Teilquerschnitten	Zunahme	Biegerandspannung σ_{M+N}
Normalkraft in den Teilquerschnitten	Abnahme	Schwerpunktspannung σ_N , Versatzmoment ΔM
Kräfte in der Verbundfuge	Abnahme	Schubfluss t bzw. Schubkraft F_i

Durch die Zunahme der Durchbiegung und der Momente in den Teilquerschnitten können der Nachweis der Endverformung und der Nachweis der Biegerandspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$ bemessungsrelevant werden. Daher werden in weiterer Folge die materialbedingten Ursachen und die äußeren Einflussfaktoren des Kriechens und Schwindens sowie die Möglichkeiten der rechentechnischen Umsetzung des Langzeitverhaltens aufgezeigt.

IV.3.2 Ursachen und Einflussfaktoren

Kriechen von Holz

Die Ursachen des Kriechens von Holz sind auf dessen molekulare Struktur und/oder den Zellwand- aufbau zurückzuführen. Zu den wesentlichen Einflussfaktoren zählen: [44]

- **Feuchtegehalt:** Bei einer höheren Holzfeuchtigkeit findet ein deutlich ausgeprägteres Kriechen statt, als bei darrtrockenem Holz. Dieser Einfluss wird in EN 1995-1-1 [77] über den Deformationsbeiwert k_{def} berücksichtigt, welcher durch seine Abhängigkeit von der Nutzungsklasse in direktem Zusammenhang mit der Umgebungsfeuchte und damit auch mit der sich einstellenden Holzfeuchte steht. Wenn Vollholz mit einer Feuchte nahe dem Sättigungspunkt eingebaut wird, und dieses unter Belastung austrocknet, so sind die Standardwerte um 1,0 zu erhöhen.

- **Feuchteschwankung:** Bei kontinuierlicher Schwankung der Holzfeuchte steigen die Kriechverformungen mit zunehmender Belastungsdauer stark an. In EN 1995-1-1 [77] findet sich keine Aussage darüber, unter welchem Verlauf der Feuchte der Deformationsbeiwert ermittelt wurde.
- **Spannungsniveau:** Ein höherer Ausnutzungsgrad der Spannungen im Querschnitt führt zu größeren Kriechfaktoren. In EN 1995-1-1 [77] ist der Deformationsbeiwert nicht vom Ausnutzungsgrad abhängig. Es findet sich außerdem kein Hinweis darüber, welchem Belastungsniveau die angegebenen Werte unterliegen.
- **Belastungsart:** Die geringsten Kriechfaktoren treten bei reiner Zugbeanspruchung parallel zur Faser auf. Bei der Belastung auf ausschließlich Biegung bzw. Druck kriecht das Holz um ca. 30% stärker. Oft basieren die angegebenen Kriechzahlen auf reiner Biegebeanspruchung. In diesen Fällen sind bei Holz-Beton-Verbunddecken aufgrund der vorhandenen Interaktion aus Biegung mit hoher Zugkraft geringere Werte zu erwarten. In EN 1995-1-1 [77] findet sich keine Aussage, für welche Art der Belastung der Deformationsbeiwert ermittelt wurde.
- **Last-Faser-Winkel:** Die Beanspruchung normal zur Faser verursacht höhere Kriechverformungen, als jene in Faserrichtung. Dies führt bei Verbundmitteln, welche die Schubkraft hauptsächlich über Zug senkrecht zur Fuge übertragen, zu deutlich größeren Kriechzahlen.
- **Temperatur:** Eine erhöhte Temperaturbeanspruchung führt zu einer Zunahme der Kriechverformungen. Im bautechnisch relevanten Bereich kann dieser Faktor jedoch vernachlässigt werden. Nach ÖNORM B 1995-1-1 [66] sind alle Umgebungstemperaturen, welche nicht einer Raumtemperatur von 20°C entsprechen, in Nutzungsklasse 3 einzustufen.

Ausgehend vom Deformationsbeiwert k_{def} nach EN 1995-1-1 [77] in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen führen Feuchteschwankungen und ein hoher Ausnutzungsgrad tendenziell zu stärkeren zeitabhängigen Verformungen. Demgegenüber kommt es bei einer Holz-Beton-Verbunddecke zu einer kombinierten Belastung des Holzquerschnitts mit einem Biegemoment und einer im Allgemeinen hohen Zugkraft, was tendenziell zu geringeren Kriechzahlen führt.

Da das Kriechen von Holz in vielen Fällen bemessungsrelevanten Charakter besitzt, wird empfohlen, die Werte nach Eurocode 5 [77] bei ausgeprägt negativen Einflüssen auf der sicheren Seite liegend mit einem Aufschlag zu versehen.

Für eine genauere Einschätzung können die rheologischen Modelle wissenschaftlicher Untersuchungen herangezogen werden, wie sie etwa in Schänzlin [44] vorgestellt werden.

Kriechen von Beton

Zu den Kriechverformungen des Betons werden all jene Verformungen unter Belastung gezählt, die über die plötzlich auftretenden elastischen Verformungen hinausgehen. Die Ursache des Kriechens ist hauptsächlich auf Prozesse im Zementstein zurückzuführen, welche unter Belastung wirksam werden. Dazu zählen im Wesentlichen interkristalline Gleit- und Verdichtungsvorgänge, Mikrorissbildungen oder Umlagerungen der eingebundenen Wasserstoffatome. [51]

Zu den Kriechanteilen zählen neben den sogenannten verzögerten elastischen Verformungen, welche nach Entlastung wieder umkehrbar sind, die folgenden irreversiblen Fließvorgänge: [44, 51]

- **Grundkriechen:** Damit wird jener Kriechanteil bezeichnet, der auch bei theoretisch versiegelter Betonoberfläche, und damit ohne Feuchteänderung, auftritt. Das Grundkriechen wird umso größer, je geringer die Betonfestigkeit und das E-Modul der Zuschläge, je höher der Zementsteinanteil, der Ausnutzungsgrad und die Betontemperatur und je früher das Bauteil belastet wird.
- **Trocknungskriechen:** Dazu zählen jene Verformungen, die aufgrund des Austrocknungsvorgangs des Betons entstehen. Diese sind praktisch ausschließlich von der Geschwindigkeit und dem Verlauf der Wasserabgabe abhängig. Je schneller der Beton trocknet umso höher ist dabei das Trocknungsschwinden. Bei massiven Bauteilen mit großen Querschnittsabmessungen wird die Austrocknung wesentlich verlangsamt.

Während bestimmte Einflussfaktoren schwierig bis kaum beeinflussbar sind, kann durch die Verwendung einer höheren Betonfestigkeitsklasse sowie durch einen späteren Belastungsbeginn das Grundkriechen wesentlich vermindert werden. Diese beiden Faktoren fließen direkt in die Berechnung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ nach Anhang B sowie die vereinfachte grafische Ermittlung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ im Hauptteil von EN 1992-1-1 [76] mit ein.

Schwinden und Quellen von Holz

Bei Holz handelt es sich um einen Baustoff mit hygroskopischen Eigenschaften. Unterhalb der Fasersättigungsfeuchte ($\omega \leq 25\%$ bis 32%) bewirkt die Feuchteaufnahme eine Vergrößerung des Volumens (Quellen) und die Feuchteabgabe eine Verkleinerung des Volumens (Schwinden). Das Ausmaß dieser Volumenänderung, gekennzeichnet durch das Schwind- bzw. Quellmaß, ist bei Holz zufolge der anisotropen Eigenschaften in den drei anatomischen Grundrichtungen axial, radial und tangential unterschiedlich stark ausgeprägt. Entscheidend für das Langzeitverhalten einer Holz-Beton-Verbunddecke sind die Längenänderungen in Faserrichtung, welche mit einem Schwind- bzw. Quellmaß von $\beta = 0,01\%$ pro 1% Materialfeuchteänderung nach DIN EN 1995-1-1/NA [61] um den Faktor 20 bis 30 geringer ausfallen, als jene rechtwinklig zur Faser. Findet zusätzlich eine Vorkonditionierung auf die Umgebungsbedingungen am Einbauort statt, so kann in Verbindung mit den geringen saisonalen Schwankungen der Raumfeuchte im Wohnungsbau der Einfluss der hygroskopischen Eigenschaften auf die Tragstruktur von Verbunddecken als sehr gering eingestuft werden.

Wird auf eine Folie oder Trennschicht zwischen Beton und Holz verzichtet, so kommt es durch den Betoniervorgang, und insbesondere durch eine zusätzliche Bewässerung, zu einem Feuchteeintrag in die Holzoberfläche. Dies führt zu einem Quellvorgang in den oberen Schichten, wodurch die Holzoberfläche dazu tendiert, sich in negativer Richtung zu verformen. Diese wird jedoch vom Eigengewicht behindert und es entsteht ein Eigenspannungszustand im Holzquerschnitt, welcher jedoch den Spannungen im weiteren Belastungsverlauf entgegenwirkt und somit insgesamt positive Auswirkungen auf den Nachweis der Biegerandspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$ hat. In weiterer Folge kommt es zu einem verzögerten Schwindvorgang durch den langsamen Austrag der nach der Hydratation im Holzquerschnitt verbleibenden Restfeuchte [44], was zu einer negativen Durchbiegung des Verbundquer-

schnitts und somit zu einem positiven Einfluss auf die Endverformung führt. Aufgrund dieser Tatsache kann der Effekt des Quellvorgangs zufolge Feuchteintrags aus dem Betoniervorgang auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden.

Insbesondere bei einer Vorkonditionierung entsprechend den Einbaubedingungen von Innenräumen können die äußerst kleinen Längenänderungen zufolge von Feuchteschwankungen des Bauteils vernachlässigt werden. Dies wird in der Literatur [u. a. 28, 54] überwiegend bestätigt. Andernfalls ist es möglich, diese Effekte durch ein relatives Schwindmaß als Differenz der spannungslosen Dehnung zwischen Holz und Beton in der Berechnung zu berücksichtigen [44].

Sehr wohl zu beachten ist hingegen die Volumenänderung quer zur Faser in Bezug auf konstruktive und optische Kriterien.

Schwinden von Beton

Das Schwinden des Betons resultiert im Wesentlichen aus der zeitabhängigen Verformung der Bindemittelmatrix durch folgende Ursachen: [12, 44, 51]

- **Kapillarschwinden:** Durch Verdampfen von Feuchtigkeit an der Oberfläche noch vor Erhärtungsbeginn entstehen bei ausreichend dichter Lagerung Kapillarkräfte zwischen den Feststoffpartikeln. Diese führen im noch plastisch verformbaren Beton zu einer erhöhten Lagerungsdichte und somit zu einem Fröhschwinden des Betons.
- **Trocknungsschwinden:** Durch die Änderung des Spaltdrucks zwischen den Hydratationsprodukten sowie durch entstehende Oberflächenkräfte während des Trocknungsvorgangs kommt es zu einer Volumenabnahme.
- **Grundschwinden:** Bei der Hydratation kommt es sowohl aufgrund verringertem Volumen der Reaktionsprodukte (chemisches Schwinden) als auch durch die innere Austrocknung der Zementsteinmatrix (autogenes Schwinden) zu einem Schrumpfen des Betons. Das Ausmaß der Volumenänderung hängt dabei wesentlich vom Wasser/Bindemittel-Wert ab.
- **Karbonatisierungsschwinden:** Die chemische Reaktion der Hydratationsprodukte mit der von Kohlendioxid angereicherten Porenwasserlösung führt zu einem Schwindvorgang des Zementsteins.

Im Allgemeinen hängt das Ausmaß des Schwindens von der Volumenreduktion des Zementsteins und der Behinderung durch die eingeschlossene Gesteinskörnung ab. Demzufolge führen ein verringerter Zementanteil sowie ein höheres Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung zu einem geringeren Schwindmaß.

Die Verwendung von Beton mit besonders schwindreduziertem Verhalten ist ausgesprochen wichtig für eine wirtschaftliche Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken in Hinblick auf die vielfach bemessungsmaßgebende Endverformung in Feldmitte.

Dazu werden von Springenschmid [51] wesentliche Faktoren zur Herstellung eines schwindarmen Betons angeführt. Auf der betontechnologischen Seite sind demnach ein niedriger Wassergehalt durch den Einsatz hocheffizienter Fließmittel in Kombination mit Kornzusammensetzungen mit gerin-

gem Wasseranspruch, die Verwendung von Zuschlägen mit hohem Elastizitätsmodul sowie geringem Porenanteil und ein hoher Grobkornanteil wichtig. Bei hohen Betonfestigkeitsklassen sollte durch einen nicht zu hohen Zementanteil und einen nicht zu niedrigen Wasser/Bindemittel-Wert das autogene Schwinden eingeschränkt werden. In diesem Zusammenhang kann sich außerdem der Einsatz von Flugasche positiv auswirken, allerdings zu Lasten einer hohen Frühfestigkeit. In Bezug auf die Nachbehandlung ist jedenfalls ein frühzeitiges Austrocknen des Frischbetons zu vermeiden und bestenfalls die Betonoberfläche vollständig zu versiegeln. Außerdem führt eine hohe Massivität, also eine geringe Oberfläche im Vergleich zum Bauteilvolumen, zu niedrigem axialen Schwinden. [51]

Die Berechnung der Schwinddehnung ist in EN 1992-1-1 [76] normativ erfasst. Als Eingangsgrößen fließen mit der Zylinderdruckfestigkeit des Betons, der Zementklasse, der Massivität des Bauteils und der relativen Luftfeuchtigkeit der Umgebung jedoch nicht alle Einflussfaktoren in das Rechenmodell mit ein. Insbesondere die für schwindarmen Beton entscheidenden Parameter bleiben darin größtenteils unberücksichtigt. Daraus resultieren durchwegs zu hohe Werte, weshalb die Berechnung dafür ungeeignet ist und stattdessen auf etwaige Angaben des Betonherstellers oder eigene Messungen zurückgegriffen werden sollte.

In diesem Zusammenhang wurden im Auftrag von mkp Laboruntersuchungen an Probekörpern mit schwindarmer Betonrezeptur durchgeführt. Diese zeigten nach 28 Tagen eine Schwinddehnung von $\varepsilon_{cs} = 0,22\text{‰}$, woraus sich in Verbindung mit dem zeitabhängigen Dehnungsverlauf ein Endschwindmaß von ca. $0,30\text{‰}$ ableiten lässt. Bei der Verwendung dieses Kennwerts ist es unbedingt erforderlich, die Laborbedingungen durch eine optimierte Nachbehandlung des eingebrachten Betons möglichst genau nachzustellen, da diese wesentlich zur gemessenen Schwinddehnung beitragen.

Die Schwindverformung des Betonquerschnitts hat wie bereits erwähnt einen entscheidenden Einfluss auf die Bemessung. Sie ist für etwa ein Drittel der gesamten Endverformung maßgeblich. So verringert sich beispielsweise die Endverformung in Feldmitte um etwa 10% bei Reduktion des Endschwindmaßes von $0,30\text{‰}$ auf $0,20\text{‰}$. Aufgrund dessen ist die Weiterentwicklung des schwindarmen Betons in zukünftigen Forschungsvorhaben erstrebenswert.

IV.3.3 Berücksichtigung im Berechnungsverfahren

Bei sämtlichen Nachweisen einer Holz-Beton-Verbunddecke sind die Auswirkungen aus dem Kriechen von Beton und Holz sowie aus dem Betonschwinden zu berücksichtigen. Wie oben erläutert, kann auf das Schwinden von Holz verzichtet werden, was auch in den bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbundmittel bestätigt wird.

Bemessungszeitpunkt

Die Nachweise haben gemäß DIN EN 1995-1-1/NA [61] sowie den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbundmittel sowohl für den Anfangszustand ($t = 0$) als auch für den Endzustand ($t = \infty$) zu erfolgen.

Bei jedem Kriech- und Schwindvorgang handelt es sich um einen zeitabhängigen Prozess mit unterschiedlichem Entwicklungsverlauf. Die Schwinddehnung des Betons baut sich relativ rasch auf und ist

bereits nach wenigen Jahren nahezu abgeschlossen. Daraus entstehen Eigenspannungen im Verbundquerschnitt. Da Beton schneller kriecht als Holz, entzieht sich die Betonplatte teilweise ihrer Belastung und es kommt zu einer Umlagerung der Beanspruchungen auf den Holzquerschnitt. Nach Schänzlin [44] kann dadurch bei Beton mit ausgeprägtem Schwind- und Kriechverhalten im Zeitraum zwischen drei bis sieben Jahren die größte Holzrandspannung auftreten.

Für die effiziente Ausnutzung einer Verbundkonstruktion ist die Verwendung von schwindarmen Betonen mit gutmütigem Kriechverhalten Voraussetzung in Hinblick auf den häufig entscheidenden Nachweis der Endverformung. Werden die dafür notwendigen Maßnahmen nach Abschnitt IV.3.2 vollständig oder zumindest größtenteils befolgt, so erscheint es ausreichend, die Nachweise wie in der Norm und den Zulassungen gefordert nur für den Anfangs- und Endzustand zu führen. Diese Einschätzung ist u. a. auch in Rautenstrauch [38] zu finden.

Berücksichtigung des Kriechens

In den vergangenen Jahren wurden aufwändige Verfahren und Simulationsmodelle entwickelt, um kriechverändernde Materialparameter in die Berechnung mit einfließen zu lassen. Für den Einsatz in der Praxis erscheinen diese Verfahren aufgrund ihrer Komplexität und den oft noch mangelnden wissenschaftlichen Erkenntnissen zu den exakten Auswirkungen der Einflussfaktoren als überzogen.

Als alternative Möglichkeit können die Auswirkungen des Kriechens auf den Endzustand vereinfacht durch die Division des Elastizitätsmoduls von Holz und Beton bzw. der Verbundmittelsteifigkeit mit dem Faktor $(1 + \text{Kriechzahl})$ berücksichtigt werden. Diese Vorgehensweise erscheint für baupraktische Zwecke als ausreichend genaue Näherung, was u. a. von Rautenstrauch [38] bestätigt wird.

Gemäß Schänzlin [44] sind aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung der zeitabhängigen Kriech- und Schwindvorgänge sogenannte Verbundkriechzahlen zu verwenden. Während die Endkriechzahl von Holz unverändert bleibt, erhöht sich jene des Betons um den Faktor 2,0 (GZT, 5%-Fraktil) bzw. 1,5 (GZG, Mittelwert). Der erhöhte Wert wird damit begründet, dass sich der Betonquerschnitt zufolge des Kriechvorgangs teilweise seiner Beanspruchung entzieht und es somit zu einer abnehmenden elastischen Dehnung bei konstant gebliebener Kriechdehnung kommt. Die Folge ist ein Anstieg der effektiven Kriechzahl.

Wenngleich eine gewisse gegenseitige Beeinflussung nicht ausgeschlossen werden kann, so erscheint jedoch das Ausmaß der Auswirkungen als zu hoch im Vergleich zu stichprobenartig durchgeführten Durchbiegungsmessungen ausgeführter Projekte seitens mkp. Des Weiteren werden von verschiedenen Autoren die Kriechbeiwerte nach Norm angewendet, wonach deren Berechnungen zu grundlegend anderen Ergebnissen in Bezug auf das Langzeitverhalten führen würden.

Aus diesem Grund wird unter Vorbehalt einer eindeutigen Verifizierung der Angaben von Schänzlin empfohlen, die Kriechbeiwerte von Beton entweder gemäß EN 1992-1-1 [76] zu bestimmen oder vereinfacht gemäß DIN EN 1995-1-1/NA [61] mit 2,5 anzunehmen.

Berücksichtigung des Schwindens

Wie bereits erwähnt, sind bei einer Holz-Beton-Verbunddecke die Schwinddehnungen von Beton wesentlich stärker ausgeprägt, als jene von Holz. Demzufolge verkürzt sich die Betonplatte stärker als der Holzquerschnitt und es kommt zu einer positiven Krümmung bzw. zu einem positiven Biegemoment im Verbundquerschnitt. Zur Berücksichtigung dieses Eigenspannungszustands wurden verschiedene Verfahren und Berechnungsmodelle entwickelt. Nicht alle davon sind für die Anwendung mit dem Gamma-Verfahren geeignet.

Eine detaillierte Simulation des Schwindens inklusive der Interaktion mit dem Kriechen für den gesamten zeitlichen Verlauf ist mit den Methoden der Finiten Elemente auf Grundlage abgesicherter Materialmodelle möglich. Diese Vorgehensweise wurde bisher im Zuge wissenschaftlicher Forschungsprojekte von Rautenstrauch [38], Schmidt [46], u. a., anstatt oder begleitend zu experimentellen Langzeituntersuchungen, durchgeführt. Aufgrund der schwierigen Handhabung und des hohen Arbeitsaufwands ist dieses Verfahren für die praktischen Anwendungen wenig geeignet.

Eine einfachere Handhabung wird durch die Simulation der Schwinddehnung über eine statisch äquivalente Ersatzlast oder Temperaturbeanspruchung erreicht.

Nach Schänzlin [44] kann die aus der Schwinddehnung des Betons verursachte Zunahme der Durchbiegung durch eine fiktive Gleichstreckenlast simuliert werden. Dazu muss die Durchbiegung aus der Ersatzlast dieselbe sein, wie jene die aus dem Schwinden des Betons verursacht wird. Nachteilig erweist sich bei dieser Methode der Umstand, dass sich die zusätzliche äußere Belastung auf die Auflager- und Querkräfte auswirkt, welche jedoch bei statisch bestimmter Lagerung aufgrund spannungsloser Dehnung nicht vom Betonschwinden beeinflusst werden. Schänzlin berücksichtigt weiters die zufolge des Betonschwindens verminderte Biegesteifigkeit des Verbundträgers.

Gemäß Rautenstrauch [38] können die Auswirkungen des Schwindens mit denen eines gleichmäßigen Temperatureinflusses verglichen werden. Demnach lässt sich die Schwindverkürzung der Betonplatte über eine statisch äquivalente Temperaturbeanspruchung simulieren. Diese Vorgehensweise wird auch in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Verbundmittel explizit als Möglichkeit erwähnt. Bei der Verwendung eines Stabwerksmodells kann der einwirkende Temperaturgradient in den meisten Fällen direkt im Programm als separater Lastfall angesetzt werden.

Für die Anwendung im Zuge des Gamma-Verfahrens ist jedoch eine analytische Lösung erforderlich. In diesem Fall eignet sich besonders das von Kreuzinger [19] beschriebene Gedankenmodell einer Festhaltekraft, welche die Schwinddehnung behindert und anschließend mit umgekehrtem Vorzeichen auf den Verbundquerschnitt angesetzt wird. Dieses Modell wird weiters von Scholz [48] und den Erläuterungen zur DIN 1052 [7] aufgegriffen.

In Abb. IV.26 ist die Vorgehensweise dargestellt. Hervorgerufen durch die Schwindkräfte der Bindemittelmatrix versucht sich der Betonquerschnitt zu verkürzen. Diese Längenänderung wird allerdings vom Verbundquerschnitt behindert. Jene Kraft, die bei einer imaginären Verankerung der losgelösten Betonplatte zur vollständigen Verhinderung der Schwinddehnung entsteht, wird als Festhaltekraft F_0 bezeichnet. Im Betonquerschnitt bildet sich dadurch eine konstante Zugspannung, während der Holzquerschnitt unbelastet bleibt (Lastfall 1). Anschließend wird der Verbund gedanklich wiederhergestellt und die Fixierung gelöst. Dadurch wirkt die entgegengesetzte Festhaltekraft auf den Verbundquerschnitt ein. Aufgrund des außermittigen Lastangriffs entsteht in den Teilquerschnitten neben einer Druckspannung auch jeweils ein positives Biegemoment, welches schließlich zur zusätzlichen Verformung infolge Betonschwindens führt (Lastfall 2).

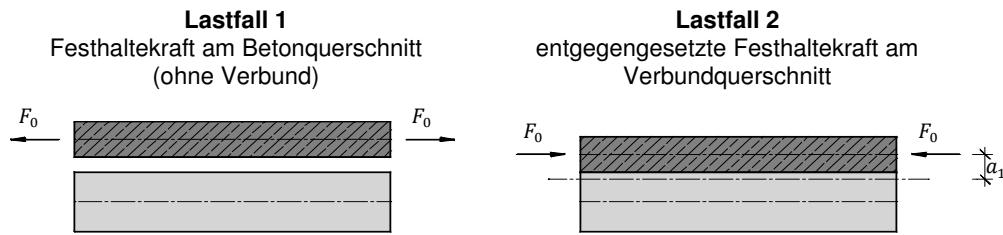


Abb. IV.26: Simulation der Schwinddehnung des Betonquerschnitts [7]

In den nachfolgenden Gleichungen sind die Einzelbiegesteifigkeiten, die Gesamtbiegesteifigkeit und die Schwerpunktabstände am nachgiebigen Verbundsystem zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu verwenden.

Unter Vernachlässigung der Schwindverformung von Holz ergibt sich die Festhaltekraft F_0 aus der Endschwinddehnung von Beton $\varepsilon_{cs,\infty}$ und der mit dem Nachgiebigkeitsfaktor γ_1 abgeminderten Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts EA_1 .

$$F_0 = \varepsilon_{cs,\infty} \cdot \gamma_1 \cdot EA_1 \quad (\text{IV-69})$$

Aus der exzentrischen Wirkung der Schwindverkürzung resultiert das positive Gesamtmoment M_S . Dieses teilt sich auf die beiden Einzelmomente $M_{1,S}$ und $M_{2,S}$ auf.

$$M_S = F_0 \cdot a_1 \quad (\text{IV-70})$$

$$M_{1,S} = M_S \cdot \frac{EI_1}{EI_{eff}} \quad (\text{IV-71})$$

$$M_{2,S} = M_S \cdot \frac{EI_2}{EI_{eff}} \quad (\text{IV-72})$$

Aus dieser Momentenbeanspruchung erfolgt die zusätzliche Verformung zufolge Betonschwindens. Diese ist beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

$$w_{S,fin} = \frac{M_S \cdot l_0^2}{8 \cdot EI_{eff}} \quad (\text{IV-73})$$

In **Lastfall 1** bewirkt die Festhaltekraft am gelösten System eine Zugnormalkraft im Betonquerschnitt, während der Holzquerschnitt beansprucht bleibt.

$$N_{1,S}^{LF1} = F_0 \quad (IV-74)$$

$$N_{2,S}^{LF1} = 0 \quad (IV-75)$$

In **Lastfall 2** wirkt die entgegengesetzte Festhaltekraft auf den Verbundquerschnitt. Diese erzeugt in den Einzelquerschnitten jeweils eine Drucknormalkraft. In Anlehnung an die Berechnung bei starrem Verbund [19] können die Normalkräfte in Feldmitte unter Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit gemäß Gl. IV-76 bzw. Gl. IV-77 ermittelt werden.

$$N_{1,S}^{LF2} = -F_0 \cdot \frac{\gamma_1 \cdot EA_1}{(\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2)} \cdot \left(1 + a^2 \cdot \frac{EA_2^2}{(\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2) \cdot EI_{eff}} \right) \quad (IV-76)$$

$$N_{2,S}^{LF2} = -F_0 \cdot \frac{EA_2}{(\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2)} \cdot \left(1 - a^2 \cdot \frac{\gamma_1 \cdot EA_1 \cdot EA_2}{(\gamma_1 \cdot EA_1 + EA_2) \cdot EI_{eff}} \right) \quad (IV-77)$$

Die Überlagerung der beiden Lastfälle liefert die aus dem Dehnungsvorgang resultierende Normalkraftbeanspruchung der Einzelquerschnitte.

$$N_{1,S} = N_{1,S}^{LF1} + N_{1,S}^{LF2} \quad (IV-78)$$

$$N_{2,S} = N_{2,S}^{LF1} + N_{2,S}^{LF2} \quad (IV-79)$$

Die Normalkräfte und Biegemomente der Einzelquerschnitte aus Betonschwinden addieren sich beim Tragfähigkeitsnachweis zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu den Beanspruchungen aus äußerer Belastung.

IV.4 Diskontinuität bei Kervenverbund

Bei der Berechnung eines Verbundträgers mit dem Gamma-Verfahren muss selbst bei diskontinuierlich angeordneten Verbundmitteln eine gleichmäßige Schubübertragung angenommen werden. Somit können sowohl die Verbundmittelbeanspruchung als auch das entstehende Exzentrizitätsmoment nicht direkt, sondern erst im Zuge einer Nachlaufrechnung bestimmt werden. In diesem Abschnitt wird dafür jeweils eine Methode vorgestellt.

IV.4.1 Berechnung der Kervenkräfte

Mit dem Gamma-Verfahren lässt sich aufgrund der Annahme einer ideellen Verbundfuge mit verschmierter Verbundsteifigkeit nur ein über die Trägerlänge linear verlaufender Schubfluss bestimmen. Aus diesem sind in einer Nachlaufrechnung die einzelnen Verbundmittelkräfte zu ermitteln.

Michelfelder [29] multipliziert zur Berechnung der maximalen Verbundmittelbeanspruchung den maximalen Schubfluss mit dem effektiven Verbundmittelabstand (Gl. IV-48). Beim Verbund mittels Kerven werden die Kervenkräfte damit jedoch dermaßen stark überschätzt, dass sie in Einzelfällen sogar über der vorliegenden Längsschubkraft liegen, was in Wirklichkeit nicht sein kann.

In Rautenstrauch [36] wird der Schubflussverlauf in Einflussbereiche aufgeteilt, welche aufsummiert die einzelnen Kervenkräfte ergeben. Bei allen der drei angegebenen Ansätze weichen die Kervenkräfte jedoch teilweise entscheidend von den praxisnahen Werten aus dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch ab, wodurch eine deutliche rechnerische Überbeanspruchung einzelner Verbundmittel zu erwarten ist.

Aus diesem Grund wird eine eigene Berechnungsmethode vorgeschlagen. Diese besteht im Wesentlichen aus den folgenden drei Schritten:

- 1 Stauchung des Schubflussverlaufs ausgehend vom Auflager hin zur ersten Kerne
- 2 Einteilung der Einflussbereiche jeweils bis zur nächsten Kerne
- 3 Aufsummierung des Schubflusses über den jeweiligen Bereich ergibt die zugehörige Kervenkraft

Die Vorgehensweise ist zusätzlich in Abb. IV.27 illustriert.

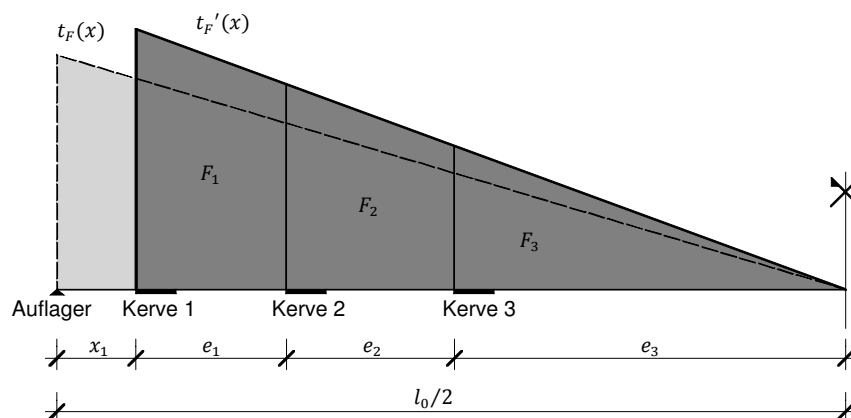


Abb. IV.27: Berechnungsmethode zur Ermittlung der Kervenkräfte

Die Stauchung resultiert aus dem Gedanken, dass jenseits der äußersten Kerve kein Verbund herrscht und somit auch keine Schubkräfte übertragen werden können. Dabei muss immer der Zusammenhang nach Gl. IV-80 gelten.

$$\frac{t'_{F,max} \cdot (l_0 - x_1)}{4} = \frac{t_{F,max} \cdot l_0}{4} = |N_{1,max}| \quad (\text{IV-80})$$

$t_{F,max}$ max. Schubfluss

$t'_{F,max}$ max. Schubfluss gestaucht

$N_{1,max}$ max. Normalkraft des Betonquerschnitts in Feldmitte

Zur Verifizierung der Methode wird eine Vergleichsrechnung mit den beiden Ansätzen von Michelfelder und Rautenstrauch in Bezug zum Rahmenmodell nach Rautenstrauch durchgeführt. Als Vergleichsobjekte werden die 14 HBV-Decken gemäß Tab. III.1 herangezogen. Das Ergebnis ist in Abb. IV.28 dargestellt. Darin sind die Streubereiche inklusive des Mittelwerts der Kervenkkräfte als prozentuale Abweichung im Vergleich zum Rahmenmodell nach Rautenstrauch eingetragen. Dabei ist die Nummerierung der Kerven jeweils vom Auflager in Richtung Feldmitte zu verstehen. Aus der Berechnung gemäß Michelfelder resultiert im Gegensatz zu den anderen Varianten nur eine maximale Kervenkraft.

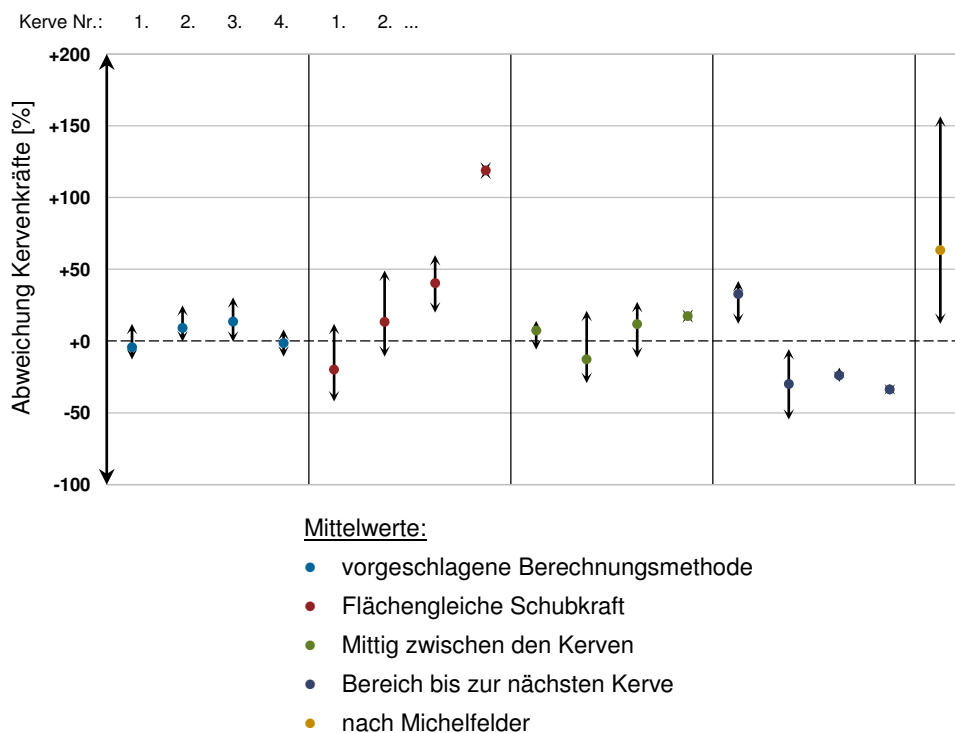


Abb. IV.28: Streubereiche der Kervenkkräfte im Vergleich zum Rahmenmodell nach Rautenstrauch

Die vorgeschlagene Berechnungsmethode liefert sowohl in Hinblick auf die Streuweiten als auch bei den Mittelwerten die beste Übereinstimmung mit dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch. Daraus und aufgrund der geringen Abweichungen im Vergleich zum Referenzverfahren kann die Methode als verifiziert betrachtet werden.

IV.4.2 Berechnung der Schnittgrößenverläufe

Da die punktuelle Schubkraft jeweils im Schwerpunkt der Einzelquerschnitte angreift, entsteht aus dem Hebelarm zwischen Schwerpunkt und Verbundfuge zusätzlich zur Kervenkraft ein Versatzmoment. Ausgehend von einer quadratischen Momentenverteilung, wie es bei kontinuierlicher Schubübertragung der Fall ist, verursachen die Versatzmomente eine Sprungstelle an jeder Kerne. Auf der dem Auflager zugewandten Seite erhöht sich das Biegemoment, während es sich auf der abgewandten Seite verringert. Dadurch kann eine Bemessungssituation entstehen, welche durch die Biegebemessung in Feldmitte nicht abgedeckt wird.

Aus diesem Grund hat Michelfelder [29] in einer Parameterstudie Konstruktionsregeln ermittelt, mit deren Einhaltung dieser Fall nicht eintreten kann. Tab. IV.9 zeigt die dazu empfohlene Anzahl an Kernen und deren Lage in Abhängigkeit der Trägerlänge. Die Regeln gelten für HBV-Flachdecken mit einem Höhenverhältnis von $h_B / h_H = 2 / 3$ bei einer Mindeststärke des Aufbetons von $h_B = 8\text{cm}$ und einer Kervenzlänge von 20cm. Außerdem sind Linienlasten (z.B. Wände) erst ab einem Abstand von mindestens $7 h_B$ ab der innersten Kerne anzuordnen. [29]

Tab. IV.9: Konstruktionsregeln für die Anzahl und Lage von Kernen [29]

Trägerlänge [m]	Anzahl Kernen [-]	l_{VH1} [cm]	l_{VH2} [cm]	l_{VH3} [cm]
5	2	25	≤ 45	-
6	3	25	25	≤ 48
7	3	25	25	≤ 63
8	3	25	25	≤ 80
9	3	25	25	≤ 99
10	3	25	25	≤ 120

Werden diese Konstruktionsregeln nicht eingehalten, so sollte eine Berechnung der Schnittgrößenverläufe inklusive Berücksichtigung der Versatzmomente mit einer anschließenden Biegebemessung beidseitig der Kernen durchgeführt werden. Da die Momenten- und Normalkraftsprünge nicht von vornherein durch das Gamma-Verfahren abgebildet werden, muss deren Berechnung mithilfe eines idealisierten statischen Modells erfolgen. Im Folgenden wird dazu eine Methode vorgestellt, womit sich unter Einhaltung aller Verträglichkeiten eine gute Übereinstimmung mit dem Stabwerksmodell nach Rautenstrauch erzielen lässt.

In Abb. IV.29 ist das Berechnungsprinzip am Teilsystem der Aufbetonebene dargestellt. Es gilt jedoch sinnbildlich genauso für den Holzquerschnitt.

In der Modellvorstellung werden die beiden Tragebenen der HBV-Decke als Ober- bzw. Untergurt eines Stabwerks mit biegesteifen Anschlüssen auf Höhe jeder Kerne simuliert. Aufgrund der Symmetriebeziehungen genügt es, nur eine Trägerhälfte zu betrachten. An diesen beiden Teilsystemen werden anschließend die wirkenden Kräfte angebracht. Als bekannte Größen sind dies zum einen das Biegemoment M und die Normalkraft N der Einzelquerschnitte in Feldmitte als Ausgabewerte des Gamma-Verfahrens sowie die Kervenkraft F_i resultierend beispielsweise aus dem Berechnungsvor-

schlag des vorigen Abschnitts. Zur Berechnung der Schnittgrößen erfolgt die Aufteilung in einen Lastfall A und einen Lastfall B. Die Überlagerung der jeweiligen Schnittkraftverläufe ergibt schließlich die Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Versatzmomente.

Lastfall A berücksichtigt die Auswirkungen der exzentrisch angreifenden Kervenkkräfte. Jeweils aus einer Kervenkraft und dem Hebelarm zum Schwerpunkt des Teilquerschnitts berechnet sich das zugehörige Versatzmoment. Das entgegenwirkende Moment M_A folgt aus der Summe aller Versatzmomente.

Lastfall B stellt die Verträglichkeit zu den Einzelschnittgrößen in Feldmitte her. So ergibt sich das Moment M_B als Differenz zum Einzelmoment M in Feldmitte. Daraus lassen sich die beiden fehlenden Unbekannten, die Auflagerkraft A und die Auflast q berechnen.

Die aus der Überlagerung der Schnittkraftverläufe aus Lastfall A und Lastfall B resultierenden Gesamtschnittgrößen zeigen im Vergleich zu den Ergebnissen aus dem Stabwerksmodell nach Rautenstrauch eine sehr hohe Übereinstimmung. Somit kann die Gültigkeit der Vorgehensweise bestätigt und das Verfahren als verifiziert betrachtet werden.

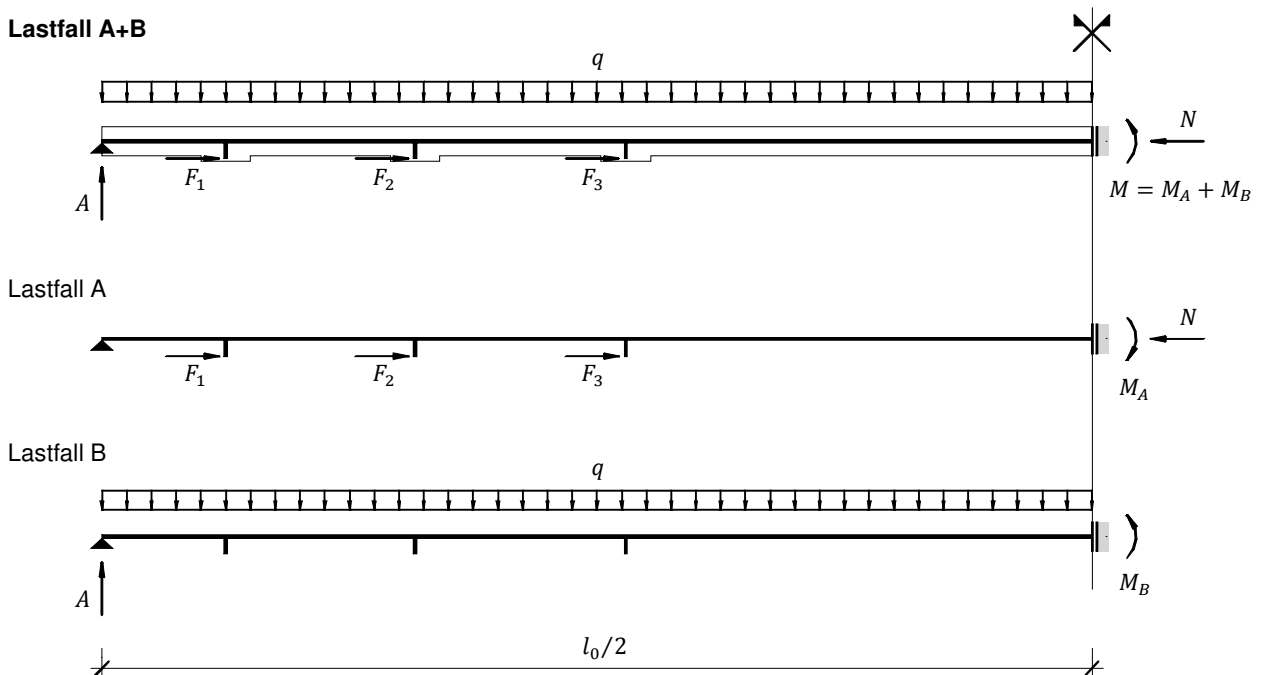


Abb. IV.29: Berechnungsmethode zur Ermittlung der Einzelschnittgrößen

IV.5 Berücksichtigung einer gerissenen Betonzugzone

Der Betonquerschnitt einer Holz-Beton-Verbunddecke wird hauptsächlich durch die Kombination aus einem positiven Biegemoment sowie einer Drucknormalkraft beansprucht. Werden die aus dem Moment resultierenden Zugspannungen an der Betonunterseite nicht oder nur unvollständig durch die wirkende Normalkraft überdrückt, kann es zu Rissen kommen. Gerissene Bereiche können beim maximalen Moment in Feldmitte und bei diskontinuierlichem Verbund, aufgrund des zusätzlich wirkenden Versatzmoments, außerdem an den Stellen der punktuellen Schubübertragung auftreten. Beim Verbund durch Kerfen liegt der gefährdete Schnitt jeweils auf Höhe der dem Auflager näher gelegenen Kerfenflanke.

Im Unterschied zu einer Stahlbetondecke müssen die Kräfte der Zugzone nicht unbedingt durch eine Biegebewehrung aufgenommen werden, da bei einer HBV-Decke der Holzquerschnitt in der Lage ist diese Funktion zu übernehmen. Dabei kommt es zu einer Kräfteumlagerung vom gerissenen Betonquerschnitt hin zum darunterliegenden Holzquerschnitt, welche höher ausfällt als wie bei vorhandener Bewehrung. Die Auswirkungen dieser globalen Kräfteumlagerung können in einem rechnerischen Iterationsprozess berücksichtigt werden. Häufig ist die Länge der gerissenen Bereiche im Vergleich zur Spannweite jedoch verhältnismäßig gering, sodass diese Umlagerungsvorgänge dennoch vernachlässigbar sind. In solch einem Fall kann der Nachweis unter der Annahme einer lokalen Spannungsumlagerung im Betonquerschnitt mit idealisiertem Spannungsverlaufs geführt werden.

Nachfolgend werden die drei Möglichkeiten zur Berücksichtigung einer gerissenen Betonzugzone erläutert: globale Kräfteumlagerung, lokale Spannungsumlagerung und Biegebewehrung.

IV.5.1 Globale Kräfteumlagerung

Wird die Biegezugfestigkeit an der Betonunterseite überschritten, kommt es zu Rissen und folglich zu einem teilweisen Ausfall der Betonzugzone. Bei fehlender Biegebewehrung verringert sich dadurch die Biegetragfähigkeit des Betonquerschnitts um die Anteile der gerissenen Bereiche. Dadurch verschiebt sich das Verhältnis der Eigensteifigkeiten in Richtung des Holzquerschnitts, der Betonquerschnitt gibt also einen Teil seiner Beanspruchung ab. Im Zuge dieser Umlagerung verringert sich die resultierende Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundquerschnitts. Die Auswirkungen dieser Kräfteumlagerung können im Zuge eines iterativen Berechnungsablaufs berücksichtigt werden (Abb. IV.30).

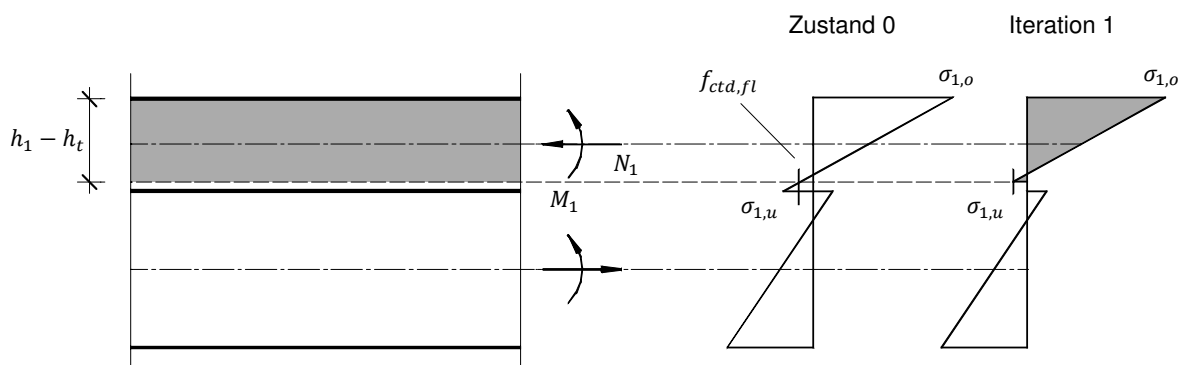


Abb. IV.30: Gerissene Betonzugzone – globale Kräfteumlagerung

Ausgehend von der Normalspannungsverteilung des ungerissenen Betonquerschnitts (Zustand 0) kann mithilfe von Gl. IV-81 in einem ersten Iterationsschritt die Höhe h_t der gerissenen Zugzone berechnet werden. Falls die Biegezugfestigkeit des Betons unberücksichtigt bleibt, kann diese in der Formel weggelassen werden.

$$h_t = h_1 \cdot \frac{\sigma_{1,u} - f_{ctd,fl}}{\sigma_{1,u} + \sigma_{1,o}} \quad (\text{IV-81})$$

$f_{ctd,fl}$ Biegezugfestigkeit des Betons gemäß Gl. V-9

Durch den ausgefallenen Bereich ändern sich sowohl die Biegetragfähigkeit des Betonquerschnitts als auch der Schwerpunktabstand. Infolgedessen muss die effektive Biegesteifigkeit neu berechnet werden. Der ausgefallene Bereich wird dabei wie ein (zusätzlicher) Abstand zwischen Beton- und Holzquerschnitt behandelt. Im Anschluss daran wird der veränderte Normalspannungsverlauf des ersten Iterationsschritts ermittelt (Zustand 1).

Dieser Vorgang wiederholt sich solange, bis die geforderte Betonzugfestigkeit in ausreichender Genauigkeit erreicht wird, was in der Regel bereits nach dem zweiten Iterationsschritt der Fall ist.

Die iterative Berechnung der Kräfteumlagerung unterliegt der Annahme einer über die Trägerlänge durchgehend gerissenen Betonzugzone. Da die gerissenen Bereiche in Wirklichkeit nur einen geringen Anteil der Gesamtlänge ausmachen, wird die effektive Biegesteifigkeit mehr oder weniger stark unterschätzt.

IV.5.2 Lokale Spannungsumlagerung

Vor allem bei Holz-Beton-Verbundträgern mit lokal begrenzter Betonzugzone kann von einer abschnittsweisen Spannungsumlagerung ausschließlich innerhalb des Betonquerschnitts unter Vernachlässigung der Auswirkungen auf die Gesamtbiegesteifigkeit ausgegangen werden. Dieser lokale Umlagerungsvorgang kann entweder alternativ oder zusätzlich zur Kräfteumlagerung angenommen werden, wenn es aufgrund der Exzentrizitätsmomente aus dem Verbund durch Kerfen oder anderer punktueller Schubverbinder trotz reduziertem Betonquerschnitt zu Betonzugspannungen an den Stellen der Schubübertragung kommt.

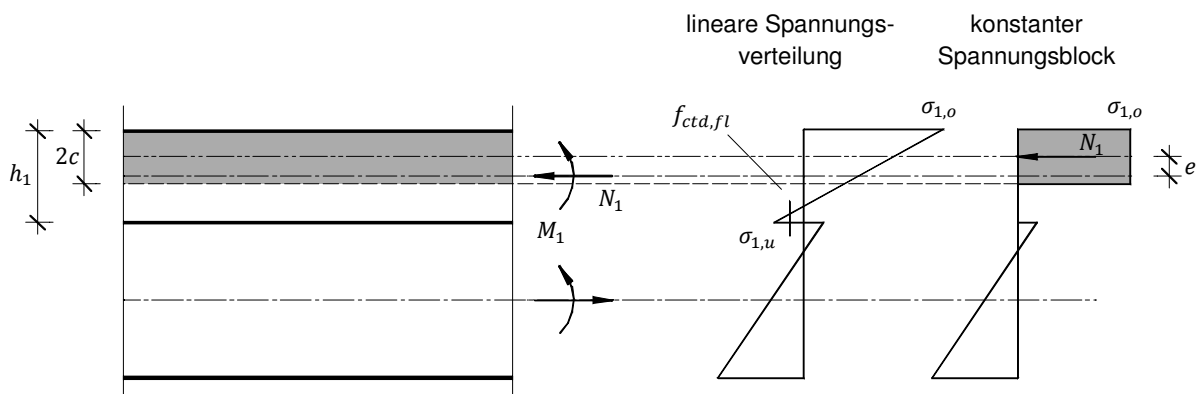


Abb. IV.31: Gerissene Betonzugzone – lokale Spannungsumlagerung

In Abb. IV.31 ist das Gedankenmodell der Spannungsumlagerung dargestellt. Dabei wird die im Schwerpunkt des Betonquerschnitts angreifende Beanspruchungskombination aus positivem Biegemoment und Drucknormalkraft durch einen statisch gleichwertigen, exzentrisch angreifenden Normalspannungsblock kompensiert. Die Resultierende muss dabei gleich der wirkenden Drucknormalkraft sein, allerdings um einen Abstand aus dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts verschoben. Die Annahme der idealisierten Spannungsverteilung in dieser Form entspricht dabei im Wesentlichen der Möglichkeit der Querschnittsbemessung nach EN 1992-1-1 [76] für Stahlbeton, wobei die Funktion der Zugzone vom Holzquerschnitt übernommen wird.

Der Nachweis des Betonquerschnitts ist dann erfüllt, wenn die Exzentrizität e nach Gl. IV-82 kleiner der halben Querschnittshöhe und die konstante Druckspannung σ_1 nach Gl. IV-83 kleiner der zulässigen Betondruckfestigkeit ist.

$$e = \frac{M_1}{N_1} \quad \text{mit} \quad e \leq h_1/2 \quad (\text{IV-82})$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{b_1 \cdot 2c} \quad (\text{IV-83})$$

IV.5.3 Biegebewehrung

Eine alternative Möglichkeit zu den beiden vorangegangenen Varianten der Berücksichtigung einer gerissenen Zugzone bzw. wenn die Nachweise durch diese nicht eingehalten werden, ist der Einbau einer Biegebewehrung. Auch dabei kommt es nach überschreiten der Biegezugfestigkeit zu einem Umlagerungsvorgang, welcher jedoch aufgrund der geringen Auswirkung auf die Gesamtsteifigkeit von Holz-Beton-Verbundträgern im Allgemeinen vernachlässigt wird.

Genau genommen handelt es sich in diesem Fall um einen Verbundquerschnitt dreier Werkstoffe, womit sich das Tragverhalten gegenüber dem reinen Holz-Beton-Verbundquerschnitt geringfügig ändert. Dieser Umstand wird jedoch vernachlässigt und die Bemessung stattdessen mit den ursprünglichen Einzelschnittgrößen durchgeführt. Die Berechnung der erforderlichen Bewehrung aus kombinierter Beanspruchung durch Biegemoment und Normalkraft erfolgt in Kap. V.4 unter der Annahme einer rechteckigen Spannungs-Stauchungs-Beziehung gemäß EN 1992-1-1 [76].

Da das Anordnen einer Druckbewehrung bei Holz-Beton-Verbunddecken aufgrund der üblicherweise geringen Aufbetonhöhe in der Regel nicht sinnvoll ist, ist darauf zu achten, dass die vorhandene Normalkraft die maximal mögliche Betondruckkraft nicht überschreitet ($N_{1,d} \leq F_{cdB,lim}$).

V Leitfaden der Berechnung und Nachweisführung

Der vorliegende Abschnitt behandelt den schematischen und allgemeingültigen Ablauf der Berechnung und Nachweisführung einer beliebigen Holz-Beton-Verbunddecke. Dieser Leitfaden soll in Verbindung mit den übrigen Teilen dieser Arbeit die Hintergründe verdeutlichen und Fragestellungen hinsichtlich der zu treffenden Angaben, Annahmen und Auswahlmöglichkeiten beantworten. Begleitend zum EDV-Programm soll die Eingabe wesentlich erleichtert sowie die nötige Transparenz und Nachvollziehbarkeit durch das Ausformulieren der einzelnen Rechenabläufe geschaffen werden.

Die Berechnung des nachgiebigen Verbunds erfolgt mit dem Gamma-Verfahren, welches als Standardverfahren in EN 1995-1-1 [77] verankert ist und dessen Eignung sowohl bei kontinuierlicher als auch bei diskontinuierlicher Verbundmittelanordnung in Kap. IV.2 gezeigt werden konnte. Zur Bemessung des Verbundträgers werden alle vorgeschriebenen Nachweise sowohl in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) als auch in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sowie für den Brandfall geführt. Als Verbundkonstruktion ohne Zuordnung eines eigenen Eurocodes sind daher für den Werkstoff Beton die Regeln nach EN 1992-1-1 [76], für Holz nach EN 1995-1-1 [77] und für Holz unter Brandeinwirkung nach EN 1995-1-2 [78], inklusive des jeweiligen nationalen Anhangs, sinngemäß einzuhalten. Der Nachweis der Verbundfuge im Detail erfolgt nur für den Verbund durch Kerben.

V.1 Berechnungsgrundlagen

Im Vorfeld der Berechnung sind die Materialkennwerte und Verbundeigenschaften festzulegen, die Parameter des Langzeitverhaltens zu bestimmen und die effektive Spannweite sowie die mitwirkende Breite des Verbundträgers zu definieren.

Materialfestigkeiten

Eine Einteilung in Festigkeitsklassen inklusive der zugehörigen Kennwerte ist für Vollholz in EN 338 [71] und für Brettschichtholz in EN 1194 [72] geregelt. Abweichend von den darin angeführten Werten wird in ÖNORM B 1995-1-1 [66] für die charakteristische Schubfestigkeit von Brettschichtholz ein Wert von $f_{v,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ empfohlen. Der Risseffaktor ist sowohl für Vollholz ($k_{cr} = 0,67$) als auch für Brettschichtholz ($k_{cr} = 0,83$) zu berücksichtigen.

Die Eigenschaften des Betons werden in den Betonfestigkeitsklassen gemäß EN 1992-1-1 [77] definiert. Der Betonstahl hat die Anforderungen nach ÖNORM B 4707 [68] zu erfüllen und darf zudem für die Verwendung als Bewehrungsstahl eine maximale Zugfestigkeit von $f_{y,k} = 600 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.

Material- und Verbundmittelsteifigkeiten

In Tab. V.1 sind die der Berechnung zugrunde zu legenden Steifigkeitskennwerte der beiden Verbundwerkstoffe und des Verbundmittels für den Anfangs- und Endzustand eingetragen. Gemäß Anhang B in EN 1995-1-1 [77] ist für die Berechnung mit dem Gamma-Verfahren der Mittelwert des

Elastizitätsmoduls zu verwenden. Die Berücksichtigung des Kriechverhaltens für den Zeitpunkt $t = \infty$ erfolgt durch Abminderung der jeweiligen Steifigkeit über einen zugehörigen Kriechfaktor bzw. Verformungsbeiwert.

Tab. V.1: Material- und Verbundmittelsteifigkeiten für den Anfangs- und Endzustand

Bauteil	Zustand	Zeitpunkt $t = 0$	Zeitpunkt $t = \infty$
Holz	GZG u. GZT	$E_{0,mean}$	$\frac{E_{0,mean}}{(1 + k_{def})}$
Beton	GZG u. GZT	E_{cm}	$\frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))}$
Verbundmittel	GZG	K_{ser}	$\frac{K_{ser}}{(1 + \varphi_{VM})}$
	GZT	K_u	$\frac{K_u}{(1 + \varphi_{VM})}$

Darin bedeuten:

Holz

$E_{0,mean}$ mittlerer Elastizitätsmodul von Holz in Faserrichtung,
nach EN 338 [71] für Vollholz bzw. nach EN 1194 [72] für BSH

k_{def} Verformungsbeiwert von Holz nach EN 1995-1-1 [77]

Beton

E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul von Beton nach EN 1992-1-1 [76]

$\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl von Beton nach EN 1992-1-1 [76]

Anm.: Vereinfachend darf nach DIN EN 1995-1-1/NA [61] das Kriechen mittels Division des Elastizitätsmoduls durch 3,5 berücksichtigt werden.

Verbundmittel

K_{ser} Verschiebungsmodul für die Nachweise in den GZG,
nach abZ des Verbundmittels oder aus Studien

K_u Verschiebungsmodul für die Nachweise in den GZT,
nach abZ des Verbundmittels oder aus Studien

φ_{VM} Kriechzahl des Verbundmittels,
nach abZ des Verbundmittels oder aus Studien

Anm.: Gemäß EN 1995-1-1 [77] darf das Verschiebungsmodul für den Zeitpunkt $t = \infty$ ident der Vorgehensweise beim E-Modul von Holz mittels Division durch $(1 + k_{def})$ berechnet werden. Da das Langzeitverhalten in vielen Fällen stark von jenem von Holz abweicht, sollte wenn vorhanden immer ein speziell auf das jeweilige Verbundmittel zugeschnittener Wert verwendet werden. Für den Verbund durch Kerven sind entsprechende Kriechzahlen in Tab. V.3 angegeben.

Das Verschiebungsmodul K_{ser} beschreibt die mittlere Steifigkeit eines Verbundmittels bei elastischer Verformung und kann gemäß EN 26891 [85] aus der Last-Verschiebungskurve eines Versuchskörpers berechnet werden. Aufgrund der Sprödbbruchgefahr wird dieser Wert ausschließlich in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) verwendet. Für das Verschiebungsmodul K_u in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) wird in EN 1995-1-1 [77] empfohlen, im Allgemeinen einen gemäß Gl. V-1 reduzierten Wert zu verwenden.

In Untersuchungen von Michelfelder [29] an Flachdecken in Holz-Beton-Verbundbauweise mit Kernen als Verbundmittel führte diese Abminderung jedoch zu unrealistisch konservativen Biegesteifigkeiten, weshalb auch in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit mit dem vollen Verschiebungskennwert gerechnet werden soll. Dies wird damit begründet, dass das Druckplastizieren der Kernenflanke sich nicht auf die Verbundmittelsteifigkeit gemäß EN 26891 [85] auswirkt, da das plastische Verhalten erst ab einem höheren Lastniveau auftritt. Es findet sich jedoch weder in EN 1995-1-1 [77] noch in anderen Normen oder Literaturquellen eine Aussage darüber, ob dieser Umstand eine Abminderung erübrigt und nicht etwa die Sicherheit gegen Sprödbuch der Verbundmittel der Grund der Abminderung ist. Vorbehaltlich einer Verifizierung der Auslegung von Michelfelder wird deshalb vorgeschlagen, auf der sicheren Seite liegend die Abminderung gemäß Gl. V-1 auch beim Verbund durch Kernen anzuwenden.

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (V-1)$$

Kennwerte für das Verschiebungsmodul eines Verbundmittels sind, sofern vorhanden, der entsprechenden allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) zu entnehmen. Eine Auflistung aller Zulassungen mit Stand 24.07.2013 liefert Tab. II.1.

Für stiftförmige Verbundmittel und Dübel besonderer Bauart sind in EN 1995-1-1 [77] Verschiebungskennwerte angegeben, welche allerdings auf Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen zugeschnitten sind (Tab. V.2). Für Verbindungen aus Beton und Holz dürfen jedoch vereinfacht die mit dem Faktor 2,0 multiplizierten Werte verwendet werden [77].

Tab. V.2: Verschiebungskennwerte nach EN 1995-1-1 [77]

Verbundmittel	K_{ser}
Stabdübel	
Bolzen mit oder ohne Lochspiel ^a	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Schrauben	
Nägels (vorgebohrt)	
Nägels (nicht vorgebohrt)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Klammern	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Ringdübel Typ A nach EN 912	
Scheibendübel Typ B nach EN 912	$\rho_m^{1,5} d_c / 2$
Scheibendübel mit Zähnen:	
– Dübeltyp C1 bis C9 nach EN 912	$1,5 \rho_m d_c / 4$
– Dübeltyp C10 bis C11 nach EN 912	$\rho_m d_c / 2$

^a Das Lochspiel ist zusätzlich zu der Verschiebung hinzuzurechnen.

Bei der Berechnung des Verschiebungsmoduls nach Tab. V.2 ist die mittlere Rohdichte ρ_m des Holzes in kg/m^3 und der Durchmesser d bzw. d_c in mm einzusetzen. Die Werte verstehen sich jeweils pro Verbundmittel und Scherfuge. Bei einer nichttragenden Schicht zwischen Holz und Beton müssen die Festigkeits- und Steifigkeitswerte gemäß EN 1995-2 [79] gesondert berechnet oder durch Versuche bestimmt werden.

Verschiebungskennwerte für Kerven sind bisher ausschließlich den Ergebnissen wissenschaftlicher Studien zu entnehmen, wovon die wichtigsten in Tab. IV.4 aufgelistet sind. Die Übernahme eines konkreten Werts ist allerdings nur dann sinnvoll, wenn die Randbedingungen möglichst genau mit jenen der entsprechenden Studie übereinstimmen. Bei abweichenden Angaben wird hingegen nur eine Scheingenauigkeit suggeriert, da in diesem Fall die tatsächlich vorliegende Verbundmittelsteifigkeit deutlich verschieden sein kann. Zudem konnte in Kap. IV.2.2 bewiesen werden, dass sich eine Varianz des Verschiebungsmoduls im Streubereich der Forschungsergebnisse nur sehr gering auf die bemessungsmaßgebenden Kennwerte auswirkt. Aus diesem Grund wird wie schon in Kap. IV.2.2.3 empfohlen, den Verschiebungskennwert von Kerven mit $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$ anzunehmen, sofern keine eigenen experimentellen Versuche durchgeführt werden.

Kriechzahlen zur Berücksichtigung der Kriechverformung von Kerven sind in Tab. V.3 für den Zeitpunkt $t = 0$ und in Abhängigkeit einer eventuell vorhandenen zusätzlichen Schraube angegeben.

Tab. V.3: Kriechfaktoren von Kerven bei HBV-Flachdecken [29]

Schraubenart	ohne Schraube	Sechskant-schraube $\varnothing 16$	selbstbohrende Schraube $\varnothing 12$
Kriechfaktor $\varphi_{VM,\infty}$	1,38	0,98	1,07

Verbundmittelanordnung und Kervenanzahl

Für eine gleichmäßige Beanspruchung sollte die Anordnung beliebiger Verbundmittel grundsätzlich dem Schubkraftverlauf angepasst werden. Die Abstände sollten sich somit zum Auflager hin verdichten und in Richtung Trägermitte größer werden.

Für den Verbund mit Kerven wird daher eine Anordnung empfohlen, welche zu gleichen Kervenkräften unter Verwendung des in Kap. IV.4.1 vorgestellten Berechnungsverfahrens führt. Die dazugehörigen Einflussbereiche sind ausschließlich von der Spannweite abzüglich dem doppelten Abstand vom Auflager zur ersten Kerve ($l = l_0 - 2x_1$) abhängig und können gemäß Tab. V.4 berechnet werden.

Tab. V.4: Einflussbereiche bei flächengleicher Schubkraft

	e_1	e_2	e_3	e_4
1 Kerve	$\frac{l}{2}$	-	-	-
2 Kerven	$\frac{l(2-\sqrt{2})}{4}$	$\frac{l}{2} - e_1$	-	-
3 Kerven	$\frac{l(3-\sqrt{6})}{6}$	$\frac{l(3-\sqrt{3})}{6}$	$\frac{l}{2} - e_1 - e_2$	-
4 Kerven	$\frac{l(2-\sqrt{3})}{4}$	$\frac{l(2-\sqrt{2})}{4}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{l}{2} - e_1 - e_2 - e_3$

Die Lage der erste Kerbe (x_1) ist durch die gewählte Vorholzlänge definiert. Alle weiteren Kervenpositionen resultieren aus der Anordnung jeweils am Rand des entsprechenden Einflussbereichs. Alternativ dazu können die Konstruktionsregeln nach Michelfelder (Kap. IV.4.2) angewendet werden, wodurch die Biegebemessung ausschließlich in Feldmitte und nicht zusätzlich an den Kerven erfolgen muss.

Für die Anzahl an Kerven schlägt Michelfelder vor, bei einer Trägerlänge von 5m zwei und darüber drei Kerven je Trägerhälfte anzuordnen (vgl. Tab. IV.9). Beispielrechnungen haben jedoch gezeigt, dass sich die Gesamtbiegesteifigkeit durch hinzufügen zusätzlicher Kerven teilweise beträchtlich steigern lässt. Schönborn [47] schreibt diesbezüglich von einer möglichen effektiven Biegesteifigkeit von bis zu 90% des starren Verbunds. Eine Verifizierung dieser Angabe sowie eine konkrete Empfehlung hinsichtlich der idealen Kervenanzahl können an dieser Stelle nicht abschließend geklärt werden.

Effektive Systemabmessungen

Voraussetzung für die Berechnung mit dem Gamma-Verfahren ist ein statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger. Aus diesem Grund wird bei Durchlaufträgern bzw. anderen Lagerungsbedingungen ein Ersatzträger mit einer Spannweite gleich dem Abstand der Momentennullpunkte angenommen. Die wirksame Länge darf gemäß EN 1995-1-1 [77] für den Durchlaufträger vereinfachend zu 4/5 der jeweiligen Stützweite und für den Kragträger mit der doppelten Kragträgerlänge angenommen werden. Eine detailliertere Definition ist jene nach EN 1992-1-1 [76], welche in Abb. V.1 dargestellt ist.

Bei einer Holz-Beton-Verbunddecke in Form einer Rippendecke entziehen sich die äußeren Gurtbereiche zufolge Schubverzerrung mit zunehmender Plattenbreite ihrer Beanspruchung. Dadurch wird die Bedingung nach dem Ebenbleiben des Querschnitts verletzt. Deshalb wird der Einfluss der Schubverzerrung durch die Verwendung der wirksamen Breite berücksichtigt. Diese hängt neben der Schubweichheit des Gurtes außerdem von den Gurt- und Stegabmessungen, dem plastischen Werkstoffverhalten, den Lagerungsbedingungen und der Belastung des Trägers ab und kann gemäß EN 1992-1-1 [76] ermittelt werden. Sofern es sich um keinen Einfeldträger handelt, sollte dabei der Abstand der Momentennullpunkte gemäß Abb. V.1 angenommen werden.

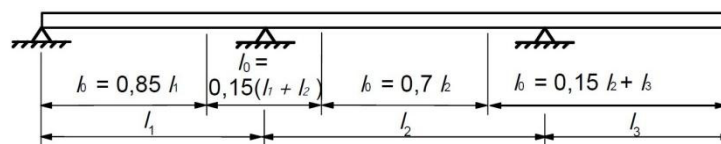


Abb. V.1: Abstand der Momentennullpunkte nach EC2 [76]

Vereinfacht für einen symmetrischen Verbundträgerquerschnitt berechnet sich die wirksame Breite der Betonplatte b_{eff} gemäß Gl. V-2.

$$b_{eff} = \frac{1}{5} (b_1 + 4b_2 + l_0) \leq b_1 \quad (V-2)$$

b_1, b_2 Breite von Beton bzw. Holzquerschnitt

l_0 Abstand der Momentennullpunkte

Die Berechnung ist bis zu einer maximalen Länge der Gurtauskragung kleiner dem halben Abstand der Momentennullpunkte gültig. Für den Querschnitt einer gebräuchlichen HBV-Flachdecke wird diese Bedingung problemlos eingehalten.

V.2 Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit

Die Berechnung von nachgiebig verbundenen Biegeträgern mit dem Gamma-Verfahren erfordert eine über die Trägerlänge konstante Fugen- bzw. Verbundsteifigkeit k_i als Eingangsgröße. Bei diskontinuierlich angeordneten Verbundmitteln kann dies durch die Verwendung des über die Trägerlänge verschmierten effektiven Verbundmittelabstands s_{eff} berücksichtigt werden. Dessen Berechnung erfolgt in Abhängigkeit der Verbundmittelabstufung auf unterschiedliche Art und Weise:

- **keine Verbundmittelabstufung:** Die Verbundmittel sind auf einer oder mehreren nebeneinanderliegenden Reihen mit einem konstanten Abstand über die gesamte Trägerlänge verteilt angeordnet. Bei mehr als einer Reihe ist der rechnerische Verbundmittelabstand s_i als jener Abstand definiert, der bei der gedanklichen Aneinanderreihung aller Verbundmittel verteilt auf die Trägerlänge entsteht [57]. Somit ist bei zwei Reihen der halbe Abstand zu verwenden, bei drei Reihen ein Drittel des Abstands und so weiter.
- **einmalige Verbundmittelabstufung:** Bei einer einmaligen Abstufung der Verbundmittel im Mittelbereich bei abschnittsweise konstantem Verbundmittelabstand liefert das arithmetische Mittel nach Glg. IV-30 eine gute Näherung. [17]
- **lineare Verbundmittelabstufung:** Bei der Anordnung der Verbundmittel entsprechend dem Schubkraftverlauf darf nach EN 1995-1-1 [77] bis zu einem maximalen Verbundmittelabstand kleiner dem vierfachen Wert des minimalen Verbundmittelabstands der Ansatz nach Glg. IV-29 verwendet werden.
- **starke Verbundmittelabstufung:** Bei wenigen und stark abgestuften Verbundmitteln liefert der auf einer Regressionsanalyse aufbauende Ansatz nach Glg. IV-31 auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse für die effektive Biegesteifigkeit. Die Definition von maximalem und minimalem Verbundmittelabstand bei Kerven ist in Abb. IV.6 ersichtlich. [29]

Ausgehend vom gewählten Verschiebungsmodul kann anschließend mithilfe des effektiven Verbundmittelabstands die Fugen- bzw. Verbundsteifigkeit gemäß Gl. IV-28 ermittelt werden. Daraus erfolgt als Maßstab für die Nachgiebigkeit der Verbundfuge die Berechnung des Abminderungsfaktors γ_1 nach Gl. IV-32.

Mit diesem Faktor werden im Anschluss die Steiner'schen Steifigkeitsanteile reduziert, um dadurch die Lage des Schwerpunkts und die effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} zu erhalten (Glg. IV-34). Dies geschieht jeweils getrennt für die Grenzzustände der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit und für den Anfangs- (Zeitpunkt $t = 0$) und Endzustand (Zeitpunkt $t = \infty$).

Die effektive Biegesteifigkeit dient als Grundlage für die darauffolgende Berechnung der Teilschnittgrößen und Spannungen sowie der Durchbiegung und der Parameter des Schwingungsverhaltens.

V.3 Schnittgrößen- und Spannungsermittlung

Die Berechnung der bemessungsrelevanten Schnittgrößen und Spannungen in den Teilquerschnitten erfolgt ausgehend von der anzunehmenden Gleichlast über die Berechnung der Gesamtschnittgrößen und in Abhängigkeit der effektiven Biegesteifigkeit.

Lastannahmen

Die Annahmen für Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau sind laut EN 1991-1-1 [74] bzw. dem zugehörigen nationalen Anhang zu wählen. Das Eigengewicht versetzbarer Trennwände darf dabei durch eine Flächengleichlast ersetzt werden, falls die Decke eine ausreichende Querverteilung besitzt. In Resch [40] bzw. Winter [57] wird sowohl der HBV-Flachdecke als auch der HBV-Rippendecke eine ausreichende Verteilung der Lasten in Querrichtung attestiert, wonach der Trennwandzuschlag durch eine Flächenlast ersetzt werden kann.

Gesamtschnittgrößen

Die Gesamtschnittgrößen an einem statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger sind unabhängig der Biegesteifigkeit und demnach ident zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$. Der Bemessungswert des Biegemoments M_d in Feldmitte lässt sich somit gemäß Gl. V-3 und die Querkraft V_d am Auflager gemäß Gl. V-4 berechnen. Beim Verbund durch Kerven kann unter Umständen die Schubspannung auf Höhe der auflagnahen Kervenflanke der ersten Kerbe maßgebend werden. Die Querkraft $V_{VH1,d}$ an dieser Stelle berechnet sich nach Gl. V-5.

$$M_d = \frac{\sum p_d \cdot l_0^2}{8} \quad (\text{V-3})$$

$$V_d = \frac{\sum p_d \cdot l_0}{2} \quad (\text{V-4})$$

$$V_{VH1,d} = \sum p_d \left(\frac{l_0}{2} - \left(x_1 - \frac{l_K}{2} \right) \right) \quad (\text{V-5})$$

$\sum p_d$ Bemessungswert der Gleichlast nach entsprechender Einwirkungskombination

l_0 effektive Spannweite

l_K Kervlänge

x_1 Position der ersten Kerbe ausgehend vom Auflager

Teilschnittgrößen

Die Normalkräfte und Biegemomente der Einzelquerschnitte in Feldmitte berechnen sich auf Grundlage der effektiven Biegesteifigkeit gemäß Gl. IV-38 bis Gl. IV-41. Beim Verbund durch Kerven können unter Umständen die Stellen der Schubkraftübertragung gegenüber der Trägermitte bemessungsmaßgebend werden. Aus diesem Grund wurde in Kap. IV.4 ein Verfahren vorgestellt, wie die Schnittkraftverläufe inklusive der Unstetigkeitsstellen zufolge der punktuellen und exzentrischen Schubkraftübertragung berechnet werden können.

Dazu müssen in einem ersten Schritt die Kervenkräfte F_i berechnet werden, welche zusammen mit den Einzelschnittgrößen in Feldmitte die Eingangsgrößen zur Ermittlung der Schnittgrößenverläufe darstellen. Dies geschieht durch Integration des transformierten Schubflussverlaufs über den jeweiligen Einflussbereich e_i nach Abb. IV.27. Aus den Kervenkräften folgen die Normalkraftverläufe der beiden Teilsysteme inklusive der Sprungstellen, wobei als Kontrolle die Aufsummierung aller Kervenkräfte einer Trägerhälfte der maximalen Normalkraft in Feldmitte entsprechen muss.

Im zweiten Schritt werden, jeweils getrennt für die beiden Tragebenen, die fehlenden Momenten- bzw. Querkraftverläufe ermittelt. Dazu werden die Normalkraft und das Biegemoment in Feldmitte sowie die Kervenkräfte am Stabmodell gemäß Abb. IV.29 angebracht und die Schnittgrößen für die beiden Lastfälle berechnet. Die abschließende Überlagerung der beiden Lastfälle führt zu den Schnittgrößenverläufen der beiden Teilsysteme.

Bei der Berechnung für den Endzustand (Zeitpunkt $t = \infty$) müssen die Einflüsse aus dem Langzeitverhalten aller beteiligten Komponenten miteinbezogen werden. Das Kriechen von Beton, Holz und Verbundmittel kann dabei durch die Abminderung der Material- bzw. Verbundmittelsteifigkeiten gemäß Tab. V.1 berücksichtigt werden. Während das Schwinden von Holz auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden kann, resultieren aus dem Betonschwinden die zusätzlichen Einzelmomente $M_{1,s}$ (Gl. IV-71) bzw. $M_{2,s}$ (Gl. IV-72) und Normalkräfte $N_{1,s}$ (Gl. IV-78) bzw. $N_{2,s}$ (Gl. IV-79). Diese Anteile werden zu den Teilschnittgrößen ohne Schwinden addiert. Eine genauere Ausführung über die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens findet sich in Kap. IV.3.3.

Spannungen

Die Berechnung der Normalspannungen erfolgt grundsätzlich aus den Teilschnittgrößen durch Überlagerung der Kombination eines konstanten Normalkraftanteils und eines linearen Momentenanteils (Gl. IV-43).

Wird die zulässige Biegezugfestigkeit des Betons (Gl. V-9) jedoch überschritten, so kommt es zu einem Umlagerungsvorgang, der teilweise zu veränderten Spannungen führt. Gemäß Kap. IV.5 kann eine gerissene Betonzugzone auf eine der folgenden drei Varianten berücksichtigt werden:

- Im Zuge der Berücksichtigung der globalen Kräfteumlagerung mittels des iterativen Verfahrens verändern sich die Querschnittswerte und somit auch die Normalspannungsverläufe.
- Unter der Annahme einer lokalen Spannungsumlagerung wird die konstante Druckspannung nach Gl. IV-83 über einen Teil der Querschnittshöhe zugrundegelegt.
- Beim Einbau einer Biegebewehrung werden die Kräfteumlagerungen aus den geänderten Querschnittsverhältnissen in der Regel vernachlässigt und die Nachweise mit den ursprünglichen Normalspannungen geführt.

Für die Berechnung der Schubspannungen wird empfohlen, die Querkraft auf der sicheren Seite liegend vollständig dem Holzquerschnitt zuzuweisen. Unter diesen Voraussetzungen ist die maximale Schubspannung im Holz an der maßgebenden Stelle gemäß Gl. IV-44 zu berechnen.

V.4 Bemessung des Verbundträgers

Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise handelt es sich um ein Zusammenwirken zweier unterschiedlicher Baustoffe zu einem kombinierten Tragsystem. Im Gegensatz zu konventionellen Verbundtragwerken aus Stahl und Beton ist kein separater Eurocode vorhanden, sondern es sind die Regeln in Eurocode 2 (Stahlbeton- und Spannbetontragwerke) und Eurocode 5 (Holzbauten) sowie den zugehörigen nationalen Anhängen einzuhalten.

V.4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

Die Bemessung des Verbundträgers erfolgt immer am Ersatzsystem eines Einfeldträgers gemäß Abb. V.2 mit der effektiven Spannweite l_0 als Abstand der Momentennullpunkte in Längsrichtung. Dieser wird durch die Eigenlast g_E , die Auflast g_A sowie die Nutzlast q beansprucht. Sowohl die Angaben der Belastung als auch jene der Verschiebungsmoduln beziehen sich jeweils auf die Breite des herangezogenen Deckenstreifens. Im Zuge der Berechnung wird für den Betonquerschnitt der Index 1 und für den Holzquerschnitt der Index 2 vergeben. Die Position der Verbundmittel wird, jeweils ausgehend vom Auflager, durch die Laufvariable x_n festgelegt.

In Abb. V.2 sind außerdem die Schnitte der Nachweisführung am Verbundträger dargestellt. Beim Verbund durch Kerfen ist für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wegen der reduzierten Höhe des Holzquerschnitts unter Umständen die Stelle der auflagnahen Kervenflanke der äußersten Kerfe maßgebend. Aufgrund der Versatzmomente müssen bei dieser Art des Verbunds zusätzliche Normalspannungsnachweise vor und nach jeder Kerfe durchgeführt werden. Im Falle einer Rippendecke sollte ein Nachweis der abzuleitenden Schubkräfte aus den Betongurten erfolgen.

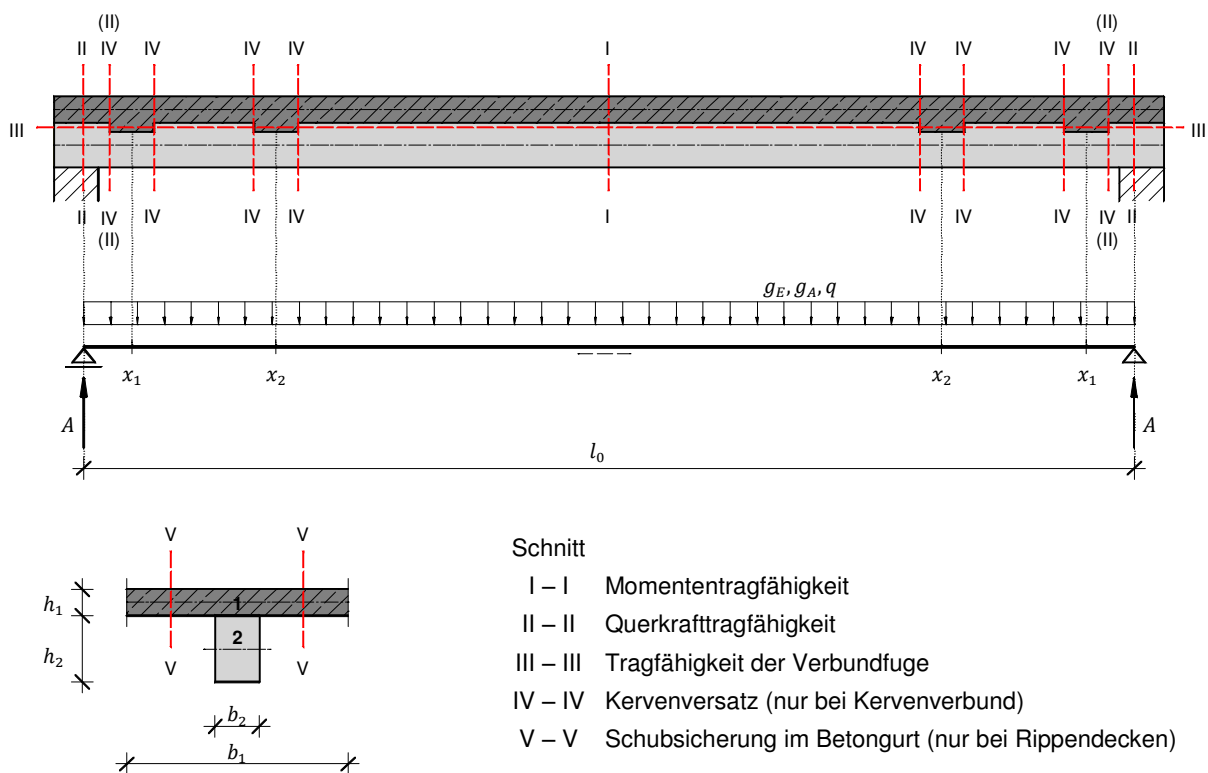


Abb. V.2: Schnitte der Nachweisführung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

Im Zuge der Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) eines Querschnitts, eines Bauteils oder einer Verbindung ist der Bemessungswert einer Beanspruchung E_d dem Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit R_d gegenüber zu stellen. Die Bedingung nach Gl. V-6 ist dabei sowohl für den Anfangszustand (Zeitpunkt $t = 0$) als auch für den Endzustand (Zeitpunkt $t = \infty$) einzuhalten.

$$E_d \leq R_d \quad (V-6)$$

Der Bemessungswert der Beanspruchung ist nach EN 1990 [73] unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte zu bestimmen.

Der Bemessungswert einer Festigkeitseigenschaft X_d bei Holz berechnet sich zu:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (V-7)$$

X_k charakteristischer Wert einer Festigkeitseigenschaft

γ_M Teilsicherheitsbeiwert einer Baustoffeigenschaft

k_{mod} Modifikationsbeiwert für Lasteinwirkungsdauer und Feuchtegehalt

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} ist definiert als:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (V-8)$$

f_{ck} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

γ_C Teilsicherheitsbeiwert für Beton

α_{cc} Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung

Der Bemessungswert der Biegezugfestigkeit des Betons $f_{ctm,fl}$ wird entsprechend den Angaben für in EN 1992-1-1 [76] folgendermaßen festgelegt:

$$f_{ctd,fl} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{\gamma_C} = \alpha_{ct} \cdot \frac{\max[(1,6 - h_B) \cdot f_{ctk,0.05}; f_{ctk,0.05}]}{\gamma_C} \quad (V-9)$$

$f_{ctk,0.05}$ charakteristischer 5%-Quantil-Wert der Betonzugfestigkeit

h_B Höhe Betonquerschnitt in m

γ_C Teilsicherheitsbeiwert für Beton

α_{ct} Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung

V.4.1.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

In Feldmitte (Schnitt I – I) sind die Normalspannungsnachweise (1) bis (3) für eine kombinierte Einwirkung aus Biegemoment und Normalkraft zu führen. Falls notwendig, ist für den Betonquerschnitt zusätzlich die erforderliche Biegebewehrung zu ermitteln.

Betonquerschnitt

(1) Randspannung oben

$$\frac{|\sigma_{1,o,d}|}{f_{cd}} \leq 1 \quad (V-10)$$

(2) Randspannung unten

$$\frac{|\sigma_{1,u,d}|}{f_{ctd,fl}} \leq 1 \quad \text{bzw.} \quad \frac{|\sigma_{1,u,d}|}{f_{cd}} \leq 1 \quad (V-11)$$

Mitunter wird die Zugspannung aus dem positiven Biegemoment durch die wirkende Normalspannung überdrückt und es ist der Nachweis, gleich wie am oberen Querschnittsrand, mit der zulässigen Betondruckfestigkeit zu führen.

Kommt es zu einer Zugspannung größer der zulässigen Biegezugfestigkeit $f_{ctd,fl}$, so befindet sich der Betonquerschnitt in gerissenem Zustand. In diesem Fall muss der Nachweis im Anschluss an eine globale Kräfteumlagerung (Kap. IV.5.1) und/oder einer lokalen Spannungsumlagerung (Kap. IV.5.2) erneut geführt werden. Wird dieser wiederum nicht eingehalten oder wird von vornherein eine Biegebewehrung vorgesehen, so ist die erforderliche Bewehrungsfläche zu ermitteln.

Eine konstruktive Mindestbewehrung, wie sie in EN 1992-1-1 [76] für Platten und Balken aus Stahlbeton zur Vermeidung von plötzlichem Versagen sowie zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen und Eigenspannungen gefordert wird, ist bei Holz-Beton-Verbunddecken aufgrund der zusätzlichen Trag-sicherheit durch den Holzquerschnitt nicht erforderlich.

Die Bemessung der Bewehrung erfolgt unter der Annahme einer rechteckigen Spannungs-Stauchungs-Beziehung (Block-Diagramm), wie dies in EN 1992-1-1 [76] als mögliche Variante aufgeführt wird. Die der Berechnung zugrunde gelegten Abmessungen sind in Abb. V.3 dargestellt.

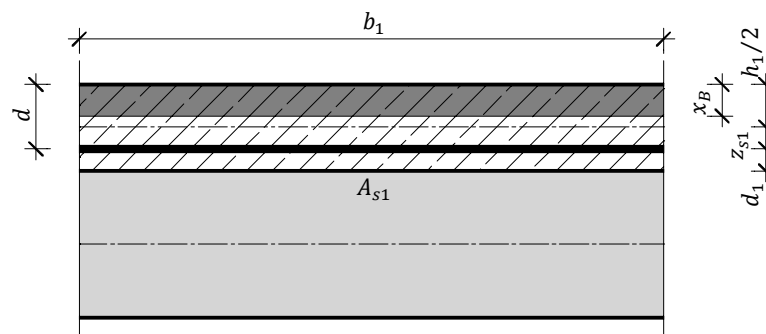


Abb. V.3: Bemessung der Biegezugbewehrung

Bei Holz-Beton-Verbunddecken wird der Betonquerschnitt auf Druck und Biegung beansprucht. In den allermeisten Fällen können die Druckspannungen vom Betonquerschnitt übernommen werden und eine Biegezugbewehrung an der Unterseite ist ausreichend.

Aus der Druckzonenhöhe $x_{B,lim}$ bei voll ausgenutzter Zugbewehrung kann die höchstmögliche Betondruckkraft $F_{cdB,lim}$ berechnet werden.

$$x_{B,lim} = \frac{560 \cdot d}{700 + f_{yd}} \quad (V-12)$$

$$F_{cdB,lim} = x_{B,lim} \cdot b_1 \cdot f_{cd} \quad (V-13)$$

Das resultierende Biegemoment M_{s1} bezogen auf die untere Bewehrungslage lässt sich nach Gl. V-14 berechnen. Sowohl das Moment $M_{1,d}$ als auch die Drucknormalkraft $N_{1,d}$ im Betonquerschnitt sind mit positivem Vorzeichen einzusetzen.

$$M_{s1} = M_{1,d} + N_{1,d} \cdot z_{s1} \quad (V-14)$$

Daraus lässt sich die vorhandene Betondruckzonenhöhe x_B , die Betondruckkraft F_{cdB} sowie das auf die Betondruckkraft bezogene Moment M_{cdB1} berechnen.

$$x_B = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_{s1}}{b_{eff} \cdot f_{cd}}} \quad (V-15)$$

$$F_{cdB} = x_B \cdot b_0 \cdot f_{cd} \quad (V-16)$$

$$M_{cdB1} = F_{cdB} \cdot (d - 0,5x_B) \quad (V-17)$$

Ist die Druckkraft im Betonquerschnitt kleiner der maximal möglichen Betondruckkraft ($N_{1,d} \leq F_{cdB,lim}$), so berechnet sich die Biegebewehrung nach Gl. V-18.

$$A_{s1} = \frac{F_{cdB} - N_{1,d}}{f_{yd}} \quad (V-18)$$

Überschreitet die Drucknormalkraft hingegen die maximal mögliche Betondruckkraft ($N_{1,d} > F_{cdB,lim}$), so wird eine Druckbewehrung erforderlich. Bei der geringen Querschnittshöhe üblicher Holz-Beton-Verbunddecken ist diese jedoch nur schwer unterzubringen und deshalb in der Regel nicht sinnvoll. Um dies zu verhindern kann entweder der Betonquerschnitt vergrößert oder eine höhere Betongüte verwendet werden.

Holzquerschnitt

(3) Nachweis der Spannungs Kombination aus Biegung und Zug

$$\frac{\sigma_{2,t,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (V-19)$$

V.4.1.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

An allen potentiell maßgeblichen Stellen (Schnitt II – II) ist der Schubspannungsnachweis zufolge Querkraft zu führen. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend wird die Querkraft dabei vollständig dem Holzquerschnitt zugewiesen.

(4) Schubspannungsnachweis

$$\frac{\tau_{2,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (\text{V-20})$$

Im Allgemeinen tritt die maximale Schubspannung an der Stelle der maximalen Querkraft und somit am Auflager auf (Gl. V-21). Beim Verbund durch Kerven kann außerdem die Stelle der auflagernahen Flanke der äußersten Kerbe maßgebend werden. In diesem Fall ist der Nachweis zusätzlich mit der dortigen Querkraft $V_{VH1,d}$ gemäß Gl. V-5 und der um die Kerventiefe reduzierten Querschnittshöhe durchzuführen (Gl. V-22).

$$\tau_{2,d,Rand} = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b_2 \cdot h_2} \quad (\text{V-21})$$

$$\tau_{2,d,VH1} = \frac{3}{2} \frac{V_{VH1,d}}{b_2 \cdot (h_2 - t_K)} \quad (\text{V-22})$$

V.4.1.3 Nachweis der Verbundfuge

Bei kontinuierlichem Verbund (z. B. Klebeverbund) erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis der Verbundfuge (Schnitt III – III) üblicherweise auf Spannungsebene. Der Bemessungswert der Schubspannung $\tau_{F,d}$ muss kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Schubwiderstands $\tau_{R,d}$ der Verbundfuge sein.

$$\frac{\tau_{F,d}}{\tau_{R,d}} \leq 1 \quad (\text{V-23})$$

$\tau_{F,d}$ Schubspannung in der Verbundfuge nach Gl. IV-46

$\tau_{R,d}$ Schubwiderstand der Verbundfuge

Der Nachweis bei diskontinuierlichem Verbund erfolgt auf Kraftebene. Der Bemessungswert der Beanspruchung eines Verbundmittels darf dessen Bemessungswert der Tragfähigkeit nicht übersteigen. Somit wird eine vollständige Schubtragfähigkeit erzielt (vgl. Kap. IV.1.1).

$$\frac{F_d}{R_d} \leq 1 \quad (\text{V-24})$$

F_d Verbundmittelbeanspruchung F_i (Gl. IV-47) bzw. F_{eff} (Gl. IV-48)

R_d Verbundmitteltragfähigkeit

Der Bemessungswert der Verbundmitteltragfähigkeit von Kerven resultiert aus dem kleinsten Wert der Bemessungsgleichungen aller möglichen Versagensformen gemäß Kap. V.5.

V.4.1.4 Nachweis Kervenversatz (nur bei Kervenverbund)

Werden die Konstruktionsregeln nach Michelfelder [29] eingehalten (vgl. Kap. IV.4.2), so ist mit der Biegebemessung in Feldmitte auch der Nachweis der Betonzugspannung an den Kerven erfüllt, sofern eine eventuell notwendige Biegebewehrung über die volle Trägerlänge eingebracht wird.

Andernfalls müssen an den Stellen vor und nach jeder Kerbe (Schnitt IV – IV) Normalspannungsnachweise durchgeführt werden. Dafür ist die um die Kervertiefe reduzierte Höhe des Holzquerschnitts zu verwenden. Beim Verbund durch Kerven kommt es relativ häufig zu einer gerissenen Betonzugzone an der äußeren Kervenflanke. Da die gerissenen Bereiche jedoch nur punktuell auftreten und im Vergleich zur Spannweite eine sehr geringe Ausdehnung aufweisen, kann in den meisten Fällen von einer lokalen Spannungsumlagerung ohne relevante Auswirkungen auf die Gesamtbiegesteifigkeit ausgegangen werden. In diesem Fall ist die Normalspannung gemäß Gl. IV-83 zu berechnen, welche kleiner der zulässigen Betondruckfestigkeit sein muss.

V.4.1.5 Nachweis Schubsicherung im Betongurt (nur bei Rippendecken)

Bei einer HBV-Flachdecke sollte die Schubkraftübertragung der Betongurte in den Balkensteg nach EN 1992-1-1: 2010 [76], Abschnitt 6.2.4 nachgewiesen werden (Schnitt V – V). Demzufolge darf die Schubkraftübertragung durch ein Modell aus Druckstreben der Neigung θ_f und in Querrichtung angeordneten Zugstreben erfolgen.

Die maximale Schubspannung $\tau_{f,d}$ am Anschluss einer Gurtseite berechnet sich unter der Annahme eines kontinuierlichen Schubflussverlaufs aus dem maximalen Schubfluss $t_{F,d}$ am Auflager und der zugehörigen Schubfläche (Gl. V-25). Darin wird mit der Variablen n die Anzahl der Gurtanschlüsse bezeichnet, welche am betrachteten Deckenstreifen einer Schubbeanspruchung ausgesetzt sind.

$$\tau_{f,d} = \frac{t_{F,d}}{n \cdot h_1} \quad (\text{V-25})$$

Im Anschluss sind die Nachweise der Betondruckstreben (Gl. V-26) sowie des Betonzugs in Querrichtung (Gl. V-27) zu führen. Darin ist die Neigung θ_f der Betondruckstreben gemäß EN 1992-1-1 [76] zwischen 45° und $26,5^\circ$ zu wählen.

$$\tau_{Rd} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f \leq \tau_{f,d} \quad (\text{V-26})$$

$$\tau_{Rd} = 0,4 \cdot f_{ctd} \leq \tau_{f,d} \quad (\text{V-27})$$

Wird der Nachweis des Betonzugs nicht eingehalten, ist die rechnerische Querbewehrung pro Abschnittslänge A_{sf}/s_f gemäß Gl. V-28 erforderlich. Die Koordinate x_f nach Gl. V-29 bezeichnet ausgehend vom Auflager jenen Bereich, in dem die Bewehrung benötigt wird.

$$A_{sf}/s_f = \frac{t_{F,d} \cdot \tan \theta_f}{f_{yd}} \quad (\text{V-28})$$

$$x_f = \frac{l_0}{2} \left(1 - \frac{n \cdot h_1 \cdot 0,4 \cdot f_{ctd}}{t_{F,d}} \right) \quad (\text{V-29})$$

V.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Auf Gebrauchsniveau ist die Nachgiebigkeit der Verbundfuge gemäß EN 1995-1-1 [77] mit dem Verschiebungsmodul K_{ser} zu berücksichtigen. Dieses ermittelt sich nach EN 26891 [85] aus der Last-Verschiebungskurve als Steigung der Tangente zwischen den Funktionswerten von 10% und 40% der Maximallast. Die daraus berechnete effektive Biegesteifigkeit unter Gebrauchslast ist Grundlage sowohl der Beschränkung der Durchbiegung als auch der Schwingungen.

V.4.2.1 Nachweis der Durchbiegung

In ÖNORM B 1995-1-1 [66] sind Mindestanforderungen an die Verformung von Biegestäben des Holzbaus definiert, welche auch für Holz-Beton-Verbunddecken gelten.

Charakteristische Bemessungssituation:

- Anfangsdurchbiegung zufolge veränderlicher Last (Gl. V-30)
- Enddurchbiegung aller Einwirkungen ohne Anfangsdurchbiegung zufolge ständiger Last (Gl. V-31)

Quasi-ständige Bemessungssituation:

- Enddurchbiegung aller Einwirkungen ohne einer möglichen Überhöhung w_c (Gl. V-32)

$$w_{q,inst} \leq l_0/300 \quad (V-30)$$

$$w_{fin,char} - w_{g,inst} + w_{s,fin} \leq l_0/200 \quad (V-31)$$

$$w_{fin,qs} - w_c + w_{s,fin} \leq l_0/250 \quad (V-32)$$

Die Grenzwerte entsprechen den Vorgaben in ÖNORM B 1995-1-1 [66]. Sie können je nach nationalem Anhang davon abweichen. Bei nichttragenden Einbauten ist mitunter ein zusätzlicher Verformungsnachweis erforderlich.

Unter der vereinfachten Annahme von nur einer veränderlichen Belastung ergeben sich die charakteristische sowie die quasi-ständige Einwirkungskombination gemäß EN 1990 [73] wie folgt:

$$w_{fin,char} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \quad (V-33)$$

$$w_{fin,qs} = w_{g,inst} \cdot (1 + k_{def}) + w_{q,inst} \cdot (\psi_1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \quad (V-34)$$

k_{def} Kriechbeiwert gemäß Gl. V-35

$w_{g,inst}$ Anfangsverformung aus ständiger Einwirkung

$w_{q,inst}$ Anfangsverformung aus veränderlicher Einwirkung

Aus den effektiven Biegesteifigkeiten im Anfangs- und Endzustand lässt sich der Kriech- bzw. Deformationsbeiwert k_{def} berechnen (Gl. V-35). Die Endverformung zufolge Betonschwindens $w_{s,fin}$ wird mit Gl. IV-73 ermittelt.

$$k_{def} = \frac{EI_{eff,t0}}{EI_{eff,t\infty}} - 1 \quad (V-35)$$

V.4.2.2 Nachweis der Schwingungen

Für das menschliche Empfinden einer personeninduzierten Schwingung sind insbesondere deren Amplitude, Frequenz und Schwingdauer entscheidend [58]. Dabei ist das Ausmaß der störenden Wahrnehmung von der Eigenfrequenz der Decke abhängig. Dieser Umstand wird in der Nachweisführung gemäß EN 1995-1-1:2009 [77] berücksichtigt, indem bei Wohnungsdecken mit einer Eigenfrequenz unter 8Hz eine gesonderte Untersuchung gefordert wird. Da allerdings keine weiteren Hinweise über deren Durchführung angegeben sind, werden nachfolgend die Konstruktions- und Bemessungsregeln von Winter / Hamm / Richter für Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken [58] angewendet.

Darin wird jeder der drei Kategorien personeninduzierter Anregung nach Kreuzinger / Mohr [21] ein Kriterium zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens zugeordnet:

- Oft wiederholte Anregung durch Schritte → Schwingbeschleunigung
- Einmalige Auslenkung durch Fußauftritt → Durchbiegung unter Einzellast
- Kurzer Impuls durch Fersenauftritt → Schwinggeschwindigkeit

Die Schwingbeschleunigung ist nur bis zu einer Grenzfrequenz für das Wohlbefinden maßgebend, darüber wird die Schwinggeschwindigkeit als stärker störend wahrgenommen. Für diese Unterscheidung wird das Frequenzkriterium eingeführt. Nachdem der Nachweis der Einheitsimpuls geschwindigkeit gemäß EN 1995-1-1:2009 [77] bei sämtlichen Untersuchungen von Winter / Hamm / Richter eingehalten wird, darf er als nicht relevant eingestuft werden. Somit ergeben sich die folgenden Kriterien zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens: [58]

$$1 \quad \text{Frequenzkriterium} \quad f_1 \geq f_{\text{grenz}} \quad (\text{V-36})$$

$$2 \quad \text{Beschleunigungskriterium} \quad a \leq a_{\text{grenz}} \quad \text{wenn} \quad f_{\text{min}} \leq f_1 \leq f_{\text{grenz}} \quad (\text{V-37})$$

$$3 \quad \text{Steifigkeitskriterium} \quad w_{2kN} \leq w_{\text{grenz}} \quad (\text{V-38})$$

In Tab. V.5 sind die Grenzwerte der Schwingparameter in Abhängigkeit von der Einbaulage bzw. den Anforderungen an das Schwingungsverhalten dargestellt.

Tab. V.5: Grenzwerte des Schwingungsverhaltens je nach Einbaulage, vgl. [14]

Einbaulage	Decke zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten	Decke innerhalb einer Nutzungseinheit	Keine Anforderungen an das Schwingungsverhalten
Anforderung	Erhöhte Anforderungen	Normale Anforderungen	Keine Anforderungen
Schwingungsverhalten	Schwingungen werden nicht oder nur wenn man sich darauf konzentriert gering spürbar aber nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar, jedoch nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar bis deutlich spürbar, unangenehm und auch teilweise störend empfunden.
$f_1 \geq f_{\text{grenz}}$	8Hz	6Hz	-
$f_1 \geq f_{\text{min}}$	4,5Hz	4,5Hz	-
$a \leq a_{\text{grenz}}$	0,05m/s ²	0,10m/s ²	-
$w_{2kN} \leq w_{\text{grenz}}$	0,5mm	1,0mm	-

Mit dem Frequenzkriterium wird überprüft, ob sich die Eigenfrequenz der Decke über dem Resonanzbereich (je nach Anforderung bzw. Einbaulage 6Hz oder 8Hz) einer oft wiederholten Anregung befindet. Die Eigenfrequenz f_1 berechnet sich für ein Deckensystem mit mehrheitlich einachsiger Tragwir-

kung, wie dies bei Holz-Beton-Verbundträgern der Fall ist, nach Gl. V-39. Bei einer nachgiebigen Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke auf einem Unterzug ändert sich die anzusetzende Gesamt-Eigenfrequenz. Mit der Überlagerungsformel nach Glg. V-40 [13] kann die einseitige Auflagerung einer HBV-Decke mit Eigenfrequenz $f_{1,HBV}$ auf einem Unterzug mit Eigenfrequenz $f_{1,UZ}$ berücksichtigt werden. Die Frequenz des Unterzugs kann dabei ebenfalls mit Gl. V-39 berechnet werden. [58, 13]

$$f_1 = k_f \cdot \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \sqrt{\frac{EI_l}{m}} \quad (V-39)$$

$$f_{1,ges} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,HBV}^2} + \frac{1}{3 \cdot f_{1,UZ}^2}}} \quad (V-40)$$

k_f Systemfaktor Zweifeldträger

l Spannweite beim Einfeldträger; größte Feldweite beim Mehrfeldträger

EI_l Biegesteifigkeit in Längsrichtung (Decke und Estrich)

m Masse zufolge Eigengewicht in kg/m² (ohne Nutzlast und Trennwandzuschlag)

Die Längsbiegesteifigkeit setzt sich aus der effektiven Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts für den GZG und der Biegesteifigkeit eines möglichen Nassestrichs zusammen. Elastizitätsmoduln für verschiedene Typen sind in Tab. V.6 aufgelistet. Installationen oder Fugen müssen durch eine entsprechende Querschnittsminderung berücksichtigt werden. [58]

Tab. V.6: E-Modul verschiedener Estriche, vgl. [14]

Zementestrich	25.000N/mm ²
Anhydritestrich	14.000N/mm ²
Gussasphalt	10.000N/mm ²

Die Wirkung eines Zweifeldträgers kann über den Systemfaktor k_f gemäß Tab. V.7 berücksichtigt werden. Darin bezeichnet die Länge l die größere und l_1 die kleinere Feldweite. Bei einem Mehrfeldträger können vereinfacht die zwei benachbarten Felder mit dem maßgebenden Längenverhältnis herangezogen werden, wobei die weiteren Felder zu vernachlässigen sind.

Tab. V.7: Systemfaktor zur Umrechnung der Eigenfrequenz von Einfeld- auf Zweifeldträger [58]

l_1/l	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
k_f	1,0	1,09	1,15	1,20	1,24	1,27	1,30	1,33	1,38	1,42	1,56

Eine periodisch wiederkehrende Beanspruchung (z. B. gehen, laufen, tanzen, etc.) mit einer Erregerfrequenz im Bereich der Eigenfrequenz ($f_{min} \leq f_1 \leq f_{grenz}$) kann zu Resonanz und damit zu einem schlagartigen Anstieg der Schwingungsamplitude führen. In diesem Fall ist die Einhaltung einer Grenzbeschleunigung erforderlich, was mit dem BESCHLEUNIGUNGSKRITERIUM überprüft wird. Die Schwingbeschleunigung ermittelt sich aus der wirksamen dynamischen Kraft, der Masse des mit-schwingenden Deckenbereichs und der Dämpfung gemäß Gl. V-41.

$$a = \frac{F_{dyn}}{M \cdot 2D} = \frac{0,4 \cdot F(t)}{m \cdot 0,5l \cdot 0,5b \cdot 2D} \quad (V-41)$$

F_{dyn} wirksame dynamische Kraft in N

$F(t)$ abgegebene Kraft beim Gehen in N (abhängig der Eigenfrequenz)

M mitschwingende Gesamtmasse in kg

b Elementbreite oder Raumbreite mit $b \leq 1,5l$

D Lehr'sches Dämpfungsmaß HBV - Decken ohne Aufbauten: $D = 2,5\%$

HBV - Decken mit Aufbauten: $D = 3,5\%$

Die mitschwingende Gesamtmasse ergibt sich aus einem Deckenfeld der halben mitschwingenden Breite und der halben Spannweite. Die mitschwingende Breite kann bei ausreichender Biegesteifigkeit in Querrichtung (z.B. flächige Massivholzplatten, durchgehender Aufbeton bzw. Nassestrich) gleich der Raumbreite angesetzt werden. In Abhängigkeit der Eigenfrequenz lässt sich die beim Gehen abgegebene Kraft gemäß Abb. V.4 bestimmen. Zwischen einer Frequenz von 4,5Hz und 5,5Hz darf linear interpoliert werden.

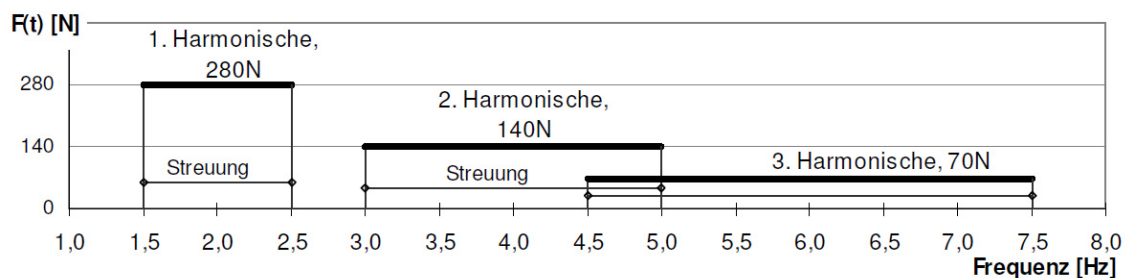


Abb. V.4: abgegebene Kraft beim Gehen $F(t)$ [14]

Beim STEIFIGKEITSKRITERIUM ist die Grenzdurchbiegung zufolge einer Einzellast von 2kN einzuhalten. Diese Beanspruchung simuliert die Anregung eines einmaligen Fußauftritts. Die Durchbiegung in Feldmitte berechnet sich in Abhängigkeit der mittragenden Breite am Ersatzsystem eines beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträgers gemäß Gl. V-42. Eine Durchlaufwirkung darf nicht berücksichtigt werden.

$$w_{2kN} = \frac{2 \cdot l^3}{48 \cdot EI_l \cdot b_{w,2kN}} \quad \text{mit} \quad b_{w,2kN} = \min[b_{eff}; b] \quad (V-42)$$

$$b_{eff} = \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_b}{EI_l}} \quad (V-43)$$

$b_{w,2kN}$ mittragende Breite

b_{eff} effektive Breite zur Berücksichtigung der Biegesteifigkeit in Querrichtung

b Elementbreite oder Raumbreite

EI_b Biegesteifigkeit in Querrichtung (Decke und Estrich)

Liegt der Holz-Beton-Verbundträger auf einem nachgiebigen Unterzug auf, so ist die zusätzliche Durchbiegung des HBV-Trägers in Feldmitte unter einer ebenfalls in Feldmitte des HBV-Trägers angreifenden Einzellast von 2kN, zu berücksichtigen.

Die Längsbiegesteifigkeit setzt sich aus der effektiven Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts und der Biegesteifigkeit des Estrichs zusammen. In Querrichtung ist bei einer HBV-Flachdecke die Biegesteifigkeit der Holzebene und jene der Aufbetonebene quer zur Tragwirkung sowie die Biegesteifigkeit des Estrichs anzusetzen, bei einer HBV-Rippendecke nur jene des Estrichs und des Aufbetons. In beiden Fällen müssen bei Installationsführungen oder Fugen im Estrich die Biegesteifigkeiten abgemindert werden.

V.4.2.3 Begrenzung der Spannungen und Rissbreiten im Betongurt

Die Spannungen und Rissbreiten im Aufbeton müssen nicht beschränkt werden, da die ordnungsgemäße Nutzung, das Erscheinungsbild sowie die Dauerhaftigkeit bei einer Holz-Beton-Verbunddecke nicht beeinträchtigt werden.

V.4.3 Brandbeanspruchung

Im Rahmen der statischen Berechnung ist die tragende Funktion (R) über die geforderte Brandbeanspruchungsdauer nachzuweisen. Grundsätzlich darf der Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall $E_{d,fi}$ für die gesamte Brandbeanspruchungsdauer den Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit im Brandfall $R_{d,t,fi}$ nicht übersteigen (Gl. V-44).

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (\text{V-44})$$

In den Ausführungen dieses Abschnitts wird davon ausgegangen, dass sich der Betonquerschnitt und die Verbundmittel im Zuge der Brandeinwirkung nicht erwärmen. Es wird also mit kalten Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften dieser beiden Bauteile gerechnet.

Im Gegensatz dazu erfolgt die Berechnung und Nachweisführung am abgebrannten Holzquerschnitt und einer etwaigen Reduktion der Eigenschaften gemäß EN 1995-1-2 [78].

Einwirkungskombination

Im Brandfall sind die Einwirkungen gemäß einer außergewöhnlichen Bemessungssituation nach EN 1990 [73] zu kombinieren, wobei in EN 1991-1-2 [75] der Kombinationsbeiwert ψ_2 für die maßgebende veränderliche Größe empfohlen wird. Damit ergibt sich der Bemessungswert der Einwirkung einer Gleichlast unter Brandbeanspruchung entsprechend Gl. V-45.

$$p_{d,fi} = g_k + \psi_2 \cdot q_k \quad (\text{V-45})$$

Materialkennwerte

Die Bemessungswerte von Holz unter Brandbeanspruchung lassen sich für Festigkeiten nach Gl. V-46 und für das Elastizitätsmodul nach Gl. V-47 bestimmen. Der Modifikationsbeiwert für den Brandfall $k_{mod,fi}$ ersetzt dabei den für Normaltemperatur angegebenen Beiwert k_{mod} .

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot f_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{V-46})$$

$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{k_{fi} \cdot E_{0,05}}{\gamma_{M,fi}} \quad (\text{V-47})$$

$k_{mod,fi}$ Modifikationsbeiwert Brand gemäß Gl. V-49 oder Gl. V-50

k_{fi} Beiwert Brand nach EN 1995-1-2: Massivholz 1,25; BSH 1,15

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert Brand nach EN 1995-1-2: 1,0 (empfohlen)

Nachweise der Tragfähigkeit im Brandfall

Die Bemessung kann grundsätzlich zum Zeitpunkt $t = 0$ erfolgen. In EN 1995-1-2 [78] werden zwei unterschiedliche Verfahren zur Bestimmung des wirksamen Restquerschnitts empfohlen:

- Methode mit reduziertem Querschnitt (empfohlen)
- Methode mit reduzierten Eigenschaften

In Hinblick auf eine mögliche Verwendung einer Brettsperrholzebene erweist sich die Variante mit reduziertem Querschnitt mitunter als äußerst nachteilig, da im Zuge der Berechnung eine Längslage gerade noch wegfallen kann. Aus diesem Grund wird nachfolgend mit reduzierten Eigenschaften gerechnet.

Die wirksame Querschnittsfläche im Brandfall ergibt sich aus dem Querschnitt bei Normaltemperatur nach Abzug der Abbrandtiefe $d_{char,n}$ bei allen Oberflächen, welche der Brandbeanspruchung ausgesetzt sind. Bei Verwendung des ideellen Abbrands werden die Effekte aus Eckausrundung und Rissen bereits in der zugehörigen Abbrandrate berücksichtigt.

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (V-48)$$

β_n ideelle Abbrandrate nach EN 1995-1-2

t vorgegebene Brandbeanspruchungsdauer

Die Abminderung der Materialeigenschaften erfolgt über den Modifikationsbeiwert $k_{mod,fi}$ für den Brandfall. Im Zuge der Nachweisführung werden die Beiwerte für die Biegefestigkeit (Gl. V-49) und die Zugfestigkeit bzw. das Elastizitätsmodul (Gl. V-50) benötigt.

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{200} \frac{p}{A_r} \quad (V-49)$$

$$k_{mod,fi} = 1,0 - \frac{1}{330} \frac{p}{A_r} \quad (V-50)$$

p Umfang des wirksamen Restquerschnitts

A_r Fläche des wirksamen Restquerschnitts

Aus der reduzierten Querschnittsfläche sowie den abgeminderten Eigenschaften resultiert der wirksame Restquerschnitt. Mit diesem erfolgt die Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit (vgl. Kap. V.2) und im Anschluss die Schnittgrößenermittlung (vgl. Kap. V.3) unter Verwendung der Einwirkungskombination im Brandfall.

Unter Brandbeanspruchung wird der Nachweis der Momententragfähigkeit in Feldmitte (siehe Schnitt I – I gemäß Kap. V.4.1) unter Verwendung der Bemessungswerte der Materialfestigkeiten gemäß Gl. V-46 geführt. Eine Schubbeanspruchung darf gemäß EN 1995-1-2 [78] vernachlässigt werden, weshalb der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit entfällt. Der Nachweis der Verbundfuge kann ebenfalls entfallen, falls die Holzüberdeckung bei der Forderung nach R30 mindestens $d = 40\text{mm}$ und bei R60 mindestens $d = 60\text{mm}$ beträgt, was im normalen Anwendungsbereich durchwegs gegeben ist.

V.5 Bemessung der Kerne

Dem Nachweis der Schubtragfähigkeit bei Kernen werden die Bemessungsgleichungen nach Schönborn [47] zugrunde gelegt. Diese resultieren aus den möglichen Versagensformen zufolge der Beanspruchung durch die Kerkraft F und das Versatzmoment ΔM , welche in Abb. V.5 dargestellt sind.

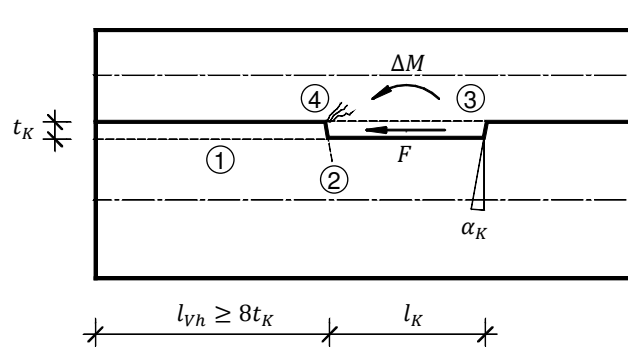


Abb. V.5: Versagensformen bei Kernen, vgl. [47]

- (1) Abscheren Vorholz

$$R_{d,1} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot 8t_K \cdot f_{v,d} \quad (V-51)$$

- (2) Holzpressung Kervenflanke

$$R_{d,2} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot t_K \cdot f_{c,\alpha,d} \quad (V-52)$$

- (3) Abscheren Betonnocke

$$R_{d,3} = f_{Modell} \cdot 2,4 \cdot b_K \cdot l_K \cdot (0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}}) \quad (V-53)$$

- (4) Konsolverversagen Beton

$$R_{d,4} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot t_K \cdot f_{cd}^{2/3} \cdot \frac{l_K}{180} \quad (V-54)$$

Der in Gl. V-52 benötigte Bemessungswert der Druckfestigkeit unter einem Winkel zur Faser kann gemäß EN 1995-1-1 [77] folgendermaßen berechnet werden:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha_K + \cos^2 \alpha_K} \quad (V-55)$$

$f_{c,\alpha,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit von Holz in Abhängigkeit des Winkels α zur Faserrichtung nach EN 1995-1-1 [77]

$k_{c,90}$ Beiwert nach ÖNORM EN 1995-1-1 [77]: 1,0 (in der Regel)

Die Tragfähigkeit der Betonnocke wird im Gegensatz zu den anderen Nachweisen bewusst auf dem Sicherheitsniveau der charakteristischen Betondruckfestigkeit berechnet [47].

Den vier Bemessungsgleichungen wird jeweils ein sogenannter Modellfaktor f_{Modell} vorangestellt. Mit diesem wird der Bemessungswert zum einen an den Versuchsergebnissen der Studie kalibriert und

zum anderen an das jeweilige Sicherheitsniveau angepasst [47]. Sofern diese Faktoren nicht im Zuge eigener Versuche ermittelt werden, empfiehlt es sich die Angaben von Schönborn gemäß Tab. V.8 zu übernehmen.

Tab. V.8: Modellfaktoren nach Schönborn [47]

Nachweis	Modellfaktor
Abscheren Vorholz	1,00
Holzpressung Kervenflanke	1,20
Abscheren Betonnocke	2,55
Konsolversagen Beton	2,25

Nachweis der Kerventragfähigkeit

Um den Nachweis der Schubkerve einzuhalten, darf grundsätzlich der maximale Bemessungswert der Kervenbeanspruchung $F_{d,max}$ den kleinsten Bemessungswert der Kerventragfähigkeit $R_{d,min}$ aus den vier Bemessungsgleichungen nicht überschreiten (Gl. V-56).

$$F_{d,max} \leq R_{d,min} = \min [R_{d,1}; R_{d,2}; R_{d,3}; R_{d,4}] \quad (\text{V-56})$$

Die Kervenkräfte nehmen im Allgemeinen zum Auflager hin zu. Folglich tritt die größte Kervenkraft meist an der dem Auflager am nächsten liegenden Kerve auf. Aufgrund von Langzeiteinflüssen reduzieren sich die effektive Biegesteifigkeit und damit auch die Kervenkräfte im Laufe der Zeit. Folglich muss nur der Zeitpunkt $t = 0$ betrachtet werden.

Konstruktive Empfehlungen

Die empfohlene Länge für Kerven wird meist mit 20cm angegeben [29, 47]. Da sich die Wahl der Kervlänge nicht auf die Steifigkeit der Verbindung auswirkt, ergibt sich der minimale Wert aus dem erforderlichen Abscherwiderstand der Betonnocke.

Die praxisübliche Tiefe von Kerven liegt zwischen 2 - 4cm. Eine Steigerung der Kervertiefe in diesem Bereich führt zu keiner praxisrelevanten Erhöhung des Verschiebungsmoduls [29]. Auf der anderen Seite reduziert sich dadurch jedoch die wirksame Höhe des Holzquerschnitts. Aus diesem Grund wird eine Kervertiefe von 2cm empfohlen, sofern damit alle Nachweise der Kerventragfähigkeit eingehalten werden. Für den Sonderfall einer Nockenbewehrung muss die Kerve zur Verankerung derselben jedoch mindestens eine Tiefe von 4cm aufweisen [29].

Entgegen früherer Meinungen führt eine geneigte Kervenflanke zu einer geringeren Gesamttragfähigkeit sowie einer höheren Gesamtverformung [29]. Die Empfehlung lautet daher, die Flanken ohne Neigung auszuführen. Eine Ausrundung der Ecken zwischen Kervengrund und Kervenflanken ist nicht notwendig, da keine Schädigungen an diesen Stellen auftreten [29].

VI Schlussfolgerung

In der vorliegenden Arbeit werden die Berechnung und Nachweisführung von Holz-Beton-Verbunddecken mit besonderem Augenmerk auf die Schubübertragung mittels Kerben behandelt. Die Entwicklung der Bauweise hat bis zum heutigen Stand der Technik eine fast unüberschaubare Anzahl verschiedener Verbundlösungen hervorgebracht. Für die Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit gibt es wiederum eine Vielzahl unterschiedlicher Verfahren, welche entweder nur unter Einhaltung bestimmter Anwendungsgrenzen verwendbar sind oder ihr Einsatz in der Praxis durch einen hohen Zeitaufwand und eine unflexible Handhabung problematisch ist. Zudem ist die allgemeingültige Vorgehensweise bisher nicht normativ verankert, wie es beim klassischen Verbundbau aus Stahl und Beton sogar mit einem eigenen Eurocode der Fall ist. All diese Faktoren sind dafür mitverantwortlich, weshalb sich die Bemessungssituation nach wie vor unübersichtlich gestaltet. An diesem Punkt soll die vorliegende Arbeit durch die Standardisierung und Strukturierung der Bemessungsabläufe sowie durch ein flexibles Bemessungswerkzeug in Form eines EDV-Programms die Bemessungsabläufe wesentlich vereinfachen und eine wirtschaftliche Optimierung durch einfache Variation der Eingangsparameter ermöglichen.

Ausgangspunkt ist die Holz-Beton-Verbunddecke, welche die Eigenschaften der beiden Ausgangsmaterialien zu einem Verbundquerschnitt mit materialgerechter Beanspruchung vereint. Es werden also die positiven Eigenschaften der Stahlbetondecke zum einen und der klassischen Holzbalken- bzw. Massivholzdecke zum anderen miteinander zu einem intelligenten Tragsystem kombiniert. Im Zuge der Bearbeitung sollten die daraus folgenden systemimmanenten Vorteile der HBV-Decke herausgearbeitet werden. Dazu wurde ein systemübergreifender Vergleich zwischen der HBV-Decke einerseits und den beiden klassischen Alternativen andererseits durchgeführt. Grundlage dafür war die Aufarbeitung einer Auswahl an HBV-Decken, welche von mkp konzipiert und bemessen wurden. Durch das Ergebnis dieser Untersuchung konnte die Bedeutung der Holz-Beton-Verbunddecke untermauert werden.

Für die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von Verbundkonstruktionen wurden bisher eine Reihe an Berechnungsmethoden entwickelt. Dabei hat sich das Gamma-Verfahren zum Erreichen der Ziele dieser Arbeit am geeignetsten erwiesen, da es sich durch seine Eigenschaft als analytisches Verfahren gut für die Berechnung mittels Tabellenkalkulationsprogramm eignet und außerdem als Standardverfahren in Eurocode 5 [77] verankert ist. Es liefert allerdings nur unter der vereinfachten Annahme eines kontinuierlichen Schubverbunds, eines statisch bestimmt gelagerten Einfeldträgers sowie einer sinusförmigen Belastung das theoretisch exakte Ergebnis. Deshalb musste die Korrektheit und Zulässigkeit der Berechnung von HBV-Decken mit dem Gamma-Verfahren überprüft werden. Im Zuge von Vergleichsrechnungen zeigte sich sowohl bei kontinuierlicher als auch bei diskontinuierlicher Schubübertragung eine hohe Rechengenauigkeit in Bezug auf die effektive Biegesteifigkeit. Zusätzlich konnte bewiesen werden, dass sich eine Streuung im Bereich der gewählten Verbundmittelsteifigkeit bzw. aus der Anwendung des Rechenverfahrens nur marginal auf die bemessungsmaßgebenden

Kenngößen auswirkt. Somit konnte die Verwendung des Gamma-Verfahrens als Basis für die Konzeption der statischen Berechnung und die Entwicklung des EDV-Programms verifiziert werden.

Weiters wurden die Ursachen und Einflussfaktoren des materialbedingten Langzeitverhaltens sowie die Folgen auf das Verbundtragwerk analysiert und eine mögliche Berücksichtigung im Zuge des Gamma-Verfahrens vorgestellt.

Da bei der Berechnung mit dem Gamma-Verfahren verfahrensbedingt immer eine über die Trägerlänge verschmierte Fugensteifigkeit angenommen wird, können die Auswirkungen einer punktuellen Schubübertragung, wie dies bei Kerven der Fall ist, nicht direkt berechnet werden. Aus diesem Grund wurde jeweils eine Methode entwickelt, mit welcher die Kervenkräfte sowie die Versatzmomente im Zuge einer Nachlaufrechnung ermittelt werden können. Dadurch ist es möglich, die Normalkraft- und Momentenverläufe der Einzelquerschnitte inklusive der Sprungstellen aus punktueller Schubübertragung als Grundlage für die anschließende Biegebemessung abzubilden. Durch die gute Übereinstimmung mit dem Rahmenmodell nach Rautenstrauch konnten beide Methoden als verifiziert betrachtet werden.

In weiterer Folge wurden Möglichkeiten zur Berücksichtigung einer gerissenen Betonzugzone vorgestellt. Im Gegensatz zur Stahlbetondecke ist bei Überschreiten der zulässigen Biegezugfestigkeit im Aufbeton einer HBV-Decke nicht automatisch eine Biegebewehrung erforderlich. So kann im Zuge einer Kräfteumlagerung auf den Holzquerschnitt dieser die Funktion der Zugzone übernehmen. Sind die gerissenen Bereiche im Verhältnis zur Trägerlänge nur sehr gering und außerdem nur punktuell vorhanden, so kann alternativ von einer lokalen Spannungsumlagerung innerhalb des Betonquerschnitts ausgegangen werden. Für alle drei Varianten wurden anschließend die Bemessungsabläufe erläutert.

Aus der Summe aller bis dahin gesammelten Erkenntnisse erfolgte im Anschluss die Konzeption eines EDV-Programms zur Berechnung und Bemessung einer HBV-Decke mit beliebiger Schubübertragung. Neben der Berechnung des nachgiebigen Verbunds mit dem Gamma-Verfahren beinhaltet das Programm alle vorgeschriebenen Nachweise sowohl in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) als auch in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sowie für den Brandfall. Außerdem wird der Nachweis der Kervenverbindung geführt. Die Ausgabe des Programms ist dabei sowohl für die Vorbemessung als auch für eine vollständige prüffähige statische Berechnung tauglich. Zusätzlich wurde begleitend zum EDV-Programm ein Leitfaden erstellt, worin sämtliche Berechnungs- und Nachweisschritte sowie deren Hintergründe mit Verweisen auf die übrigen Abschnitte der Arbeit sowie weitere Literaturquellen angegeben sind. Durch die Anwendung sowohl des EDV-Programms als auch des Leitfadens in einem konkreten Bemessungsbeispiel konnte abschließend das Ergebnis der Arbeit verdeutlicht werden.

Im Zuge einer Schlussbetrachtung können die eingangs definierten Ziele dieser Arbeit durchgehend als erfüllt angesehen werden. So konnte durch die gewonnenen Erkenntnisse sowohl aus der Literaturstudie als auch aus der Analyse der Bemessungsunterlagen bereits durchgeführter Projekte der Berechnungs- und Bemessungsablauf standardisiert und optimiert werden. Zudem wurde ein Bemessungs-

sungswerkzeug aus der Kombination eines EDV-Programms mit zugehörigem Leitfaden geschaffen, mit dessen Hilfe die Berechnung und Nachweisführung in der praktischen Anwendung wesentlich vereinfacht wurde und zusätzlich eine wirtschaftliche Optimierung durch einfache Variation der Eingangsparameter stattfinden kann.

Offen bleibt im Zuge dieser Arbeit die Fragestellung nach der optimalen Kervenzahl in Hinblick auf eine maximierte Verbundträgersteifigkeit. In diesem Zusammenhang gilt es nachzuweisen, ob der Ansatz des effektiven Verbundmittelabstands nach Michelfelder [29] auch für eine größere Anzahl an Kerven die geeignetste Variante darstellt. Ein weiterführender Forschungsschwerpunkt könnte in der Verwendung von faserbewehrtem Beton zur Aufnahme der Betonzugspannungen sein. Gerade beim Verbund durch Kerven könnte dadurch womöglich auf die Biegebewehrung verzichtet werden, ohne dass es zu einem deutlichen Anstieg der Umlagerungsvorgänge und damit zu einer Reduktion der Gesamtbiegesteifigkeit kommt. Des Weiteren sollte die Entwicklung von schwindarmen Betonen weiter vorangetrieben werden, da diese einen wesentlichen Beitrag zu einer wirtschaftlichen Dimensionierung der HBV-Decke in Bezug auf den vielfach maßgebenden Nachweis der Durchbiegung leisten.

Literaturverzeichnis

- [1] Bathon, L. A., Bletz, O.: *Energieerzeugende Holzverbund-Bauteile*. η green, H. 06/10, Verlag succidia AG, Darmstadt 2010, S. 10-14
- [2] Bathon, L. A., Bletz, O.: *Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. Bautechnik 82, H. 5, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2005, S. 322-327
- [3] Bathon, L. A., Bletz, O.: *Konstruktionsansätze für weitgespannte Decken sowie Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bautechnik 83, H. 6, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2006, S. 435-439
- [4] baubook GmbH: *baubook - Rechner für Bauteile*. <http://www.baubook.at/btr>, abgerufen am 27.09.2013
- [5] Becker, W., Götz, T.: *Konstruktive und brandschutztechnische Untersuchungen von Rippendecken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Bautechnik 89, H. 6, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2012, S. 394-401
- [6] Bertsche System GmbH: *Die Holz-Beton-Verbunddecke mit den BVD-Verbundankern Typ VA1*. Bemessungstabelle 1 bis 4 zur Holz-Beton-Verbunddecke mit den BVD-Verbundankern Typ VA1, Prackenbach 2000
- [7] Blaß, H. J., Ehlbeck, J., Kreuzinger, H., Steck, G.: *Erläuterungen zu DIN 1052: 2004-08 : Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken*. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung, München, Bruderverlag, Karlsruhe 2004
- [8] Brunner, M., Schnüriger, M., Roemer, M.: *Kleber, Bindemittel. Holz-Beton-Platten mit Klebeverbund*. In: Schwaner, K.: *Zukunft Holz - Statusbericht zum aktuellen Stand der Verwendung von Holz und Holzprodukten im Bauwesen und Evaluierung künftiger Entwicklungspotentiale*. Abschlussbericht 2009-04-30, Hochschule Biberach, Institut für Holzbau, Biberach 2009, S. 705-709
- [9] Cera, U.: *Holz-Beton-Verbund. Eine innige Beziehung*. Bauen mit Holz Spezial: Dach- und Holzbau; H. 1/2012, Bruderverlag, Köln 2012, S. 22-24
- [10] Cree GmbH: *Nur was nachwächst kann zu etwas wirklich Großem werden*. Informationsbroschüre, Dornbirn 2012
- [11] Frangi, A., Fontana, M.: *Versuche zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken bei Raumtemperatur und Normbrandbedingungen*. IBK Bericht, Nr. 249, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Birkhäuser Verlag, Zürich 2000
- [12] Grube, H.: *Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile*. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 52, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1991
- [13] Hamm, P.: *Schwingungsverhalten von Decken bei Auflagerung auf Unterzügen*. die neue quadriga 1/2008, Verlag Kastner, Wolnzach 2008, S. 41-46
- [14] Hamm, P., Richter, A.: *Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Schwingungsnachweis von Holzdecken*. In: *Fachtagungen Holzbau 2009*, Leinfelden-Echterdingen, 26. November 2009, Landesbeirat Holz Baden-Württemberg e.V., Stuttgart 2009, S. 15-29.
- [15] Heinz, D., Urbonas, L.: *Holzbau der Zukunft. Teilprojekt 16. Holzbeton*. TU München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, München 2008
- [16] Hofstetter, D.: *Holz-Beton-Verbunddecken: Analyse von Eigenschaften und Standardisierung der Planung und Bemessung*. Diplomarbeit, Hochschule für Architektur, Bau und Holz Biel (HSB), Fachbereich Holz, Entlebuch 2006
- [17] Kenel, A.: *Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen*. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42, EMPA Abteilung Holz, März 2000
- [18] Kirchmayer, E. E.: *Beitrag zur Entwicklung von Holz-Holzbeton-Betonverbunddecken*. Diplomarbeit, TU Wien, Institut für Hochbau und Technologie, Wien 2012

- [19] Kreuzinger, H.: *Die Holz-Beton-Verbundbauweise*. In: Fachtagungen Holzbau 1999-2000, Holzbau für das neue Jahrhundert, Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf 1999, S. 70-83
- [20] Kreuzinger, H.: *Platten, Scheiben und Schalen. Ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme*. Bauen mit Holz 1/99, H. 1, Bruderverlag, Köln 1999, S. 34-39
- [21] Kreuzinger, H., Mohr, B.: *Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz*. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben für die EGH, DGfH, TU München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, München 1999
- [22] Kuhlmann, U., Gerold, M., Schänzlin, J.: *Trag- und Verformungsverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Bauingenieur 77, Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf 2002, S. 22-34
- [23] Kuhlmann, U., Schänzlin, J., Michelfelder, B.: *Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken*. Beton- und Stahlbetonbau 99, H. 4, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2004, S. 262-271
- [24] Lackner, M.: *Eurocode 5 KOMPAKT. Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*. Fachverband für Holzindustrie Österreichs, Wien 2011
- [25] Lehmann, St.: *Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapелеlementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Professur für Holz- und Mauerwerksbau, Weimar 2004
- [26] Lignotrend Produktions GmbH: *Weit gespannt und tiefe Töne Dämmend: LIGNO HBF Holz-Beton-Fertigteildecken*. Informationsbroschüre, Weilheim-Bannholz 2012
- [27] Linse, T., Natterer, J.: *Ein 7-Geschosser (fast) ganz aus Holz - Konstruktive Details eines Pilotprojekts*. Bauingenieur 83, Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf 2008, S. 531-539
- [28] Mehlhorn, G.: *Der Ingenieurbau: Grundwissen in 9 Bänden. Werkstoffe, Elastizitätstheorie*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1997
- [29] Michelfelder, B. Ch.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2006-1. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Stuttgart 2006
- [30] Müller, Ch.: *Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindung von Otto Hetzer - ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Professur für Bauaufnahme und Baudenkmalpflege, Weimar 1998
- [31] Möhler, K.: *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigen Verbundmitteln*. Habilitation, TH Karlsruhe 1956
- [32] Natterer, J., Hoefft, M.: *Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Entwicklung eines neuen Verbindungssystems*. Forschungsbericht CERS, Nr. 1638, Ecole Polytechnique Fédérale EPFL, Laboratory for Timber Constructions IBOIS, Lausanne 1992
- [33] Pfäffinger, J.: *X-Floor: Schneller, präziser, trockener*. Bau & Architektur, Sonderausgabe der SWISSENGINEERING STZ, H. 01/2012, STV-Verlags AG, Zürich 2012, S. 27-29
- [34] Pirazzi, C.: *Zur Berechnung von Holzschalen in Brettrippenbauweise mit elastischem Verbundquerschnitt*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne 2005
- [35] Rautenstrauch, K.: *Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise*. In: König, G., Holschemacher, K., Dehn, F.: Holz-Beton-Verbund. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Bauwerk Verlag, Berlin 2004, S. 1-21
- [36] Rautenstrauch, K., Grosse, M., Lehmann, S., Hartnack, R.: *Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken*. 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar 2003
- [37] Rautenstrauch, K., Grosse, M., Hartnack, R., Lehmann, St.: *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Teil 1: Kurzzeittragverhalten*. Bautechnik 80, H. 8, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2003, S. 534-541

- [38] Rautenstrauch, K., Grosse, M., Hartnack, R.: *Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Teil 2: Langzeittragverhalten*. Bautechnik 80, H. 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2003, S. 693-701
- [39] Rautenstrauch, K., Grosse, M., Schlegel, R.: *Numerische Modellierung von Holz und Verbindungselementen in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Bautechnik 82, H. 6, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2005, S. 355-364
- [40] Resch, E., Schmidt, J., Kaliske, M., Schneider, W.: *Betrachtungen zur Verkehrslastannahme bei Holzbalken/Beton-Verbunddecken*. Beton- und Stahlbetonbau 99, H. 10, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2004, S. 790-793
- [41] Rug, W., Thoms, F., Grimm, U., Eichbaum, G., Abel, St.: *Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von verzahnten Balken*. Bautechnik 89, H. 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2012, S. 26-36
- [42] Schaub, O.: *Verbunddecke aus Holzrippe und Betonplatte*. Patentschrift NR. DE673556, Deutsches Patentamt, 1939
- [43] Schäfers, M.: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultra-hochfesten Betonen. Experimentelle und theoretische Untersuchungen*. Dissertation, Schriftenreihe Bauwerkserhaltung und Holzbau, H. 4, Universitätsverlag Kassel University Press, Kassel 2010
- [44] Schänzlin, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-2. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Stuttgart 2003
- [45] Schernberger, K.: *Holzspanbeton-Verbunddecken: Übersicht bestehender Ansätze sowie Entwicklung und Versuche mit handelsüblichen Holzspänen*. Diplomarbeit, TU Wien, Institut für Architekturwissenschaften, Wien 2011
- [46] Schmidt, J., Lämmel, R., Reuter, C., Kaliske, M.: *Einfluß des Kriechens und des Betonschwindens auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundbalken. Ein erweiterter Bemessungsvorschlag und dessen Anwendungsgrenzen*. Bautechnik 82, H. 7, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2005, S. 407-415
- [47] Schönborn, F.: *Holz-Beton-Fertigteilelemente*. Dissertation, Universität Innsbruck, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften, Innsbruck 2007
- [48] Scholz, A.: *Eigenspannungszustände an Verbundquerschnitten infolge von Dehnungsunterschieden – Anwendung eines neueren Rechenverfahrens auf einen bewährten Lösungsansatz*. Bautechnik 81, H. 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2004, S. 180-188
- [49] Simon, A.: *Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise*. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Professur für Holz- und Mauerwerksbau, Weimar 2008
- [50] Sperle, E.: *Holzbewehrter Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 42, H. 5, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1943, S. 45-48
- [51] Springenschmid, R.: *Betontechnologie für die Praxis*. Bauwerk Verlag, Berlin 2007
- [52] Stade, F.: *Die Schule des Bautechnikers. Die Holzkonstruktionen*. Verlag Moritz Schäfer, Leipzig 1904
- [53] Statistik Austria: *Ergebnisse im Überblick: Baupreisindex für den Hoch- und Tiefbau, aktuelle Messzahlen*. Erstellt am 12.08.2013, Wien 2013
- [54] Steck, G., Nebgen, N.: *Holzbau kompakt. Nach DIN 1052 neu*. Bauwerk Verlag, Berlin 2006
- [55] Thiele, R., Schneider, W., Schmidt, J.: *Tragverhalten von Holzverbundbalken*. Bautechnik 79, H. 11, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2002, S. 727-736
- [56] TiComTec GmbH: *Tragwerke in Holz-Beton-Verbundbauweise mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. Technisches Dossier HBV-Systeme 2011-07, Haibach 2011

- [57] Winter, St., Kreuzinger, H., Mestek, P.: *Teilprojekt 15. Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen*. TU München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, München 2008
- [58] Winter, St., Hamm, P., Richter, A.: *Schwingungs- und Dämpfungsverhalten von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken*. Schlussbericht zum Forschungsthema: Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken, TU München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, München 2010
- [59] Zöllig, St.: *Holz/Beton-Verbund mit vorgefertigten Brettstapel-Modulen*. In: Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz. 31. SAH Fortbildungskurs Weinfelden. Lignum Verlag, Zürich 1999, S. 197-215

Richtlinien- und Normenverzeichnis

- [60] DIN 1052: *Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau*. Ausgabe 2008-12
- [61] DIN EN 1995-1-1/NA: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe 2013-08
- [62] OIB-Richtlinie 2: *Brandschutz*. Ausgabe Oktober 2011-Revision Dezember 2011, Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien 2011
- [63] OIB-Richtlinie 5: *Schallschutz*. Ausgabe Oktober 2011, Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien 2011
- [64] 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*. Ausgabedatum 2011-09-01
- [65] ÖNORM B 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Ausgabedatum 2011-12-01
- [66] 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*. Ausgabedatum 2010-08-15
- [67] ÖNORM B 4100-2: *Holzbau - Holztragwerke - Teil 2: Berechnung und Ausführung*. Ausgabedatum 2004-03-01
- [68] ÖNORM B 4707: *Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Konformitätsnachweis*. Ausgabedatum 2010-08-15
- [69] ÖNORM B 8115-2: *Schallschutz und Raumakustik im Hochbau - Teil 2: Anforderungen an den Schallschutz*. Ausgabedatum 2006-12-01
- [70] ÖNORM EN 206-1: *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2005-11-01
- [71] ÖNORM EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*. Ausgabedatum 2013-10-01
- [72] ÖNORM EN 1194: *Holzbauwerke - Brettschichtholz - Festigkeitsklassen und Bestimmung charakteristischer Werte*. Ausgabedatum 1999-09-01
- [73] ÖNORM EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2013-03-15
- [74] ÖNORM EN 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2011-09-01
- [75] ÖNORM EN 1991-1-2: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2013-01-15
- [76] ÖNORM EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2011-12-01
- [77] ÖNORM EN 1995-1-1: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2009-07-01

- [78] ÖNORM EN 1995-1-2: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)*. Ausgabedatum 2011-09-01
- [79] ÖNORM EN 1995-2: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken*. Ausgabedatum 2006-10-01
- [80] ÖNORM EN 13501-2: *Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen*. Ausgabedatum 2010-02-15
- [81] ÖNORM EN 13986: *Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen - Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung*. Ausgabedatum 2010-08-01
- [82] ÖNORM EN 14080: *Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen*. Ausgabedatum 2011-03-01
- [83] ÖNORM EN 14081-1: *Holzbauwerke - Nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt - Teil 1: Allgemeine Anforderungen*. Ausgabedatum 2012-07-15
- [84] ÖNORM EN 14374: *Holzbauwerke - Furnierschichtholz für tragende Zwecke - Anforderungen*. Ausgabedatum 2005-02-01
- [85] ÖNORM EN 26891: *Holzbauwerke - Verbindungen mit mechanischen Verbindungsmitteln - Allgemeine Grundsätze für die Ermittlung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens (ISO 6891:1983)*. Ausgabedatum 1991-08-01
- [86] ÖNORM EN ISO 14040: *Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO 14040:2006)*. Ausgabedatum 2009-11-01
- [87] ÖNORM EN ISO 14044: *Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen (ISO 14044:2006)*. Ausgabedatum 2006-10-01

Zulassungsverzeichnis

- Z-9.1-342 vom 6. Mai 2010: *SFS-Verbundschrauben VB-48-7,5 als Verbundmittel für das SFS Holz-Beton-Verbundsystem*. SFS intec GmbH FasteningsSystems, Oberursel, Schweiz; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-440 vom 30. Jänner 2009: *Duo-Balken und Trio-Balken. (Balkenschichtholz aus zwei oder drei miteinander verklebten Brettern, Bohlen oder Kanthölzern)*. Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V., Wuppertal, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-445 vom 16. März 2012: *Timco II Schrauben als Verbundmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem*. Timco Schweiz GmbH, Klosters-Serneus, Schweiz; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-473 vom 31. August 2012: *Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlössern*. Hubert Schmid Bauunternehmen GmbH, Marktoberdorf, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-474 vom 2. September 2011: *Dennert Holz-Beton Verbundelemente*. Veit Dennert KG Baustoffbetriebe, Schlüsselfeld, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-555 vom 30. Jänner 2013: *LIGNOTREND-Elemente*. LIGNOTREND GmbH & Co. KG, Weilheim-Bannholz, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-557 vom 5. November 2012: *Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. TiComTec GmbH, Haibach, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-603 vom 1. August 2010: *TCC Schrauben als Verbundmittel für das TCC Holz-Beton-Verbundsystem*. Com-Ing AG, Appenzell, Schweiz; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-648 vom 5. November 2012: *Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbundmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Adolf Würth GmbH & Co. KG, Künzelsau-Gaisbach, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-755 vom 20. Oktober 2009: *Wolf-Nagelplatten Typ 15 N, 15 NE, 15 Z und 15 ZE als Holz-Verbundmittel*. Wolf Systems GmbH, Osterhofen, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- Z-9.1-803 vom 9. Juli 2010: *SWG TimTec VG Plus – Vollgewindeschrauben als Verbundmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Schraubenwerk Gaisbach GmbH, Waldenburg, Deutschland; Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin

Abbildungsverzeichnis

Abb. II.1	Verzahrter Balken nach Stade [52]
Abb. II.2	Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatte nach Schaub [35]
Abb. II.3	Verbundsystem mit Kerven [29]
Abb. II.4	SFS-Verbundschraube VB-48-7,5 x 165 [abZ. Nr. Z-9.1-342]
Abb. II.5	HBV-Rippendecke [56]
Abb. II.6	HBV-Flachdecke [56]
Abb. II.7	Verbundsystem Flachstahlschlösser [29]
Abb. II.8	BVD-Verbundanker der Bertsche System GmbH [6]
Abb. II.9	Querschnitt Elementdecke LCT ONE [mkp]
Abb. II.10	System Ligno HBF [26]
Abb. II.11	Dennert Holz-Beton Verbundelemente [abZ. Nr. Z-9.1-474]
Abb. II.12	Auflagerdetail HBV-Decke mit Lastabtragung über die Betonplatte [27]
Abb. III.1	Spannweiten der ausgewählten HBV-Decken
Abb. III.2	Kerve mit zentrisch angeordneter Schraube am Bsp. Weingarten [mkp]
Abb. III.3	Kerve mit seitlich versetzt angeordneter Schraube am Bsp. Altmünster [mkp]
Abb. III.4	Schlankheit der ausgewählten HBV-Decken
Abb. III.5	Deckenaufbau am Bsp. Hohenems [mkp]
Abb. III.6	Kostenaufgliederung (2013/III.), Bsp. Wangen
Abb. III.7	Definition Aufbau Massivholzdecke (inkl. zusätzlicher Schüttung)
Abb. III.8	Vergleich der Querschnitte, Flachdecke ($l = 8\text{m}$, $q = 3,0\text{kN/m}^2$, C 25/30, GL 24h)
Abb. IV.1	Teilschnittgrößen bei Biegemomentenbeanspruchung
Abb. IV.2	Grenzzustände des Verbundquerschnitts
Abb. IV.3	Einzelschnittgrößen bei kontinuierlichem Verbund
Abb. IV.4	Einzelschnittgrößen bei diskontinuierlichem Verbund
Abb. IV.5	Querschnitt und Verteilung der Biegespannungen [77]
Abb. IV.6	Definition Kervenabstände nach Michelfelder [29]
Abb. IV.7	Funktionsprinzip des Schubanalogie-Verfahrens
Abb. IV.8	Rahmenmodell nach Rautenstrauch, vgl. [36]
Abb. IV.9	Vereinfachtes Ersatzsystem unter Vernachlässigung der Gurtsteifigkeit [36]
Abb. IV.10	Detailliertes Ersatzsystem unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit [36]
Abb. IV.11	Fachwerksmodell nach Zöllig, vgl. [59]
Abb. IV.12	Einflussfaktoren der effektiven Biegesteifigkeit
Abb. IV.13	Variation der Kerventiefe [29]
Abb. IV.14	Variation der Vorholzlänge [29]
Abb. IV.15	Einfluss der Schraubenlage [29]
Abb. IV.16	Kriechfaktorentwicklung [29]
Abb. IV.17	Einfluss des Holz E-Moduls [29]

Abb. IV.18	Einfluss der Bauteilstärken [29]
Abb. IV.19	Einfluss des Verschiebungsmoduls am Bsp. Lustenau
Abb. IV.20	Gamma-Verfahren, Kont. Verbund
Abb. IV.21	Einschätzung Gamma-Verfahren
Abb. IV.22	Wirkungsgrad bezogen auf die Endverformung, Bsp. Lustenau
Abb. IV.23	Wirkungsgrad bezogen auf den Schubfluss, Bsp. Lustenau
Abb. IV.24	Zusammenhang zwischen effektiver Biegesteifigkeit und Spannweite, Bsp. Lustenau
Abb. IV.25	Auswirkungen des Schwindens von Beton und Holz [23]
Abb. IV.26	Simulation der Schwinddehnung des Betonquerschnitts [7]
Abb. IV.27	Berechnungsmethode zur Ermittlung der Kervenkräfte
Abb. IV.28	Streubereiche der Kervenkräfte im Vergleich zum Rahmenmodell nach Rautenstrauch
Abb. IV.29	Berechnungsmethode zur Ermittlung der Einzelschnittgrößen
Abb. IV.30	Gerissene Betonzugzone – globale Kräfteumlagerung
Abb. IV.31	Gerissene Betonzugzone – lokale Spannungsumlagerung
Abb. V.1	Abstand der Momentennullpunkte nach EC2 [76]
Abb. V.2	Schnitte der Nachweisführung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)
Abb. V.3	Bemessung der Biegezugbewehrung
Abb. V.4	abgegebene Kraft beim Gehen $F(t)$ [14]
Abb. V.5	Versagensformen bei Kerven, vgl. [47]

Tabellenverzeichnis

Tab. II.1	Verbundmittel mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ), Stand 24.07.2013
Tab. III.1	Übersicht der ausgewählten HBV-Decken
Tab. III.2	Kostenaufstellung (2013/III.), Bsp. Wangen
Tab. III.3	Definition Materialparameter
Tab. III.4	Preisvergleich, Flachdecke ($l = 8\text{m}$, $q = 3,0\text{kN/m}^2$, C 25/30, GL 24h)
Tab. III.5	Größen zur Bewertung der Ökobilanz unterschiedlicher Flachdecken
Tab. IV.1	Grenzwerte der effektiven Biegesteifigkeit
Tab. IV.2	Angaben FE-Modell nach Michelfelder [29]
Tab. IV.3	Spezialisierung des Verschiebungsmoduls am Bsp. Lustenau
Tab. IV.4	Verschiebungsmoduln von Kernen
Tab. IV.5	Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Statik mkp
Tab. IV.6	Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Rahmenmodell nach Rautenstrauch
Tab. IV.7	Effektive Biegesteifigkeit, Einschätzung Gamma-Verfahren
Tab. IV.8	Auswirkungen des Langzeitverhaltens auf die Bemessungsgrößen
Tab. IV.9	Konstruktionsregeln für die Anzahl und Lage von Kernen [29]
Tab. V.1	Material- und Verbundmittelsteifigkeiten für den Anfangs- und Endzustand
Tab. V.2	Werte für K_{ser} von Holz-Holz- und Holzwerkstoff-Holz-Verbindungen [77]
Tab. V.3	Kriechfaktoren von Kernen bei HBV-Flachdecken [29]
Tab. V.4	Einflussbereiche bei flächengleicher Schubkraft
Tab. V.5	Grenzwerte des Schwingungsverhaltens je nach Einbaulage, vgl. [14]
Tab. V.6	E-Modul verschiedener Estriche, vgl. [14]
Tab. V.7	Systemfaktor zur Umrechnung der Eigenfrequenz von Einfeld- auf Zweifeldträger [58]
Tab. V.8	Modellfaktoren nach Schönborn [47]

Anhang

A.1	Bemessungsbeispiel	121
A.1.1	Vorbemerkungen	121
A.1.2	System	122
A.1.3	Gamma-Verfahren	123
A.1.4	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	123
A.1.5	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	124
A.1.6	Berechnung mit EDV-Programm	124
A.2	Projektübersicht	143
A.3	Vergleichsrechnung	144
A.4	Ol3-Index	145

A.1 Bemessungsbeispiel

A.1.1 Vorbemerkungen

Allgemeines

Das vorliegende Dokument umfasst die statische Berechnung und Nachweisführung der Holz-Beton-Verbunddecke (abgekürzt mit HBV-Decke), jedoch ohne Auflager- bzw. Anschlussdetails.

Für die detaillierte Vorgehensweise sowie die theoretischen Hintergründe wird auf die Diplomarbeit von D. Dobler „Entwicklung einer praxisorientierten Bemessungshilfe für Holz-Beton-Verbunddecken auf Basis realisierter Objekte, Diplomarbeit, TU Wien, Institut für Architekturwissenschaften, Wien 2014“ verwiesen.

Vorschriften

Die statische Berechnung beruht auf Grundlage der derzeit gültigen, einschlägigen Normen und Vorschriften. Dies sind insbesondere:

- | | |
|---------------------------|---|
| – ÖNORM EN 1990 + NAD | Grundlagen Sicherheitskonzept |
| – ÖNORM EN 1991-1-1 + NAD | Lastannahmen, Nutzlasten für Hochbauten |
| – ÖNORM EN 1992-1-1 + NAD | Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken |
| – ÖNORM EN 1995-1-1 + NAD | Bemessung und Konstruktion von Holzbauten |
| – ÖNORM EN 1995-1-2 + NAD | Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Brandfall |

Brandschutz

Gemäß OIB-Richtlinie 2 gilt für Gebäude der Gebäudeklasse 3 (GK3):

Trenndecken ü. EG	REI 60
-------------------	--------

Schallschutz

Gemäß OIB-Richtlinie 5 werden folgende Anforderungen an den Schallschutz definiert:

Standard-Trittschallpegel $L'_{nT,w}$	$\leq 48\text{dB}$
bewertete Standard-Schallpegeldifferenz $D_{nT,w}$	$\geq 55\text{dB}$

Schwingungsverhalten

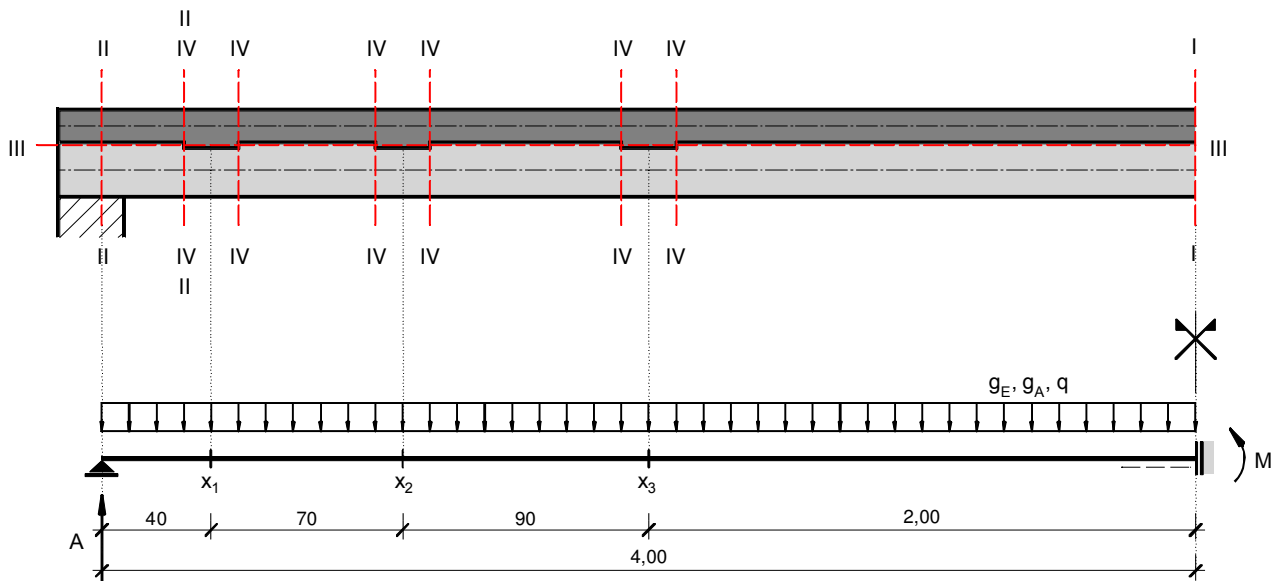
Die Decke muss die allgemeinen Ansprüchen und Anforderungen an Bauteile zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten erfüllen.

Baustoffe

Brettschichtholz	GL 24h	EN 14080
Beton	C 25/30	EN 206
Bewehrungsstahl	BSt 550	EN 10080

A.1.2 System

Skizze



Schubübertragung: 3 Kerven je Trägershälfte

$K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$

Belastung

Eigengewicht: $(1,0 \cdot 0,12 \cdot 25 + 1,0 \cdot 0,20 \cdot 5)$

$g_{E,k} = 4,00 \text{ kN/m}$

Auflast:

$g_{A,k} = 2,00 \text{ kN/m}$

Nutzlast: (Kat. B2 bzw. C1 nach ÖNORM B 1991-1-1)

$q_k = 3,00 \text{ kN/m}$

Betonschwinden: (für schwindarmen Beton)

$\varepsilon_{cs} = 0,30 \text{ ‰}$

Schnittgrößen

Beton:

$N_{1,d} = -409 / -339 / -262 \text{ kN}$

$M_{1,d} = 12,0 / 9,7 / 7,9 \text{ kNm}$

Holz:

$N_{2,d} = 409 / 339 / 262 \text{ kN}$

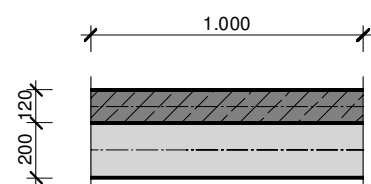
$M_{2,d} = 22,6 / 36,8 / 9,0 \text{ kNm}$

Bemessung

Stahlbeton: C 25/30, $d = 120\text{mm} + \text{CS } 80$ (unten)

Brettstapel: GL 24h, 1000/200

Kerven: 200/20



A.1.3 Gamma-Verfahren

Nachgiebiger Verbund

	t_0	t_∞	Brand
Bemessung in den GZT:	$EI_{\text{starr}} = 48,8 / 21,8 / 30,1$		MNm^2
Bemessung in den GZG:	$EI_{\text{eff}} = 34,4 / 15,6 / 21,3$		MNm^2
	$EI_{\text{eff}} = 37,8 / 17,0 / -$		MNm^2

A.1.4 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Schnitt I – I Nachweis Momententragfähigkeit

(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

	t_0	t_∞	Brand
(1) Beton oben:	$\eta = 0,53$	$0,41$	$0,40$
(2) Beton unten:	$\eta = 1,00$	$0,69$	$1,00$
(3) Holz M+N - Interaktion:	$\eta = 0,41$	$0,52$	$0,18$

Schnitt II – II Nachweis Querkrafttragfähigkeit

(nach EN 1995-1-1)

	t_0	t_∞	Brand
(4) Holz:	$\eta = 0,24$	$0,24$	$-$

Schnitt III – III Nachweis Tragfähigkeit Verbundfuge

(nach Schönborn, Holz-Beton-Fertigteilelemente, 2007)

	t_0	t_∞	Brand
Kerbe:	$\eta = 0,55$	$-$	$-$

Schnitt IV – IV Nachweis Kervenversatz

(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

	Pos	x [m]	Zeitpunkt t_0			Zeitpunkt t_∞		
			(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
Kerbe 1:	außen	0,30	0,16	Bew	0,10	0,12	Bew	0,12
	innen	0,30	0,31	0,18	0,03	0,23	0,14	0,05
Kerbe 2:	außen	1,00	0,28	Bew	0,24	0,22	0,98	0,29
	innen	1,00	0,10	0,19	0,16	0,08	0,15	0,23
Kerbe 3:	außen	1,90	0,37	0,00	0,36	0,32	0,83	0,46
	innen	1,90	0,23	0,19	0,29	0,18	0,16	0,40

A.1.5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Nachweis der Durchbiegung

(nach EN 1995-1-1 bzw. ÖNORM B 1995-1-1)

char. Anfangsdurchbiegung:	$w_{q,inst} =$	4,2 mm
char. Enddurchbiegung:	$w_{fin,char} - w_{g,inst} + w_s =$	25,7 mm
q.-s. Enddurchbiegung:	$w_{fin,qs} - w_c + w_s =$	31,2 mm

Nachweis der Schwingungen

(nach Winter / Hamm / Richter, 2010)

Eigenfrequenz:	$f_1 =$	6,21 Hz
Beschleunigung:	$a =$	0,042 m/s ²
Durchbiegung aus 1kN:	$w_{2kN} =$	0,13 mm

A.1.6 Berechnung mit EDV-Programm

Auf den nachstehenden Seiten folgt die detaillierte Berechnung und Bemessung der HBV-Decke als Ausgabefile des EDV-Programms ‚HBVdim‘.

Gamma-Verfahren	Seite 125 - 126
Nachweis HBV-Decke	Seite 127 - 135
Nachweis Brand	Seite 136 - 137
Nachweis Kerve	Seite 138
Berechnung und Schnittgrößen Kervenversatz	Seite 139 - 142



Gamma-Verfahren

Pos Nr. Bemessungsbeispiel

System			
Länge	$\ell_0 =$	8,00 m	Abstand der Momentennullpunkte

Material und Geometrie							
		b	h	E ₀	E _∞		
		mm	mm	N/mm²	N/mm²		
Beton	C25/30	1.000	120	31.000	8.857	mit	ϕ _B = 2,5
Holz	GL24h	1.000	200	11.600	7.250		k _{def} = 0,6
Zwischenschicht		d =		0 mm			

Schubübertragung

Verbundmittelabstufung: stark (Verbund durch Kerben)

Kerbenanordnung: ohne Einschränkung

Kerbenlänge $\ell_K = 0,20 \text{ m}$

Kervenzahl je Seite $n = 3$

Kerbenanordnung $x_1 = 0,40 \text{ m}$ Auflager - Kervemitte

$x_2 = 1,10 \text{ m}$

$x_3 = 2,00 \text{ m}$

Kervengröße $s_{\min} = 0,70 \text{ m}$

$s_{\max} = 2,10 \text{ m}$

$s_{\text{eff}} = 1,95 \text{ m}$ nach Michelfelder

Das Diagramm zeigt einen horizontalen Querschnitt einer Verbundplatte. Drei Kerben sind in der Platte eingezeichnet. Die Abstände zwischen den Kerben sind mit $s_{\min}$ und $s_{\max}$ beschriftet. Die Gesamtlänge der Platte ist mit $\ell/2$ angegeben. Die Kerben sind symmetrisch zur Mitte angeordnet.

Abb.: Definition der Verbundmittelabstände

Verschiebungsmodul

für Nachweise im GZT:

	$t = 0$	$t = \infty$	
$K_u :$	667	280	kN/mm

mit

$\varphi_{VM} = 1,38$

für Nachweise im GZG:

$K_{ser} :$	1.000	420	kN/mm
-------------	-------	-----	-------

$\varphi_{VM} = 1,38$



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Gamma-Verfahren
11.04.2014
S.2/14

Biegesteifigkeit

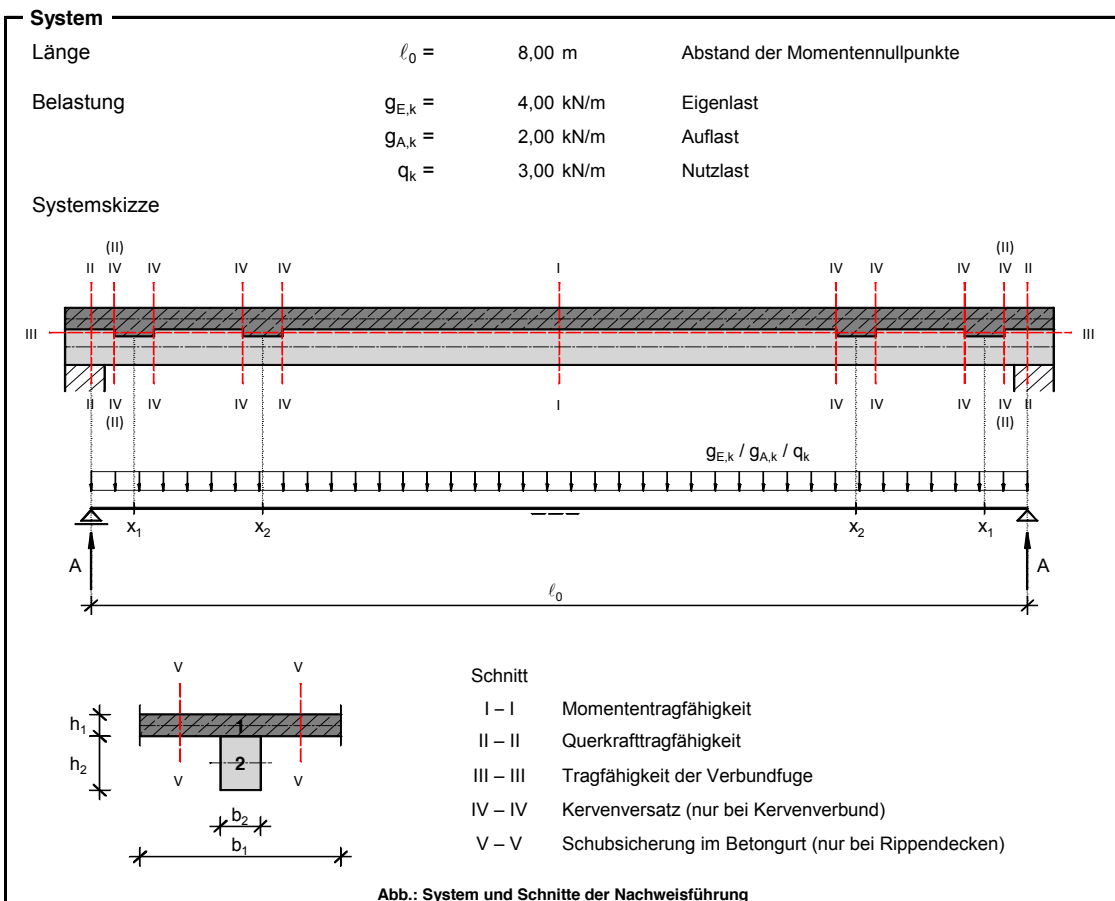
		$t = 0$	$t = \infty$		
	EI_{starr} :	48,8	21,8	MNm ²	
Bemessung im GZT	γ :	0,37	0,47		
	EI_{eff} :	34,4	15,6	MNm ²	
	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$:	71	71	%	
Bemessung im GZG	γ :	0,47	0,57		
	EI_{eff} :	37,8	17,0	MNm ²	
	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$:	77	78	%	daraus $k_{\text{def}} = 1,22$

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



Nachweis HBV-Decke

Pos Nr. Bemessungsbeispiel



Material und Geometrie		b	h	E_0	E_∞		
		mm	mm	N/mm ²	N/mm ²		
Beton	C25/30	1.000	120	31.000	8.857	mit	$\varphi_B = 2,5$
Holz	GL24h	1.000	200	11.600	7.250		$k_{def} = 0,6$
Zwischenschicht		d =		0 mm			



Biegesteifigkeit

		$t = 0$	$t = \infty$		
	EI_{starr}	48,8	21,8	MNm ²	(aus Material und Geometrie)
Bemessung im GZT	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$	71	71	%	
	EI_{eff}	34,4	15,6	MNm ²	
	γ	0,38	0,47		
Bemessung im GZG	$EI_{\text{eff}} / EI_{\text{starr}}$	77	78	%	
	EI_{eff}	37,8	17,0	MNm ²	daraus $k_{\text{def}} = 1,22$
	γ	0,48	0,57		

Schubübertragung

(Angaben ausschließlich für den Nachweis der Verbundmittel, die Verbundsteifigkeit bleibt unbeeinflusst!)

Verbundmittelabstufung	stark	(Verbund durch Kerben)	
Kervenanordnung	ohne Einschränkung		
Kervengeometrie	$\ell_K =$	0,20 m	
	$t_K =$	0,020 m	
Kervenzahl je Seite	$n =$	3	
Kervelage	$x_1 =$	0,40 m	Auflager - Kervemitte
	$x_2 =$	1,10 m	
	$x_3 =$	2,00 m	
Kervenable	$s_{\min} =$	0,70 m	nach Michelfelder
	$s_{\max} =$	2,10 m	
	$s_{\text{eff}} =$	1,95 m	

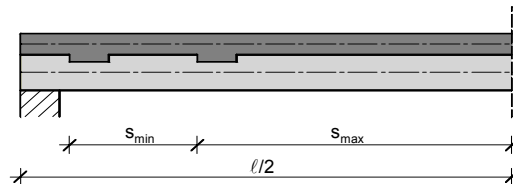


Abb.: Definition der Verbundmittelabstände



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis HBV-Decke
11.04.2014
S.5/14

Materialkennwerte

Holz:	GL24h	Beton:	C25/30	Stahl:	BSt550
(EN 338 bzw. EN 1194)		(EN 1992-1-1)		(ÖNORM B 4707)	
$f_{m,k} =$	24,0 N/mm ²	$f_{ck} =$	25,0 N/mm ²	$f_{y,k} =$	550 N/mm ²
$f_{t,0,k} =$	16,5 N/mm ²	$f_{ctk,0,05} =$	1,8 N/mm ²	$\gamma_S =$	1,15
$f_{v,k} =$	3,0 N/mm ²	$f_{ctk,0,05,fl} =$	2,66 N/mm ²		
$\gamma_M =$	1,25	$\gamma_C =$	1,50	Betonüberdeckung	
$k_{mod} =$	0,80	$\alpha_{cc} =$	1,00	$d_1 =$	0,025 m
$k_{cr} =$	0,83	$\alpha_{ct} =$	1,00		
		$\varepsilon_{cs} =$	-0,30 ‰		

Schnittgrößenermittlung GZT

Lastkombination GZT			γ
	$g_{E,d} =$	5,40 kN/m	1,35
	$g_{A,d} =$	2,70 kN/m	1,35
	$q_d =$	4,50 kN/m	1,50
	$\Sigma p_d =$	12,60 kN/m	
Gesamtschnittgrößen	$M_d =$	100,8 kNm	
	$V_d =$	50,4 kN	
Einzelschnittgrößen zum Zeitpunkt $t = 0$	$N_{1,d} =$	-409 kN	
	$N_{2,d} =$	409 kN	
	$M_{1,d} =$	12,0 kNm	
	$M_{2,d} =$	22,6 kNm	
Einzelschnittgrößen zum Zeitpunkt $t = \infty$			
(1) ohne schwinden	$N_{1,o,d} =$	-383 kN	
	$N_{2,o,d} =$	383 kN	
	$M_{1,o,d} =$	8,3 kNm	
	$M_{2,o,d} =$	31,3 kNm	
		GZT	GZG
(2) nur schwinden	$F_0 =$	149	181 kN
	$M_S =$	17,7	20,5 kNm
			Festhaltekraft
			Biegemoment aus Festhaltekraft
			LF 1 LF 2
	$N_{1,s,d} =$	44 kN	149 -105
	$N_{2,s,d} =$	-44 kN	0 -44
	$M_{1,s,d} =$	1,5 kNm	
	$M_{2,s,d} =$	5,5 kNm	
			LF 1 ... kein Verbund
			LF 2 ... Verbund
(1)+(2) Summe	$N_{1,d} =$	-339 kN	
	$N_{2,d} =$	339 kN	
	$M_{1,d} =$	9,7 kNm	
	$M_{2,d} =$	36,8 kNm	

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

Nachweise zum Zeitpunkt $t = 0$

Einzelschnittgrößen	$N_{1,d}$	=	-409 kN
	$N_{2,d}$	=	409 kN
	$M_{1,d}$	=	12,0 kNm
	$M_{2,d}$	=	22,6 kNm

Normalspannungen in Feldmitte

Beton	oben	$\sigma_{1,o,d}$	=	-8,8 N/mm ²
	SP	$\sigma_{1,SP,d}$	=	-3,5 N/mm ²
	unten	$\sigma_{1,u,d}$	=	1,8 N/mm ²
Holz	oben	$\sigma_{2,o,d}$	=	-1,3 N/mm ²
	SP	$\sigma_{2,SP,d}$	=	2,0 N/mm ²
	unten	$\sigma_{2,u,d}$	=	5,4 N/mm ²

Iteratives Verfahren mit (falls notwendig) reduziertem Betonquerschnitt

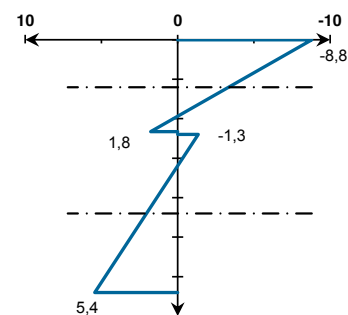


Abb.: Normalspannungsverlauf $t = 0$

Schubspannungen (Auflager bzw. VH1)

Beton	$\tau_{1,d}$	=	0,00 N/mm ²
Holz	$\tau_{2,d,Auflager}$	=	0,38 N/mm ²
	$\tau_{2,d,Kerf1}$	=	0,39 N/mm ²

Querkraft wird vollständig dem Holzquerschnitt zugewiesen!

► Schnitt I-I: Nachweis Momententragfähigkeit (nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)								η
Beton	(1)	$ \sigma_{1,o,d} \leq f_{cd}$	→	8,8	≤	16,7	✓	0,53
	(2)	$ \sigma_{1,u,d} \leq f_{ctd,fl}(f_{cd})$	→	1,8	≤	1,8	✓	1,00
Holz	(3)	$\sigma_{2,t,d} \leq f_{t,0,d}$	→	2,0	≤	10,6	✓	
		$\sigma_{2,m,d} \leq f_{m,d}$	→	3,4	≤	15,4	✓	
		$\sigma_{2,t,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{2,m,d} / f_{m,d} \leq 1$	→	(M+N - Interaktion)			✓	0,41

erf. Biegebewehrung unten

A_{s1}	=	0,00 cm ²
d_1	=	- cm

erf. Bewehrungsfläche
zugehörige Betonüberdeckung

► Schnitt II-II: Nachweis Querkrafttragfähigkeit (nach EN 1995-1-1)

Holz	(4)	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$	→	0,39	≤	1,59	✓	0,24
------	-----	---------------------------	---	------	---	------	---	------

► Schnitt III-III: Eingangswerte Tragfähigkeit der Verbundfuge (Nachweis separat oder in Nachweis Kerf)

$t_{F,d}$	=	205 kN/m	max. Schubfluss (= $N_{2,d} \cdot 4 / \ell_0$)
$\tau_{F,d}$	=	0,20 N/mm ²	max. Schubspannung Verbundfuge (= $t_{F,d} / b_1$)



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis HBV-Decke
11.04.2014
S.7/14

Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

Nachweise zum Zeitpunkt $t = 0$ (Forts.)

- Schnitt IV-IV: Nachweis Kervenversatz (nur bei Kervenverbund)
(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

Position		x	$\sigma_{1,o,d}$	$\sigma_{1,u,d}$	$\sigma_{2,t,d}$	$\sigma_{2,m,d}$	Nachweise η			OK?
		[m]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	(1)	(2)	(3)	
Kerve 1	außen	0,30	-2,6	2,6	0,0	1,6	0,16	Bew	0,10	✓
	innen	0,30	0,5	-2,9	0,8	-0,7	0,31	0,18	0,03	✓
Kerve 2	außen	1,00	-4,7	2,3	0,8	2,5	0,28	Bew	0,24	✓
	innen	1,00	-1,7	-3,1	1,5	0,2	0,10	0,19	0,16	✓
Kerve 3	außen	1,90	-6,2	0,0	1,5	3,4	0,37	0,00	0,36	✓
	innen	1,90	-3,9	-3,2	2,3	1,2	0,23	0,19	0,29	✓
Kerve 4	außen	-	-	-	-	-	-	-	-	
	innen	-	-	-	-	-	-	-	-	
Feldmitte		4,00	-8,8	1,8	2,0	3,4	0,53	1,00	0,41	✓

in **fett**: Betonquerschnitt gerissen, Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung mit exzentrischem Schwerpunkt

Nachweise: (1) ... Beton oben; (2) ... Beton unten; (3) ... Holz unten

erf. Biegebewehrung unten

	Kerve 1	Kerve 2	Kerve 3	Kerve 4	Feldmitte	
x :	0,30	1,00	1,90	-	4,00	m
A_{s1} :	1,32	0,03	0,00	-	0,00	cm ²
d_1 =	2,5 cm		zugehörige Betonüberdeckung			

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

Nachweise zum Zeitpunkt $t = \infty$

Einzelschnittgrößen	$N_{1,d}$	=	-339,4 kNm
	$N_{2,d}$	=	339,4 kNm
	$M_{1,d}$	=	9,7 kNm
	$M_{2,d}$	=	36,8 kNm

Normalspannungen (Feldmitte)

Beton	oben	$\sigma_{1,o,d}$	=	-6,9 N/mm ²
	SP	$\sigma_{1,SP,d}$	=	-2,8 N/mm ²
	unten	$\sigma_{1,u,d}$	=	1,2 N/mm ²
Holz	oben	$\sigma_{2,o,d}$	=	-3,8 N/mm ²
	SP	$\sigma_{2,SP,d}$	=	1,7 N/mm ²
	unten	$\sigma_{2,u,d}$	=	7,2 N/mm ²

Iteratives Verfahren mit (falls notwendig) reduziertem Betonquerschnitt

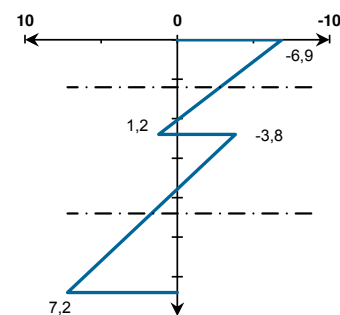


Abb.: Normalspannungsverlauf $t = \infty$

Schubspannungen (Auflager bzw. VH1)

Beton	$\tau_{1,d}$	=	0,00 N/mm ²
Holz	$\tau_{2,d,Auflager}$	=	0,38 N/mm ²
	$\tau_{2,d,Kerbe1}$	=	0,39 N/mm ²

Querkraft wird vollständig dem Holzquerschnitt zugewiesen!

► Schnitt I-I: Nachweis Momententragfähigkeit (nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

							η
Beton	(1)	$ \sigma_{1,o,d} \leq f_{cd}$	→	6,9	≤	16,7	✓
	(2)	$ \sigma_{1,u,d} \leq f_{ctd,fl}(f_{cd})$	→	1,2	≤	1,8	✓
Holz	(3)	$\sigma_{2,t,d} \leq f_{t,0,d}$	→	1,7	≤	10,6	✓
		$\sigma_{2,m,d} \leq f_{m,d}$	→	5,5	≤	15,4	✓
		$\sigma_{2,t,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{2,m,d}/f_{m,d} \leq 1$	→	(M+N - Interaktion)			✓
							0,52

Biegebewehrung unten:

A_{s1}	=	0,00 cm ²
d_1	=	- m

erf. Bewehrungsfläche
zugehörige Betonüberdeckung

► Schnitt II-II: Nachweis Querkrafttragfähigkeit

Holz	(4)	$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$	→	0,39	≤	1,59	✓	0,24
------	-----	---------------------------	---	------	---	------	---	------

► Schnitt III-III: Eingangswerte Tragfähigkeit der Verbundfuge (Nachweis separat oder in Nachweis Kerne)

$t_{F,d}$	=	170 N/mm
$\tau_{F,d}$	=	0,17 N/mm ²

max. Schubfluss (= $N_{2,d} \cdot 4 / \ell_0$)

max. Schubspannung Verbundfuge (= $t_{j,d}/b_1$)



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis HBV-Decke
11.04.2014
S.9/14

Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

Nachweise zum Zeitpunkt $t = \infty$ (Forts.)

- Schnitt IV-IV: Nachweis Kervenversatz (nur bei Kervenverbund)
(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

Position		x	$\sigma_{1,o,d}$	$\sigma_{1,u,d}$	$\sigma_{2,t,d}$	$\sigma_{2,m,d}$	Nachweise η			OK?
		[m]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	(1)	(2)	(3)	
Kerve 1	außen	0,30	-2,0	2,0	0,0	1,8	0,12	Bew	0,12	✓
	innen	0,30	0,4	-2,3	0,6	-0,1	0,23	0,14	0,05	✓
Kerve 2	außen	1,00	-3,7	1,7	0,6	3,5	0,22	0,98	0,29	✓
	innen	1,00	-1,3	-2,5	1,3	1,6	0,08	0,15	0,23	✓
Kerve 3	außen	1,90	-5,3	1,5	1,3	5,2	0,32	0,83	0,46	✓
	innen	1,90	-3,0	-2,6	1,9	3,4	0,18	0,16	0,40	✓
Kerve 4	außen	-	-	-	-	-	-	-	-	
	innen	-	-	-	-	-	-	-	-	
Feldmitte		4,00	-6,9	1,2	1,7	5,5	0,41	0,69	0,52	✓

in **fett**: Betonquerschnitt gerissen, Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung mit exzentrischem Schwerpunkt

Nachweise: (1) ... Beton oben; (2) ... Beton unten; (3) ... Holz unten

erf. Biegebewehrung unten

	Kerve 1	Kerve 2	Kerve 3	Kerve 4	Feldmitte	
x :	0,30	1,00	1,90	4,00	0,00	m
A_{s1} :	1,08	0,00	0,00	-	0,00	cm ²
d_1 =	2,5 cm		zugehörige Betonüberdeckung			

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis HBV-Decke
11.04.2014
S.10/14

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Nachweis der Durchbiegung

Eingangsgrößen	$\psi_1 =$	0,5	Kombinationsbeiwert
	$\psi_2 =$	0,3	Kombinationsbeiwert
	$w_c =$	0,0 mm	Überhöhung
	$w_s =$	9,6 mm	Durchbiegung aus Betonschwinden
	$k_{def} =$	1,22	Deformationsbeiwert ($= E_{I_{eff,10,GZG}}/E_{I_{eff,10,GZG}} - 1$)
Anfangsdurchbiegung	$w_{gE,inst} =$	5,6 mm	zufolge Eigengewicht
	$w_{gA,inst} =$	2,8 mm	zufolge Auflast
	$w_{q,inst} =$	4,2 mm	zufolge Nutzlast
Kombinationen	$w_{fin,char} =$	24,6 mm	charakteristische Kombination
	$w_{fin,h} =$	22,5 mm	häufige Kombination
	$w_{fin,qs} =$	21,6 mm	quasi-ständige Kombination

► Nachweis der Durchbiegung (nach EN 1995-1-1 bzw. ÖNORM B 1995-1-1)

$w_{q,inst} =$	4,2 mm	→	$l/1889 \leq l/300$	✓	0,16
$w_{fin,char} - w_{g,inst} + w_s =$	25,7 mm	→	$l/311 \leq l/200$	✓	0,64
$w_{fin,qs} - w_c + w_s =$	31,2 mm	→	$l/256 \leq l/250$	✓	0,98

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Nachweis der Schwingungen

Einbaulage bzw. Anforderung

Decke zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten

System	$\ell =$	8,00 m	ℓ_0 bei Einfeldträger; max. ℓ bei Mehrfeldträger
	$\ell_1 =$	0,00 m	"0" bei Einfeldträger; min. ℓ bei Zweifeldträger
	$b =$	8,00 m	Elementbreite oder Raumbreite (bei Querverteilung, z.B. flächige Massivholzplatten, durchgehender Aufbeton bzw. Nassestrich) Fugen müssen berücksichtigt werden!
Belastung	$k_f =$	1,00	Systemfaktor Zweifeldträger
	$g_{E,k} =$	4,00 kN/m ²	Eigengewicht
	$g_{A,k} =$	2,00 kN/m ²	Auflast (Trennwandzuschlag vernachlässigbar)
	$q_k =$	3,00 kN/m ²	Nutzlast (vernachlässigbar)
	$\psi_2 =$	0	Lastfaktor Nutzlast
Nachgiebige Lagerung	$w_{\text{Unterzug}} =$	0,00 mm	Durchbiegung aus 2kN (einseitige Lagerung)
	$f_{\text{Unterzug}} =$	0,00 Hz	Eigenfrequenz Unterzug (einseitige Lagerung)
Schwingverhalten	$m =$	600 kg/m ²	Eigenmasse umgelegt auf 1m Breite
	$D =$	3,5 %	Dämpfungskonstante
			D = 2,5 % HBV-Decken ohne Aufbauten D = 3,5 % HBV-Decken mit Aufbauten
Biegesteifigkeit	$EI_\ell =$	37,8 MNm ² /m	$EI_b =$ 4,1 MNm ² /m
	$EI_{\ell,\text{Estrich}} =$	0,6 MNm ² /m	$EI_{b,\text{Estrich}} =$ 0,6 MNm ² /m
	$EI_{\ell+\text{Estrich}} =$	38,4 MNm ² /m	$EI_{b+\text{Estrich}} =$ 4,7 MNm ² /m
Eigenfrequenz:	$f_1 =$	6,21 Hz	
	$f_{\text{grenz}} =$	8,0 Hz	
	$f_{\text{min}} =$	4,5 Hz	
Schwingbeschleunigung:	$a =$	0,042 m/s ²	
	$a_{\text{grenz}} =$	0,05 m/s ²	
	$b_a =$	8,00 m	mitschwingende Breite
	$F(t) =$	70,0 N	
Durchbiegung:	$w_{2kN} =$	0,13 mm	
	$w_{\text{grenz}} =$	0,50 mm	
	$b_{w(2kN)} =$	4,30 m	mittragende Breite

► Nachweis der Schwingungen

(nach Winter / Hamm / Richter, 2010)

n.r. ... nicht relevant

Frequenzkriterium:	$f_1 \geq f_{\text{grenz}}$	→	6,21	<	8,0	n.r.
	$f_1 \geq f_{\text{min}}$	→	6,21	≥	4,5	✓
Beschleunigungskriterium:	$a \leq a_{\text{grenz}}$	→	0,042	≤	0,05	✓
Steifigkeitskriterium:	$w_{2kN} \leq w_{\text{grenz}}$	→	0,13	≤	0,50	✓

Nachweis der Schwingungen erfüllt!



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis Brand
11.04.2014
S.12/14

Nachweis Brand

Pos Nr. Bemessungsbeispiel

Methode der reduzierten Eigenschaften

Brandbeanspruchung	t =	60 Min	Brandbeanspruchungsdauer
	n =	0	brandbeanspruchte Oberflächen
Abbrandtiefe	$\beta_n =$	0,7 mm/Min	ideelle Abbrandrate nach EN 1995-1-2 + NAD
	$d_{char,n} =$	42 mm	ideelle Abbrandtiefe
Restquerschnitt	p =	2,32 m	Restumfang
	$A_r =$	0,158 m ²	Restfläche
Modifikationsbeiwerte	$k_{mod,fi} =$	0,927	für Biegefestigkeit
	$k_{mod,fi} =$	0,956	für Zugfestigkeit und E-Modul

Materialkennwerte Brand

Holz	GL24h	$f_{m,k} =$	24,0 N/mm ²	$f_{m,d,fi} =$	25,6 N/mm ²
		$f_{t,0,k} =$	16,5 N/mm ²	$f_{t,0,d,fi} =$	18,1 N/mm ²
		$E_{0,05} =$	9.600 N/mm ²	$E_{2,d,fi} =$	10.550 N/mm ²
		$\gamma_{M,fi} =$	1,0	Teilsicherheitsbeiwert Brand	
		$k_{fi} =$	1,15	Beiwert Brand	

Restquerschnitt

		b	h	E_0	
		mm	mm	N/mm ²	
Beton	C25/30	1.000	106	31.000	red. Höhe aufgrund gerissener Zugzone
Holz	GL24h	1.000	158	10.550	

Biegesteifigkeit

	$EI_{starr} :$	30,1	MNm ²
Bemessung im GZT	$EI_{eff} / EI_{starr} :$	71	%
	$EI_{eff} :$	21,3	MNm ²
	$\gamma :$	0,36	

HBVdim, Ver. 1.0
Dominik Dobler



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis Brand
11.04.2014
S.13/14

Schnittgrößenermittlung Brand

Lastkombination Brand		γ	ψ
	$g_{E,d} =$	4,00 kN/m	1,00
	$g_{A,d} =$	2,00 kN/m	1,00
	$q_d =$	0,90 kN/m	1,00 0,3
	$\Sigma p_d =$	6,90 kN/m	
Gesamtschnittgrößen	$M_d =$	55,2 kNm	
	$V_d =$	27,6 kN	

Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Nachweise im Brandfall

Einzelschnittgrößen	$N_{1,d} =$	-262 kN
	$N_{2,d} =$	262 kN
	$M_{1,d} =$	7,9 kNm
	$M_{2,d} =$	9,0 kNm

Normalspannungen (Feldmitte)

Beton	oben	$\sigma_{1,o,d} =$	-6,7 N/mm ²
	SP	$\sigma_{1,SP,d} =$	-2,5 N/mm ²
	unten	$\sigma_{1,u,d} =$	1,8 N/mm ²
Holz	oben	$\sigma_{2,o,d} =$	-0,5 N/mm ²
	SP	$\sigma_{2,SP,d} =$	1,7 N/mm ²
	unten	$\sigma_{2,u,d} =$	3,8 N/mm ²

Iteratives Verfahren mit (falls notwendig) reduziertem Betonquerschnitt

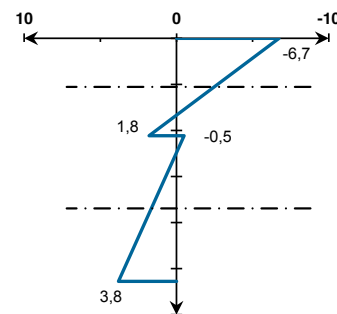


Abb.: Normalspannungsverlauf Brand

► Schnitt I-I: Nachweis Momententragfähigkeit (nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)

(nach EN 1992-1-1 bzw. EN 1995-1-1)								η
Beton	(1)	$ \sigma_{1,o,d} \leq f_{cd}$	→	6,7	≤	16,7	✓	0,40
	(2)	$ \sigma_{1,u,d} \leq f_{ctd,fl} (f_{cd})$	→	1,8	>	1,8		1,00
Holz	(3)	$\sigma_{2,t,d} \leq f_{t,0,d}$	→	1,7	≤	18,1	✓	
		$\sigma_{2,m,d} \leq f_{m,d}$	→	2,2	≤	25,6	✓	
		$\sigma_{2,t,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{2,m,d} / f_{m,d} \leq 1$	→	(M+N - Interaktion)			✓	0,18

Biegebewehrung unten:	$A_{s1} =$	0,00 cm ²	erf. Bewehrungsfläche
	$d_1 =$	- m	zugehörige Betonüberdeckung



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Nachweis Kerve
11.04.2014
S.14/14

Nachweis Kerve

Pos Nr. Bemessungsbeispiel

System

Verbundträger	$\ell_0 =$	8,00 m	Abstand der Momentennullpunkte
Kerve	$\ell_K =$	0,20 m	Kervenlänge
	$t_K =$	0,02 m	Kerventiefe
	$b_K =$	1,00 m	Kervbreite
	$\alpha_K =$	0,0 °	Neigung Kervenflanke (aus der Vertikalen)

Materialkennwerte

Holz	GL24h	$f_{c,0,k} =$	24,0 N/mm ²	$f_{c,0,d} =$	15,4 N/mm ²
		$f_{c,90,k} =$	2,7 N/mm ²	$f_{c,90,d} =$	1,7 N/mm ²
		$f_{c,\alpha,k} =$	24,0 N/mm ²	$f_{c,\alpha,d} =$	15,4 N/mm ²
		$f_{v,k} =$	3,0 N/mm ²	$f_{v,d} =$	1,6 N/mm ²
		$\gamma_M =$	1,25	Teilsicherheitsbeiwert Holz	
		$k_{mod} =$	0,80	Modifikationsbeiwert	
Beton	C25/30	$k_{cr} =$	0,83	Rissfaktor	
		$k_{c,90} =$	1,00	Beiwert	
		$f_{ck} =$	25,0 N/mm ²	$f_{cd} =$	16,7 N/mm ²
		$\gamma_C =$	1,50	Teilsicherheitsbeiwert Beton	
		$\alpha_{cc} =$	1,00	Abminderungsbeiwert	

Kerventragfähigkeit

(1) Abscheren Vorholz:	$R_{d,1} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot 8t_K \cdot f_{v,d}$	=	255 kN
$f_{Modell} =$	1,00		
(2) Holzpressung Kervenflanke:	$R_{d,2} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot t_K \cdot f_{c,\alpha,d}$	=	369 kN
$f_{Modell} =$	1,20		
(3) Abscheren Betonnocke:	$R_{d,3} = f_{Modell} \cdot 2,4 \cdot b_K \cdot l_K \cdot (0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}})$	=	322 kN
$f_{Modell} =$	2,55		
(4) Konsolversagen Beton:	$R_{d,4} = f_{Modell} \cdot b_K \cdot t_K \cdot f_{cd}^{2/3} \cdot \frac{l_K}{180}$	=	326 kN
$f_{Modell} =$	2,25		
Kerventragfähigkeit	$R_d =$	255 kN	Kerventragfähigkeit = MIN[$R_{d,1}$ $R_{d,2}$ $R_{d,3}$ $R_{d,4}$]
Beanspruchung	$F_d =$	140 kN	max. Beanspruchung pro Kerve

► Nachweis der Kerventragfähigkeit

(nach Schönborn, Holz-Beton-Fertigteilelemente, 2007)

$$F_d \leq R_d \quad \rightarrow \quad 140 \leq 255 \quad \checkmark \quad \eta \quad 0,55$$



GZT, Zeitpunkt $t = 0$

VORWERTE

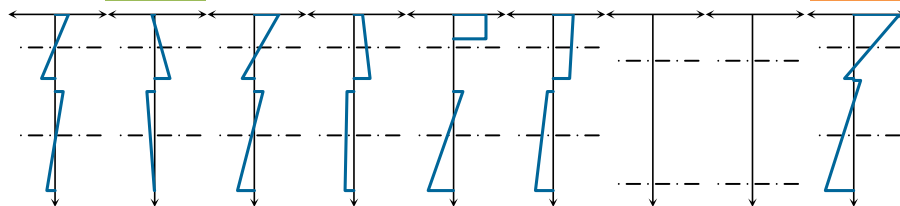
System und Geometrie		Schubübertragung		Schubkräfte	
l	8,00 m	K.-Anzahl:	3	Belastung	
b ₁	1,00 m	t _K	0,020 m	g _{E,d}	5,40 kN/m
b ₂	1,00 m	l _K	0,20 m	g _{A,d}	2,70 kN/m
h ₁	0,117 m	Position: äußere Kervenflanke		q _d	4,50 kN/m
h ₂	0,200 m				12,60 kN/m
d + d ₀	0,003 m			Schubfluss	
a	0,162 m	x ₁	0,30 m	t ₁	221 kN/m
z ₁	0,070 m	x ₂	1,00 m	t ₂	179 kN/m
z ₂	0,090 m	x ₃	1,90 m	t ₃	126 kN/m
		x ₄	0,00 m	t ₄	0 kN/m
				t _m	0 kN/m
EA ₁	3.613 MN	Einflussbereiche:		Kervenkkräfte	
EA ₂	2.320 MN	Bereich zur nächsten Kerve mit gestaucht			
EI ₁	4,09 MNm²	Schubverlauf (bis zur erste Kerve)			
EI ₂	7,73 MNm²	e ₁	0,70 m	F ₁	140 kN
a ₁	0,101 m	e ₂	0,90 m	F ₂	137 kN
γ	0,38	e ₃	2,10 m	F ₃	132 kN
EI _{eff}	34,43 MNm²	e ₄	0,00 m	F ₄	0 kN

SCHNITTGRÖSSEN

	Auflager	Kerbe 1		Kerbe 2		Kerbe 3		Kerbe 4		Feldmitte
		außen	innen	außen	innen	außen	innen	außen	innen	
x	0,00	0,30	0,30	1,00	1,00	1,90	1,90	4,00	4,00	4,00
KERVENKRÄFTE										
F_1		140		137		132		0		
NORMALKRÄFTE										
N_1	0	0	-140	-140	-277	-277	-409	-409	-409	-409
N_2	0	0	140	140	277	277	409	409	409	409
MOMENTE										
M_1	0,0	5,9	-4,0	8,0	-1,6	10,0	0,8	12,0	12,0	12,0
$M_{1,A}$	0,0	0,0	-9,8	-9,8	-19,4	-19,4	-28,6	-28,6	-28,6	-28,6
$M_{1,B}$	0,0	5,9	5,9	17,8	17,8	29,4	29,4	40,6	40,6	40,6
M_2	0,0	8,6	-4,0	13,4	1,1	18,1	6,2	22,6	22,6	22,6
$M_{2,A}$	0,0	0,0	-12,6	-12,6	-25,0	-25,0	-36,8	-36,8	-36,8	-36,8
$M_{2,B}$	0,0	8,6	8,6	26,0	26,0	43,1	43,1	59,5	59,5	59,5
QUERKRÄFTE										
Q_1	20,3	18,8	18,8	15,2	15,2	10,7	10,7	0,0	0,0	0,0
Q_2	29,7	27,5	27,5	22,3	22,3	15,6	15,6	0,0	0,0	0,0

NORMALSPANNUNGEN

	Auflager	Kerbe 1		Kerbe 2		Kerbe 3		Kerbe 4		Feldmitte
		außen	innen	außen	innen	außen	innen	außen	innen	
x	0,00	0,30	0,30	1,00	1,00	1,90	1,90	4,00	4,00	4,00
$\sigma_{1,o}$		-2,6	0,5	-4,7	-1,7	-6,2	-3,9	-	-	-8,8
$\sigma_{1,u}$		2,6	-2,9	2,3	-3,1	0,0	-3,2	-	-	1,8
$\sigma_{2,o}$		-1,6	1,5	-1,7	1,3	-1,8	1,1	-	-	-1,3
$\sigma_{2,SP}$		0,0	0,8	0,8	1,5	1,5	2,3	-	-	2,0
$\sigma_{2,u}$		1,6	0,0	3,3	1,7	4,9	3,4	-	-	5,4

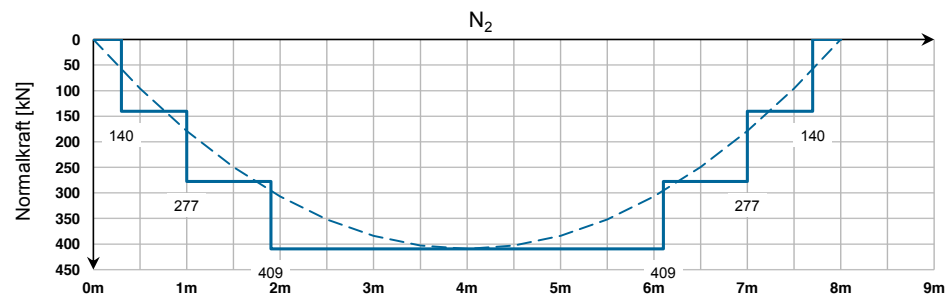
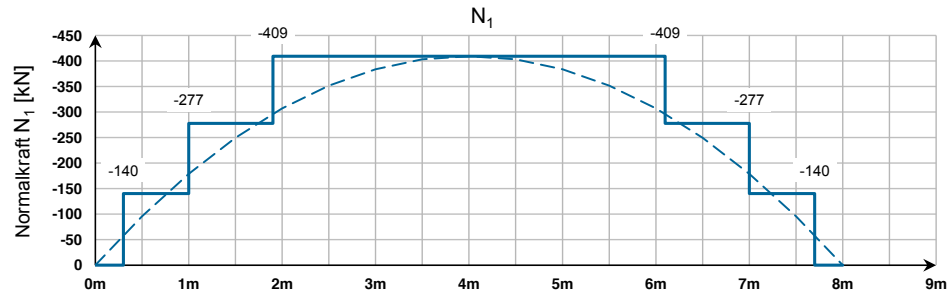




GZT, Zeitpunkt $t = 0$

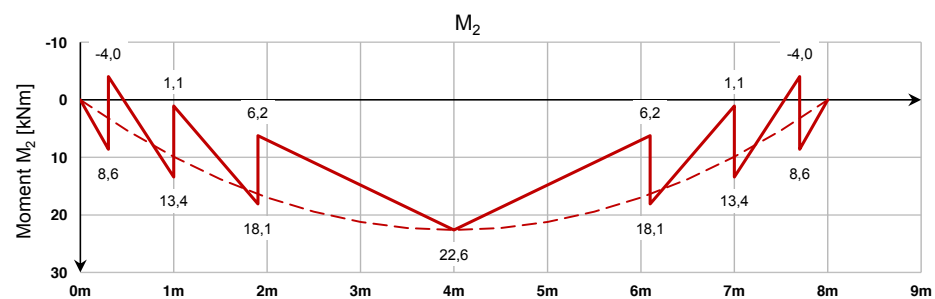
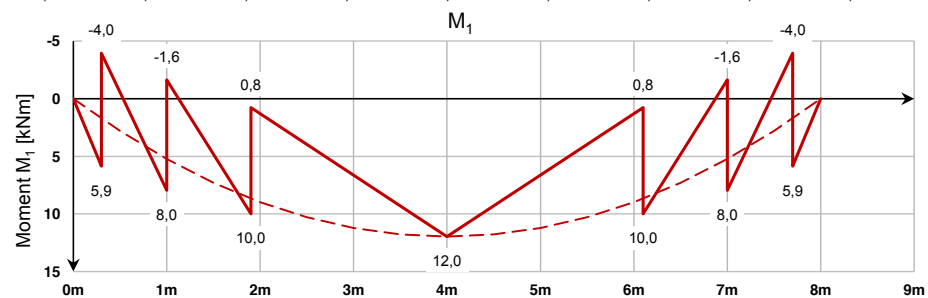
NORMALKRAFTVERLÄUFE

	Auflager	Kerbe 1		Kerbe 2		Kerbe 3		Kerbe 4		Feldmitte
		außen	innen	außen	innen	außen	innen	außen	innen	
N_1	0	0	-140	-140	-277	-277	-409	-409	-409	-409
N_2	0	0	140	140	277	277	409	409	409	409



MOMENTENVERLÄUFE

	M_1	0,0	5,9	-4,0	8,0	-1,6	10,0	0,8	12,0	12,0	12,0
	M_2	0,0	8,6	-4,0	13,4	1,1	18,1	6,2	22,6	22,6	22,6





GZT, Zeitpunkt $t = \infty$

VORWERTE

System und Geometrie		Schubübertragung		Lastkombination	
l	8,00 m	K.-Anzahl:	3	Belastung	
b ₁	1,00 m	t _K	0,020 m	g _{E,d}	5,40 kN/m
b ₂	1,00 m	l _K	0,20 m	g _{A,d}	2,70 kN/m
h ₁	0,120 m	Position: äußere Kervenflanke		q _d	4,50 kN/m
h ₂	0,200 m				12,60 kN/m
d + d ₀	0,000 m			Schubfluss	
a	0,162 m			t ₁	183 kN/m
z ₁	0,070 m	x ₂	1,00	t ₂	149 kN/m
z ₂	0,090 m	x ₃	1,90	t ₃	104 kN/m
		x ₄	0,00	t ₄	0 kN/m
				t _m	0 kN/m
EA ₁	1.063 MN	Einflussbereiche:		Kervenkkräfte	
EA ₂	1.450 MN	Bereich zur nächsten Kerve mit gestauchtem			
El ₁	1,28 MNm²	Schubverlauf (bis zur erste Kerve)			
El ₂	4,83 MNm²	e ₁	0,70 m	F ₁	116 kN
a ₁	0,119 m	e ₂	0,90 m	F ₂	114 kN
γ	0,47	e ₃	2,10 m	F ₃	109 kN
El _{eff}	15,57 MNm²	e ₄	0,00 m	F ₄	0 kN

SCHNITTGRÖSSEN

	Auflager	Kerve 1		Kerve 2		Kerve 3		Kerve 4		Mitte
		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	
x	0,00	0,30	0,30	1,00	1,00	1,90	1,90	4,00	4,00	4,00
KERVENKRÄFTE										
Fi		116		114		109		0		
NORMALKRÄFTE										
N1	0	0	-116	-116	-230	-230	-339	-339	-339	-339
N2	0	0	116	116	230	230	339	339	339	339
MOMENTE										
M1	0,0	4,8	-3,3	6,5	-1,5	8,1	0,5	9,7	9,7	9,7
MA	0,0	0,0	-8,1	-8,1	-16,1	-16,1	-23,8	-23,8	-23,8	-23,8
MB	0,0	4,8	4,8	14,6	14,6	24,2	24,2	33,5	33,5	33,5
M2	0,0	9,7	-0,7	19,0	8,8	28,1	18,2	36,8	36,8	36,8
MA	0,0	0,0	-10,5	-10,5	-20,7	-20,7	-30,5	-30,5	-30,5	-30,5
MB	0,0	9,7	9,7	29,5	29,5	48,8	48,8	67,3	67,3	67,3
QUERKRÄFTE										
Q1	16,7	15,5	15,5	12,5	12,5	8,8	8,8	0,0	0,0	0,0
Q2	33,7	31,1	31,1	25,3	25,3	17,7	17,7	0,0	0,0	0,0

NORMALSPANNUNGEN

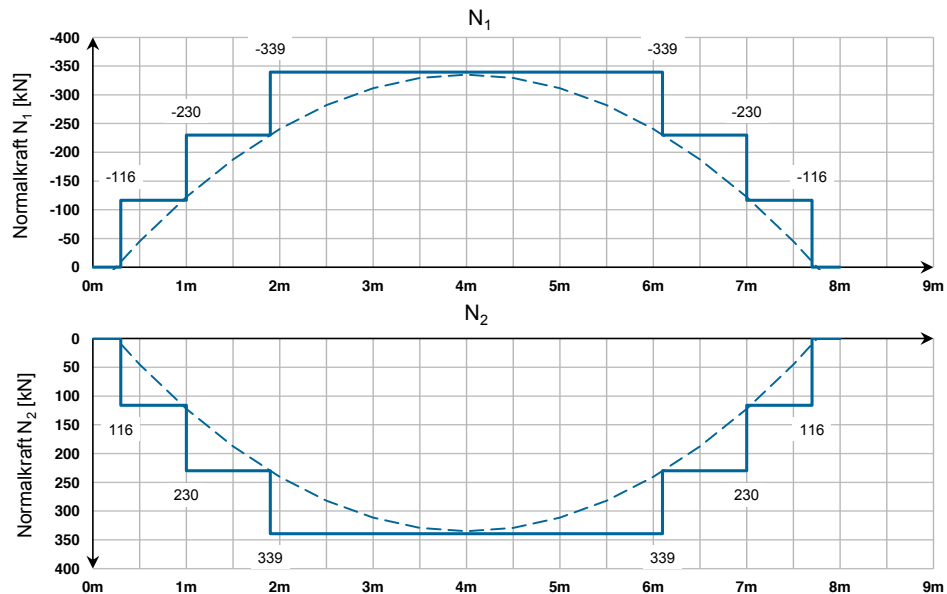
	Auflager	Kerve 1		Kerve 2		Kerve 3		Kerve 4		Mitte
		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	
x	0,00	0,30	0,30	1,00	1,00	1,90	1,90	4,00	4,00	4,00
σ _{1,o}		-2,0	0,4	-3,7	-1,3	-5,3	-3,0	-	-	-6,9
σ _{1,u}		2,0	-2,3	1,7	-2,5	1,5	-2,6	-	-	1,2
σ _{2,o}		-1,8	0,8	-2,9	-0,3	-3,9	-1,5	-	-	-3,8
σ _{2,SP}		0,0	0,6	0,6	1,3	1,3	1,9	-	-	1,7
σ _{2,u}		1,8	0,5	4,2	2,9	6,5	5,3	-	-	7,2



GZT, Zeitpunkt $t = \infty$

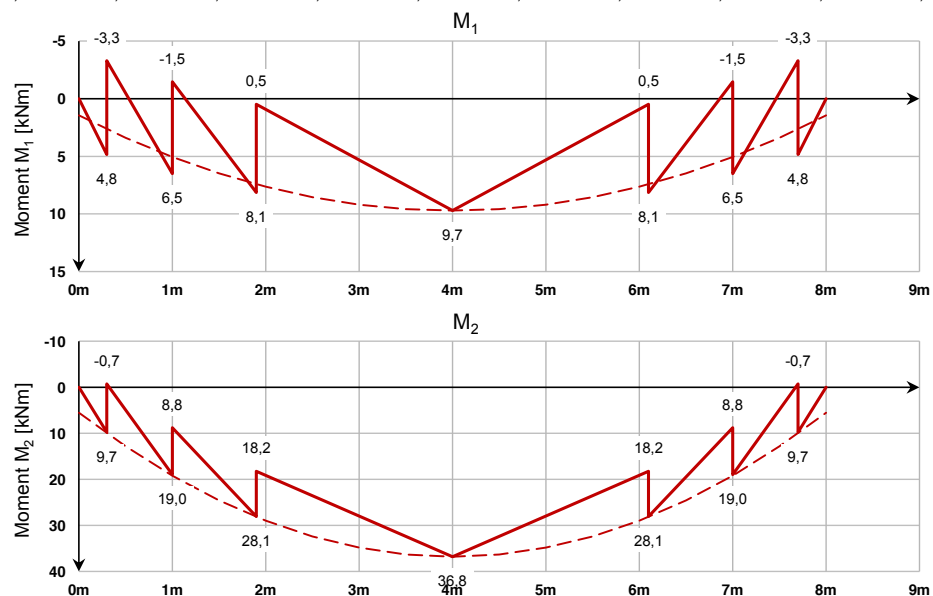
NORMALKRAFTVERLÄUFE

	Auflager	Kerbe 1		Kerbe 2		Kerbe 3		Kerbe 4		Feldmitte
		außen	innen	außen	innen	außen	innen	außen	innen	
N_1	0	0	-116	-116	-230	-230	-339	-339	-339	-339
N_2	0	0	116	116	230	230	339	339	339	339



MOMENTENVERLÄUFE

	M_1	0,0	4,8	-3,3	6,5	-1,5	8,1	0,5	9,7	9,7	9,7
	M_2	0,0	9,7	-0,7	19,0	8,8	28,1	18,2	36,8	36,8	36,8



A.2 Projektübersicht

Projektübersicht
11.04.2014
S.1/2

Projekt-Nr.	Wangen	Sputnik	Weingarten	Lustenau	Hohenems	Altminster	LCT one	IZM
Jahr	2010	2012	2012	2012	2004	2009	2011	2012
System	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Ein-/Zwei-/Dreif. 1. 2. 3.	Flachdecke Zweifeld	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Einfeld	Rippendecke Einfeld	Rippendecke Einfeld
$\ell_1 =$	8,40	6,25 6,25 6,25	8,20	7,68	7,90	1. 2. 3. 4. 8,61 7,95 4,31 5,74	8,10	1. 2. 8,10 5,50
$\ell_2 =$	-	6,25 6,25	3,90	-	-	-	-	-
$\ell_3 =$	-	6,25	-	-	-	-	-	-
Schubübertragung	Kerbe	Kerbe	Kerbe+Schraube	Kerbe+Schraube	Kerbe+Schraube	Kerbe+Schraube	Kerbe+Schraube	Kerbe+Schraube
Schraubenlage	-	-	zentrisch	zentrisch	versetzt	versetzt	versetzt	versetzt
Modell mkp	RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	FM. n.Z.	FM. n.Z.	FM. n.R.	FM. n.Z.
Kerbenanzahl	3	2	3	3	4	4	3	3
$\ell_K =$	200	200	350	200	180	180	240	240
$t_K =$	20	20	30	20	30	30	35	35
$\alpha_K =$	0	0	0	0	12	12	0	0
$\ell_{KH} \geq$	300	400 400 400	400	400	550	570 570 570 570	510	510
Belastung								
$g_k =$	6,2	4,8	6,5	6,3	5,9	5,7 5,3 5,3	3,5	3,5
$q_k =$	4,0	4,0	3,0	4,0	4,0	4,0 4,0 5,0 5,0	4,0	4,0
Materialparameter								
Beton	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C35/45	C30/37	C30/37	C30/37
$h_1 =$	120	100	120	120	140	120	80	80
$b_1 =$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	675	750
$E_0 =$	26.700 ¹	26.700 ¹	26.700 ¹	26.700 ¹	34.000 ²	32.000 ²	28.300 ¹	28.300 ¹
$E_{cs} =$	10.000	10.000	7.629	7.629	10.200	9.140	8.075	8.075
$\varepsilon_{cs} =$	-0,3 ⁴	-0,3 ⁴	-0,5 ³	-0,3 ⁴	n.b.	n.b.	-0,3 ⁴	-0,3 ⁴
Holz	Brettstapel GL24h	Brettstapel C24	BSP C24	Brettstapel GL24h	Brettstapel S10	Brettstapel C24	BSH GL28c	BSH GL28c
$h_2 =$	200	140	208	200	160	240 200 120 120	280	280
$b_2 =$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	240	240
$E_0 =$	11.600	11.000	8.388	11.600	11.000	11.000	12.600	12.600
$E_{cs} =$	7.250	6.900	5.343	7.250	7.333	7.333	7.875	7.875

RM. n.R. ... Rahmenmodell nach Rautenstrauch
FM. n.Z. ... Fachwerksmodell nach Zöllig

1 ... lt. DIN 1045-1
2 ... lt. ÖNORM B4700
3 ... lt. DIN 1045-1: $\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cs,\infty} + \varepsilon_{cs,\infty} = (-0,06 + 0,44) = -0,50 \text{ ‰}$
4 ... für schwindarmen Beton gemäß den Erläuterungen zur DIN 1052²

HBV-Decken
Dominik Dobler

A.3 Vergleichsrechnung

Vergleichsrechnung
11.04.2014
S.2/2

TU WIEN
TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Projekt-Nr.	Wangen	Sputnik	Weingarten	Lustenau	Hohenems	Altmunster	LCT one	IZM
Jahr	81152	81211	81257	81258	80632	80920	81192	81221
System	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Ein-/Zwei-/Dreit. 1. 2. 3.	Flachdecke Zweifeld	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Einfeld	Flachdecke Einfeld	Rippdecke Einfeld	Rippdecke Einfeld
$\ell_1 =$	8,40	6,25 6,25 6,25	8,20	7,68	7,90	1. 2. 3. 4.	8,10	1. 2.
$\ell_2 =$	-	- 6,25 6,25	3,90	-	-	8,61 7,95 4,31 5,74	-	8,10 5,50
$\ell_3 =$	-	- 6,25 6,25	-	-	-	-	-	-
Schubübertragung	Kerve	Kerve	Kerve+Schraube zentrisch	Kerve+Schraube zentrisch	Kerve+Schraube versetzt	Kerve+Schraube versetzt	Kerve+Schraube versetzt	Kerve+Schraube versetzt
Schraubenlage	-	-	RM. n.R.	RM. n.R.	FM. n.Z.	FM. n.Z.	FM. n.R.	FM. n.Z.
Modell mkp	RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	RM. n.R.	FM. n.Z.	FM. n.Z.	FM. n.R.	FM. n.Z.
Kervenzanzahl	3	2	3	3	4	4	3	3
$\ell_K =$	200	200	350	200	180	180	240	240
$t_K =$	20	20	30	20	30	30	35	35
$\alpha_K =$	0	0	0	0	12	12	0	0
$\ell_{VH} \geq$	300	400 400 400	400	400	550	570 570 570 570	510	510
eff. Biegesteifigkeit	[%]							
SIM. lt. Statik mkp	95,2	90,2	-	95,7	83,8	79,5	88,7	88,1
RM. n.R. $(EI^*_{\circ})^+$	85,2	78,8	-	83,8	86,8	84,1	76,7	76,0
RM. n.R. $(EI^*_{\text{m}})^+$	86,6	80,1	-	84,3	88,0	84,7	77,2	76,9
RM. n.R. (EI^*_{∞})	95,2	90,2	-	95,7	96,9	95,6	92,9	93,3
γ - Verf. $(S_{\text{eff,Mich}})^+$	80,0	74,4	-	79,9	87,5	85,9	74,7	74,0
γ - Verf. $(S_{\text{eff,EGS}})^+$	86,9	84,5	-	87,2	89,4	88,4	81,2	80,7
vgl. FEM (Mich)	84	77	-	84	-	-	-	-

RM. n.R. ... ohne Berücksichtigung der Gurtsteifigkeiten in E^*	RM. n.R. ... Rahmenmodell nach Rautenstrauch
RM. n.R. (E^*_m) ... mit Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit in E^*	FM. n.Z. ... Fachwerksmodell nach Zöllig
RM. n.R. (E^*_{∞}) ... E^* = unendlich	
γ - Verf. ($S_{eff,Mich}$) ... eff. Verbindungslastabstand nach Michelfelder	+ ... mit $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm}$
γ - Verf. ($S_{eff,EC5}$) ... eff. Verbindungslastabstand nach EN 1995-1-1	

HBV-Decken
Dominik Dobler

A.4 OI3-Index

26. 09. 2013
Dominik Dobler (P14788)
TU Wien

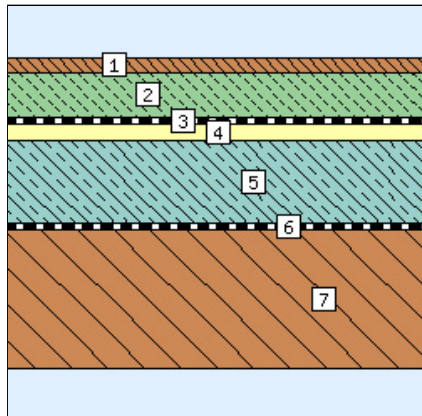


HBV-Decke (l = 8m, qA = 3,0kN/m², C 25/30, GL 24h)

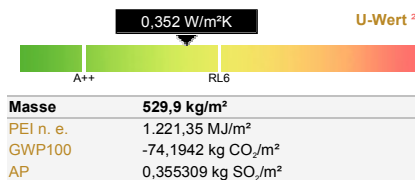
Boden: gegen unbeheizte Gebäudeteile - Wärmestrom nach unten

Projekt: DA_Dobler

Auftraggeber: TU Wien



Nr.	Typ	Schicht	d cm	λ W/mK	R m²K/W	ΔOI3 Pkt/m²
1		Massivparkett	2,000	0,160	0,125	19
2		Zementestrich	6,500	1,700	0,038	12
3		Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,020	0,500	0,000	1
4		Glaswolle (roh > 40 kg/m³)	2,500	0,040	0,625	7
5		Normalbeton mit Bewehrung 2 % (2400 kg/m³)	12,000	2,500	0,048	40
6		Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,020	0,500	0,000	1
7		Nutzholz (475 kg/m³ - zB Fichte/Tanne) - rauh, technisch	20,000	0,120	1,667	-4
			$R_s / R_{se} =$		0,170 / 0,170	
			R' / R'' (max. relativer Fehler: 0,0%) =		2,844 / 2,844	
Bauteil			43,040		2,844	76

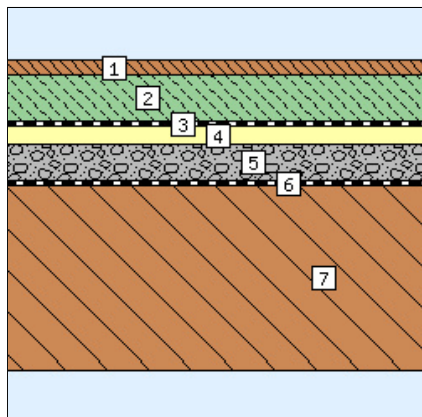


Massivholzdecke (l = 8m, qA = 3,0kN/m², C 25/30, GL 24h)

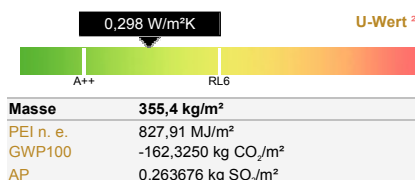
Boden: gegen unbeheizte Gebäudeteile - Wärmestrom nach unten

Projekt: DA_Dobler

Auftraggeber: TU Wien



Nr.	Typ	Schicht	d cm	λ W/mK	R m²K/W	ΔOI3 Pkt/m²
1		Massivparkett	2,000	0,160	0,125	19
2		Zementestrich	6,500	1,700	0,038	12
3		Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,020	0,500	0,000	1
4		Glaswolle (roh > 40 kg/m³)	2,500	0,040	0,625	7
5		Splittschüttung (leicht zementgebunden)	5,000	0,900	0,056	1
6		Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,020	0,500	0,000	1
7		Nutzholz (475 kg/m³ - zB Fichte/Tanne) - rauh, technisch	26,000	0,120	2,167	-5
			$R_s / R_{se} =$		0,170 / 0,170	
			R' / R'' (max. relativer Fehler: 0,0%) =		3,351 / 3,351	
Bauteil			42,040		3,351	36

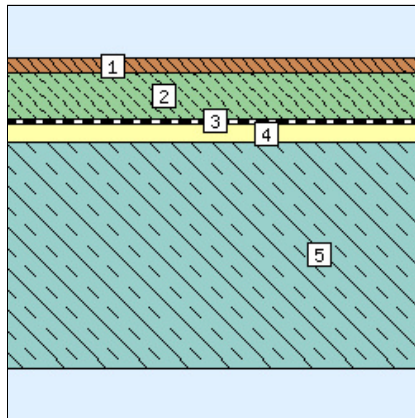


¹ nicht relevant für OI3 BG0 ² U-Wert (Wärmedurchgangskoeffizient) berechnet nach ÖNORM EN ISO 6946. A++: U-Werte im Bereich der Markierung A++ (0,20 W/m²K) sind notwendig, um derartige Gebäude zu errichten. RL6: OIB Richtlinie 6 (April 2007); in ganz Österreich seit 1.1.08 verbindlich festgelegter max. U-Wert (0,40 W/m²K) für alle Neubauten sowie instandgesetzte bzw. erneuerte Bauteile.

26. 09. 2013
Dominik Dobler (P14788)
TU Wien

STB-Decke (l = 8m, qA = 3,0kN/m², C 25/30, GL 24h)
Boden: gegen unbeheizte Gebäudeteile - Wärmestrom nach unten

Projekt: DA_Dobler

Auftraggeber: TU Wien


Nr.	Typ	Schicht	d cm	λ W/mK	R m²K/W	ΔOI3 Pkt/m²
1		Massivparkett	2,000	0,160	0,125	19
2		Zementestrich	6,500	1,700	0,038	12
3		Dichtungsbahn Polyethylen (PE)	0,020	0,500	0,000	1
4		Polystyrol EPS Trittschalldämmplatte	2,500	0,044	0,568	2
5		Stahlbeton	32,000	2,500	0,128	72
$R_{si} / R_{se} =$				0,170 / 0,170		
R' / R'' (max. relativer Fehler: 0,0%) =				1,200 / 1,200		
Bauteil			43,020		1,200	106

U-Wert ²


Masse	913,4 kg/m²
PEI n. e.	1.186,56 MJ/m²
GWP100	125.5609 kg CO₂/m²
AP	0,340491 kg SO₂/m²

¹ nicht relevant für OI3 BG0 ² U-Wert (Wärmedurchgangskoeffizient) berechnet nach ÖNORM EN ISO 6946. A++-U-Werte im Bereich der Markierung A++ (0,20 W/m²K) sind notwendig, um derartige Gebäude zu errichten. RL6: OIB Richtlinie 6 (April 2007); In ganz Österreich seit 1.1.08 verbindlich festgelegter max. U-Wert (0,40 W/m²K) für alle Neubauten sowie instandgesetzte bzw. erneuerte Bauteile.