

---

# **Entwurf und Entwicklung von Details bei Holz-Beton-Verbundbauteilen für den Einsatz im Hochbau (HIP 1165437)**

Kurztitel: HBV-Musterdetails

Prof. Dr.-Ing. habil. J. Schänzlin  
Carla Chávez Ramírez

---

gefördert durch den

Europäischen Fonds für Regionale Entwicklung (EFRE) - Operationelles Programm Baden-Württemberg 2014 bis 2020 „Innovation und Energiewende“

und durch das

Ministerium für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Baden-Württemberg





# Danksagung

Der vorliegende Bericht ist im Rahmen des Forschungsprojekts HIP 1165437 - „Entwurf und Entwicklung von Details bei Holz-Beton-Verbundbauteilen für den Einsatz im Hochbau“ entstanden.

Diese Projekt wurde freundlicherweise durch durch den

Europäischen Fonds für Regionale Entwicklung (EFRE) - Operationelles Programm Baden-Württemberg 2014 bis 2020 „Innovation und Energiewende“

und durch das

Ministerium für Ländlichen Raum und Verbraucherschutz Baden-Württemberg

gefördert. Die Autoren möchten sich hier herzlichst für diese Unterstützung bedanken.



Die Bearbeitung des Projekts, die Erstellung der Details und die Erstellung dieses Berichts wurden von folgenden Personen unterstützt.

- Dipl.-Ing. (FH) Sonja Fagundes, Freie Architektin
- Dipl.-Ing. (FH) Johannes Sessing, Architekt
- Dipl.-Ing. (FH) Alois Holzmeier
- Belen Gomez Guinez, Marian Obenland, Fabian Bader, Jenny Heinzmann, Corinna Bogenrieder, Jasmin Huber und Peter Dörr

Die Autoren möchten sich bei den Mitwirkenden für ihren Beitrag bedanken.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Berechnung der Holz-Beton-Verbunddecken</b>	<b>3</b>
2.1	Allgemeines . . . . .	3
2.2	Aufbau der Technical Specification . . . . .	3
2.3	Anwendungsbereich . . . . .	4
2.4	Kurzzeitverhalten . . . . .	6
2.4.1	Belastung/Einwirkungen . . . . .	6
2.4.1.1	Allgemeines . . . . .	6
2.4.1.2	Anzusetzende Belastungen . . . . .	8
2.4.1.3	Teilsicherheitsbeiwerte . . . . .	11
2.4.1.4	Klassen der Lasteinwirkungsdauern . . . . .	12
2.4.2	Modifikationsbeiwerte . . . . .	12
2.4.3	Ermittlung der Schnittgrößen . . . . .	13
2.4.3.1	Verfahren . . . . .	13
2.4.3.2	Berücksichtigung Temperatur etc. . . . .	20
2.4.3.3	Materialverhalten . . . . .	23
2.4.3.4	Kompatibilität . . . . .	25
2.4.3.5	Mittragende Breite . . . . .	26
2.5	Verbindungsmittel . . . . .	27
2.5.1	Allgemeines . . . . .	27
2.5.2	Zulassungen . . . . .	27
2.5.2.1	Allgemeines . . . . .	27
2.5.2.2	Europäische Zulassungen . . . . .	27
2.5.2.3	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen . . . . .	28
2.5.3	Regelungen in der Technical Specification . . . . .	29
2.5.3.1	Allgemeines . . . . .	29
2.5.3.2	Stiftförmige Verbindungsmittel . . . . .	29
2.5.3.2.1	Tragfähigkeit . . . . .	29
2.5.3.2.2	Steifigkeit . . . . .	30

2.5.3.3	Kerven . . . . .	32
2.5.3.3.1	Allgemeines . . . . .	32
2.5.3.3.2	Anwendungsbereich . . . . .	32
2.5.3.3.3	Steifigkeit . . . . .	34
2.5.3.3.4	Tragfähigkeit . . . . .	35
2.6	Langzeitverhalten . . . . .	36
2.6.1	Allgemeines . . . . .	36
2.6.2	Maßgebende Zeitpunkte (oder „Steifigkeit zieht Kräfte an“) . . . . .	37
2.6.3	Kriechen . . . . .	41
2.7	Bemessungsablauf . . . . .	50
2.8	Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	50
<b>3</b>	<b>Werkplanung</b>	<b>55</b>
3.1	Allgemeines . . . . .	55
3.2	Entwurfsgrundsätze . . . . .	55
3.2.1	Allgemeines . . . . .	55
3.2.2	Holzbauteile . . . . .	55
3.2.3	Schalung . . . . .	56
3.2.4	Trennfuge zwischen Holz und Beton . . . . .	56
3.2.5	Betonplatte und Bewehrung . . . . .	58
3.2.6	Querschnittsform . . . . .	60
3.2.7	Verbindungsmitel . . . . .	62
3.2.8	Integrierte Leitungen . . . . .	63
3.2.9	Auflager . . . . .	65
3.2.10	Statische Systeme . . . . .	67
3.3	Anschlüsse zwischen Decke und Wand . . . . .	70
3.3.1	Anschluss an eine Wand aus Mauerwerk - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	70
3.3.2	Anschluss an eine Stahlbetonwand - vertikale und horizontale Belastung	73
3.3.3	Anschluss an eine Holzständerwand - vertikale und horizontale Belastung	78
3.3.4	Anschluss an eine Außenwand aus Brettsperrholz - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	83
3.3.5	Anschluss an eine Außenwand aus Mauerwerk - vertikale Belastung .	88
3.3.6	Anschluss an eine durchgehende Außenwand aus Stahlbeton - vertikale Belastung . . . . .	92
3.3.7	Anschluss an eine Außenwand in Holzständerbauweise - vertikale Belastung . . . . .	96
3.3.8	Anschluss an eine Außenwand aus Brettsperrholz - vertikale Belastung	101
3.3.9	Gebäudetrennwand aus Mauerwerk . . . . .	104

3.3.10	Gebäudetrennwand in Stahlbetonbauweise . . . . .	108
3.3.11	Gebäudetrennwand in Holzständerbauweise . . . . .	111
3.3.12	Gebäudetrennwand in Brettsperrholzbauweise . . . . .	116
3.3.13	Tragende Innenwand aus Mauerwerk - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	120
3.3.14	Tragende Innenwand aus Stahlbeton - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	124
3.3.15	Tragende Innenwand in Holzständerbauweise - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	128
3.3.16	Tragende Innenwand aus Brettsperrholz - vertikale und horizontale Belastung . . . . .	133
3.3.17	Tragende Innenwand aus Stahlbeton . . . . .	137
3.3.18	Tragende Innenwand in Holzständerbauweise . . . . .	141
3.3.19	Tragende Innenwand aus Brettsperrholz . . . . .	146
3.3.20	Anschluss an einen Betonunterzug . . . . .	150
3.3.21	Anschluss an eine Stütze und Unterzug . . . . .	154
3.3.22	Anschluss in einem Stahl-Skelettbau . . . . .	158
<b>4</b>	<b>Kosten</b>	<b>161</b>
4.1	Grundlagen der Kostenermittlung . . . . .	161
4.1.1	Allgemeines . . . . .	161
4.1.2	Löhne . . . . .	161
4.1.3	Rüstung/Hilfsunterstützung . . . . .	162
4.1.4	Beton und Betonstahl . . . . .	162
4.1.5	Stabförmigen Holzelemente . . . . .	163
4.1.5.1	Holz . . . . .	163
4.1.5.2	Schalung und Trennfolie . . . . .	163
4.1.6	Flächige Holzelemente - Brettstapelelement . . . . .	163
4.1.7	Verbindungsmitel . . . . .	165
4.1.8	Stahlbetondecken . . . . .	165
4.1.9	Holzbalkendecke . . . . .	165
4.1.10	Ausbau, sichtbare Untersicht . . . . .	166
4.1.11	Randschalung, Verkleidungen, Nebenarbeiten . . . . .	166
4.2	Ermittlung der Kosten . . . . .	166
4.3	Kosten einer HBV-Decke aus stabförmigen Bauteilen . . . . .	167
4.4	Kosten einer Holz-Beton-Verbunddecke aus Brettstapel . . . . .	168
4.5	Vergleich der Kosten . . . . .	168
4.6	Zusammenfassung . . . . .	170

<b>5 Zusammenfassung</b>	<b>171</b>
<b>6 Literaturverzeichnis</b>	<b>173</b>
<b>A Beispiele von LV-Texte für den Holz-Beton-Verbundbau</b>	<b>179</b>
A.1 Allgemeines . . . . .	179
A.2 Unterstützung . . . . .	179
A.3 Holzbauteile . . . . .	180
A.4 Vorbereitung der Bauteile . . . . .	183
A.5 Einbau der Verbindungsmittel . . . . .	184
A.6 Betonage . . . . .	185

# 1 Einleitung

Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise werden die Vorteile des Holzbaus mit den Vorteilen des Stahlbetonbaus verbunden (vgl. Abb. 1.1).



Abbildung 1.1: Holz-Beton-Verbundträger im Versuch (siehe FMPA (1996) und Braun u. a. (1998))

So werden im Vergleich zum Holzbau die Steifigkeit und die Tragfähigkeit erhöht und der Brand- und Schallschutz verbessert (siehe Jung (2012)). Auch lässt sich durch die Betonplatte eine aussteifende Scheibe auf einfache Art und Weise realisieren.

Im Vergleich zum Stahlbetonbau wird das Eigengewicht reduziert und der Anteil von nachwachsenden Rohstoffen deutlich vergrößert. Hinzu kommt, dass im Hochbau bei sichtbaren Holzdecken oft kein weiterer Ausbau notwendig wird. Auch im Hinblick auf die Herstellung der Decken können einige Vorteile wie z.B. geringere einzubringende Betonmenge oder einen geringeren Anteil an Unterstützungsträgern durch die höhere Tragfähigkeit der Holzelemente im Vergleich zu Halbfertigteilplatten genutzt werden. Daher ist der optimale Anwendungsbereich dieser Bauweise der Bürobau oder der mehrgeschossigen Wohnungsbau (vgl. Abb. 1.2).

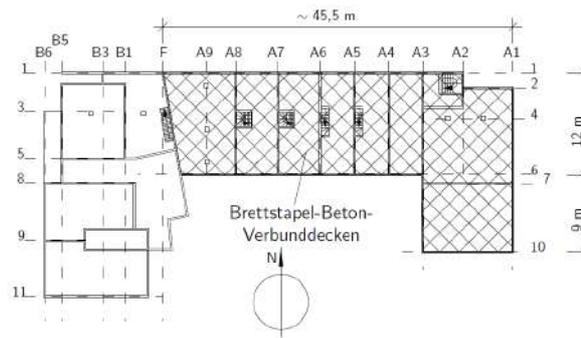
Um die Vorteile einer Holz-Beton-Verbunddecke nutzen zu können, ist es notwendig, dass diese Bauweise entlang der gesamten Planungskette bekannt ist.

Während im ersten Entwurf die Auswirkungen bei einer Verwendung der Holz-Beton-Verbunddecke auf den Entwurf und die Nutzung eher gering sind, da das Deckensystem in diesem Stadium der Entwicklung im Wesentlichen die Art und Weise der Untersicht vorgibt, beeinflusst die Wahl des Deckensystems die Bemessung. Bei diesem Bearbeitungsschritt werden im Wesentlichen die Abmessungen der Bauteile festgelegt. Sind diese Abmessungen bekannt, können dann die Details zum Anschluss der einzelnen Bauteile entwickelt und festgelegt werden. Basierend auf diesen beiden Arbeitsschritten kann dann die endgültige Konstruktion festgelegt werden, die in eine Ausschreibung münden kann.

Aus diesem Grund wird im Abs. 2 die Bemessung nach aktuellem Stand der Technik zusammengestellt, so dass basierend auf dieser Zusammenstellung diese Bauteile berechnet und



(a) Bauwerk



(b) Brettstapel-Beton-Verbunddecken

Abbildung 1.2: Beispiel eines Gebäudes mit Brettstapel-Beton-Verbunddecken (siehe Gerold u. a. (2001))

dimensioniert werden können.

In Abs. 3 werden Detaillösungen für den Anschluss der Holz-Beton-Verbunddecke an die lastabtragenden vertikalen Bauteile entwickelt und zusammengestellt. Um den optimalen Anwendungsbereich dieser Bauweise zu ermitteln, werden in Abs. 4 Bauteile wirtschaftlich optimiert und deren Kosten ermittelt. Durch den Vergleich mit herkömmlichen Bauweisen wird der Anwendungsbereich der Verbundbauweise bestimmt.

---

## 2 Berechnung der Holz-Beton-Verbunddecken

### 2.1 Allgemeines

Die Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken ist bisher im Wesentlichen über die Zulassungen von Verbindungsmitteln geregelt. Um eine von diesen Zulassungen unabhängige Bemessung durchführen zu können, ist geplant zukünftig diese Bemessung im Rahmen einer Technical Specification durchzuführen. Die Entwicklung dieser Technical Specification befindet sich nun in der Schlussphase. So soll die redaktionelle Bearbeitung im März 2021 fertig gestellt werden. Die Übersetzungen vom Englischen in die Sprachen Französisch und Deutsch soll bis April 2021 fertig gestellt sein. Im April 2021 soll die Abstimmung über diese Technical Specification erfolgen und im Oktober 2021 den nationalen Normungsgremien zur Verfügung stehen.

Die folgenden Zusammenstellungen zeigen nur einen Ausschnitt des Stands der Technical Specification vom März 2021 dar.

### 2.2 Aufbau der Technical Specification

Die Bemessung der Holz-Beton-Verbunddecken wird zukünftig in einer Technical Specification geregelt sein. Um eine einfachere Zugänglichkeit zu den Normen zu erzielen, ist es ein Merkmal der EN-Reihe, dass diese vergleichbar aufgebaut sind. So sollten zukünftig die ersten 9 Kapitel folgenden Inhalt behandeln:

- Section 1 Scope
- Section 2 Normative references
- Section 3 Terms definitions and symbols
- Section 4 Basis of design
- Section 5 Materials
- Section 6 Durability
- Section 7 Basis of structural analysis
- Section 8 Ultimate Limit State
- Section 9 Serviceability Limit State

Nach diesen „Standardkapiteln“ sind in der Technical Specification bisher folgende weitere Kapitel angedacht.

- Section 10 Connections

- Section 11 Detailing and Execution

Weiterhin sind bisher drei Anhänge entwickelt worden:

- Annex A (informative): Yearly variations of timber moisture content averaged over the timber cross-section for timber-concrete structures in variable environmental conditions
- Annex B (informative): Formulas for calculation of the effects of inelastic strains
- Annex C (informative): Experimental determination of the load carrying capacity and stiffness of timber-concrete connections

Im Gesamten besteht die aktuelle Version der Technical Specification aus 47 Seiten Normen-text und 11 Seiten Anhänge.

Im Folgenden soll nun entlang des üblicherweise durchgeführten Bemessungsablauf

- Zusammenstellung der Randbedingungen
- Zusammenstellung der Lasten und Lastermittlung
- Ermittlung der Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Ermittlung der Spannungen, Verformungen und Schwingungen im jeweiligen Grenzzustand
- Nachweis der einzelnen Bemessungsgrößen
- Ausführung

die Besonderheiten dieser Technical Specification vorgestellt werden.

## 2.3 Anwendungsbereich

Für die Ausführung von Holz-Beton-Verbunddecken stehen eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung. Allerdings sind nicht alle Kombinationen ausreichend durch Versuche und/oder analytische Studien untersucht worden. Daher ist der Anwendungsbereich der Technical Specification durch folgende Randbedingungen bestimmt:

- Holz: Die Technical Specification baut auf DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) auf. Damit sind alle Materialien, die in diesem Teil geregelt sind, prinzipiell verwendbar. Lediglich bei der Verwendung der Kerbe kommt es zu einer Einschränkung des Materials auf mindestens C24 bzw. mindestens GL24.
- Beton: Für den Beton dürfen folgende Betonfestigkeitsklassen verwendet werden:
  - Normalbeton:  $\geq C12/15$ ;  $\leq C60/80$
  - Leichtbeton:  $\geq LC12/13$ ;  $\leq LC60/66$

Lediglich bei der Verwendung der Kerbe entsprechend den im Rahmen der Technical Specification gegebenen Parametern ist eine Mindestbetongüte C20/25 vorgegeben.

- Bewehrung: Für die Bewehrung wird auf DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) verwiesen, so dass alle dort verwendbaren Bewehrungen auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen verwendet werden dürfen.
- Nutzungsklasse: Prinzipiell sollte Holz nur in Nutzungsklasse 1 und 2 verwendet werden. Allerdings ist diese Definition von Land zu Land unterschiedlich. So ist z.B. in DIN EN 1995-2 / NA: 2011 - 08 (2011) der maximale Regeneinfallswinkel definiert, der

die Grenze zwischen Nutzungsklasse 2 und Nutzungsklasse 3 regelt. Da es diese Regelung zum heutigen Stand nicht in allen europäischen Ländern gibt, ist die Einstufung von Bauteilen in Nutzungsklassen teilweise recht unterschiedlich. Daher wird in der Technical Specification keine generelle Einschränkung der Nutzungsklasse eingeführt. Lediglich die Nutzungsklasse der Fuge ist vorgegeben. So muss die Fuge so ausgeführt werden, dass sie in Nutzungsklasse 1 oder 2 eingestuft werden kann. Aufgrund der Geometrie und des hygroskopischen Verhaltens des Holzes ist davon auszugehen, dass in die Fuge eindringende Feuchte nicht wieder austrocknen kann und damit – bei Nutzungsklasse 3 – lokal Feuchtgehalte im Bereich des Fasersättigungspunkts auftreten, so dass die Dauerhaftigkeit durch einen möglichen Pilzbefall eingeschränkt sein wird.

- Im Hinblick auf die Abmessungen ist vorgegeben, dass die Betonplatte mindestens 50mm aber maximal 300mm Bauteildicke aufweist. Eventuelle eingebaute Zwischenschichten dürfen nach aktuellem Stand maximal 50mm betragen.
- Die Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke sollte so ausgeführt sein, dass keine Zugspannung in der Fuge auftreten kann. Dies bedeutet, dass der Holzträger möglichst aufgelagert werden sollte. Ansonsten sind gesonderte, nicht näher bestimmte Untersuchungen durchzuführen.
- Der Beton sollte oberhalb des Holzträgers als quer zur Spannrichtung des Holzträgers durchlaufendes Bauteil realisiert werden. Ansonsten sind alle Beanspruchungen auf die Verbindung und den Beton zu untersuchen, namentlich
  - Schubbeanspruchung parallel zur Spannrichtung
  - Schubbeanspruchung rechtwinklig zur Spannrichtung infolge des lokalen Lastabtrags und der Verformung der Betonplatte
  - Zugbeanspruchung in Scheibenebene infolge der Lastausbreitung im Beton

Für die Bemessung sind sinngemäß die Regelungen in DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) und DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) Abs. 6.6.4. Dabei ist in DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) im Wesentlichen die Schubabtragung der Betonplatte sowohl in Platten- als auch Scheibenrichtung als auch die Bestimmung der notwendigen Bewehrung infolge Lastausbreitung nachzuweisen, während DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) Abs. 6.6.4 den Nachweis der Verbindung regelt. Am Ende bedeutet dieser Nachweis, dass die Verbindung nicht durch kombinierter Belastung aus Längsschub und Querschub belastet werden darf, sondern Verbindungsmittel für jede Belastungsart eingebaut werden müssen.

- Die Verbindungsmittel sollte so ausgeführt werden, dass sie im Druckbereich verankert werden.

## 2.4 Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Kurzzeitverhalten

### 2.4.1 Belastung/Einwirkungen

#### 2.4.1.1 Allgemeines

Ein wesentlicher Unterschied bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im Vergleich zu reinen Holz- oder Betonbauteilen sind die zu berücksichtigenden Einwirkungen. Ändert sich die Temperatur, der Feuchtegehalt des Holzes oder schwindet der Beton, wird diese Relativverschiebung des einen Verbundpartners durch den anderen verhindert (vgl. Abb. 2.1).

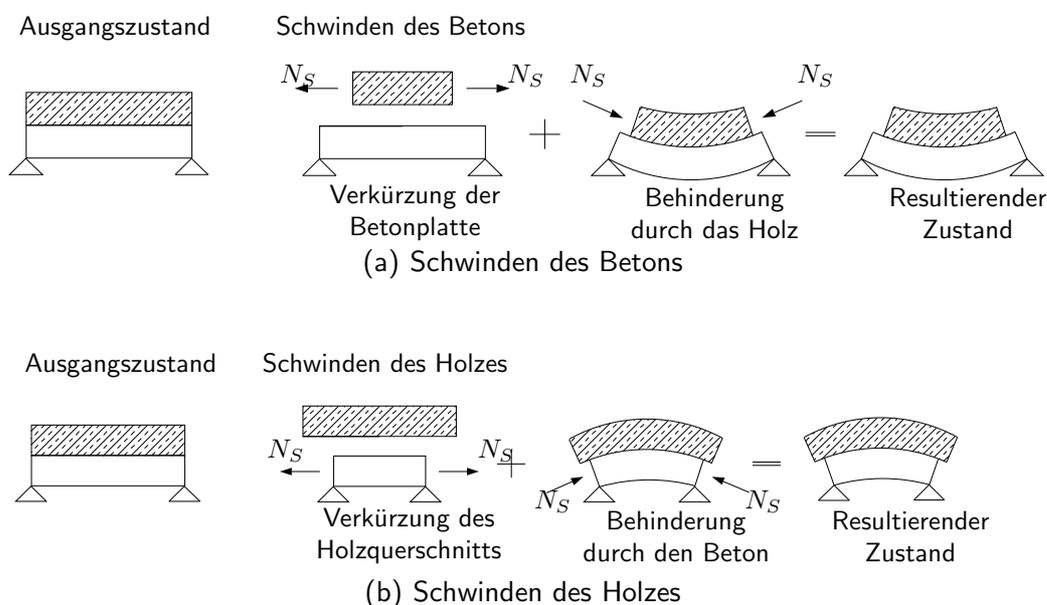


Abbildung 2.1: Auswirkungen der spannungslosen Dehnung z.B. infolge Temperatur oder Schwinden

Die dabei entstehenden Schnittgrößen und Verformungen lassen sich durch eine Superposition verschiedener Zustände abbilden. Im ersten Schritt werden dabei beide Querschnitte voneinander getrennt, so dass sie sich unabhängig verformen können. Diese unabhängige Verformung wird allerdings durch die Verbindungsmittel verhindert, so dass der sich verkürzende Teilquerschnitt durch eine Kraft wieder so verlängert wird, dass die beiden Querschnitte gleich lang sind. Aus Gründen des Gleichgewichts wird diese Belastung auf den Verbundquerschnitt wieder aufgebracht. Daraus ergeben sich folgende Schlüsse:

- Nur die Relativverschiebung zwischen beiden Querschnitten ist von Bedeutung: Schwinden oder quellen beide Querschnitte in einem vergleichbaren Maß, entsteht keine Kraft, um beide Querschnitte auf die gleiche Länge zu bringen. Dies ist auch der Grund, warum

das Quellen und Schwinden des Holzes bei den üblichen Holz-Holz-Verbundträgern nur von untergeordneter Bedeutung ist.

- Verkürzt sich das unten liegende Holz relativ zum oben liegenden Beton, hat dies zur Folge:
  - Zunahme der Normalkraft: Da sich das Holz relativ zum Beton verkürzt, entsteht eine zusätzliche Zugkraft im bereits unter Zug stehenden Holzes.
  - Zunahme der Belastung auf die Verbindungsmittel: Da die Normalkraft zunimmt und diese Normalkraft im Holz mit der Normalkraft im Beton über die Verbindungsmittel kurzgeschlossen werden muss, nimmt die Beanspruchung der Verbindungsmittel in diesem Fall zu.
  - Abnahme der Momente in den Teilquerschnitten: Da einerseits die Normalkraft im Holz durch Schwinden des Holzes zunimmt, andererseits aber die äußere Belastung unabhängig vom Schwinden und damit konstant ist, müssen aufgrund des Gleichgewichts die Momente in den Teilquerschnitten abnehmen.
  - Abnahme der Verformung: Durch die exzentrisch angreifende Normalkraft im Teilquerschnitt wird die Verformung reduziert.
- Verkürzt sich der oben liegende Beton relativ zum unten liegenden Holz, hat dies zur Folge:
  - Abnahme der Normalkraft: Da sich der Beton verkürzt, entsteht daraus eine Druckkraft im Holz. Die resultierende Belastung aus äußerer Last und Schwinden des Betons führen dazu, dass die Normalkraft im Teilquerschnitt abnimmt.
  - Abnahme der Belastung der Verbindungsmittelbelastung: Nimmt die Normalkraft im Teilquerschnitt ab, nimmt auch die Verbindungsmittelbelastung ab, da diese „nur“ dazu dient, die Druckkraft im Beton mit der Zugkraft im Holz kurzzuschließen.

Diese Abnahme hat auch zur Folge, dass Schwinden des Betons auch dann berücksichtigt werden muss, wenn das plastische Verhalten der Verbindungsmittel berücksichtigt wird. Während durch das Fließen des Stahls und des Betons und durch das Reißen des Betons erreicht wird, dass Schwinden bei Stahlbetonbauteilen in der Bemessung nicht berücksichtigt werden muss, entsteht bei Holz-Beton-Verbundbauteilen durch Schwinden des Betons eine Abnahme der Normalkraft und der Verbindungsmittelbelastung. Durch die Entlastung der Verbindungsmittel hat das plastische Vermögen der Verbindungsmittel keine Auswirkungen auf die Schnittgrößenaufteilung im Lastfall Schwinden.

  - Zunahme des Moments im Holz: Da die Normalkraft abnimmt, die äußere Belastung aber konstant ist, steigt das Moment im Teilquerschnitt an

$$M_{ges} = \textit{konstant} = M_{Holz} + M_{Beton} + N \cdot z \quad (2.1)$$

- Zunahme der Verformung: Durch das Schwinden des Betons entzieht sich dieser seiner Druckbelastung, so dass der Verbundbauanteil am Lastabtrag abnimmt. Daher muss ein größerer Teil über Biegung abgetragen werden, so dass die Verformung des Gesamtbauteils zunimmt.

Durch diese unterschiedlichen Dehnungen der beiden Teilquerschnitte entstehen Eigenspan-

nungen, die sich in Verformungen bemerkbar machen. So zeigt sich in Jung (2012), dass die Verformungen der Decken erst dann realitätsnah abgebildet werden können, wenn Schwinden des Betons berücksichtigt wird. Darüber hinaus sind auch Eigenspannungen Spannungen, die die Tragfähigkeit des Bauteils beeinflussen. Im Vergleich zu anderen Materialien hat Holz unter einer Zugbeanspruchung eher ein sprödes Verhalten, so dass diese Eigenspannungen nicht durch eine plastische Verformung abgebaut werden können. Daher sind einerseits diese Einwirkungen im Nachweis zu berücksichtigen. Andererseits stellt sich die Frage, ob die bisher üblichen Verfahren und Teilsicherheitsbeiwerte hier zur Anwendung kommen können.

### 2.4.1.2 Anzusetzende Belastungen

Im Hinblick auf die Belastungen ergibt sich also, dass folgende Einwirkungen berücksichtigt werden müssen:

- „übliche“ äußere Belastungen infolge Eigengewicht, Verkehr, Schnee, Wind etc. nach DIN EN 1991-1-1: 2010 - 12 (2010) ff.
- Eigenspannungen hervorrufende Einwirkungen wie z.B. Temperatur, Schwinden und Quellen des Holzes und Schwinden des Betons

Nach dem aktuellen Stand der Technical Specification wird – vereinfachend – zugelassen, dass Temperaturänderungen und Auswirkungen der Feuchteänderungen in quasi-konstanter Umgebung vernachlässigt werden dürfen. Diese quasi-konstante Umgebung ist durch folgende Größen definiert:

- Das Holzfeuchte entspricht zum Zeitpunkt des Einbaus der Ausgleichsfeuchte.
- Die Feuchteänderungen im Holz ist kleiner/gleich 6%

$$\Delta mc = mc_{max} - mc_{min} \leq 6\% \quad (2.2)$$

- Die Änderung der Lufttemperatur überschreitet nicht 20°C

$$\Delta T_{Luft} = T_{max,Luft} - T_{min,Luft} \leq 20^\circ \quad (2.3)$$

Dies bedeutet, dass bei typischen Situationen der Nutzungsklasse I die Temperaturänderungen und die Feuchteänderungen (und damit das Quellen & Schwinden des Holzes) vernachlässigt werden dürfen.

Sollten diese Einflussparameter nicht vernachlässigt werden dürfen, stehen verschiedene Quellen zur Ermittlung dieser Parameter zur Verfügung:

- Temperatur nach DIN EN 1991-1-5: 2010 - 12 (2010), wobei prinzipiell zwei Einwirkungen zu unterscheiden sind
  - Temperaturdifferenz zwischen Temperatur beim Einbau und mittlere Temperatur im Betrieb
  - Jährliche Temperaturschwankungen
- Schwinden des Betons nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010)
- Schwinden und Quellen des Holzes: Ähnlich wie bei der Temperatur sind beim Schwinden und Quellen des Holzes prinzipiell auch zwei verschiedene Einwirkungen infolge Feuchteänderung des Holzes zu beachten

- Feuchteunterschied zwischen Einbau und Ausgleichsfeuchte
- Jährliche Feuchteschwankungen: Für die Ermittlung des jährlichen Quellen bzw. Schwindens des Holzes gibt es bisher keine Norm, die die Größe dieses Einflusses regelt. Daher werden im Anhang A der Technical Specification Regelungen gegeben, anhand dieser die erwartete Feuchteänderung ermittelt werden kann. Diese Ermittlung erfolgt in folgenden Schritten:
  - \* Festlegung der Klimazone des Gebäudes anhand des Köppen-Geiger-Diagramms (vgl. Abb. 2.2)

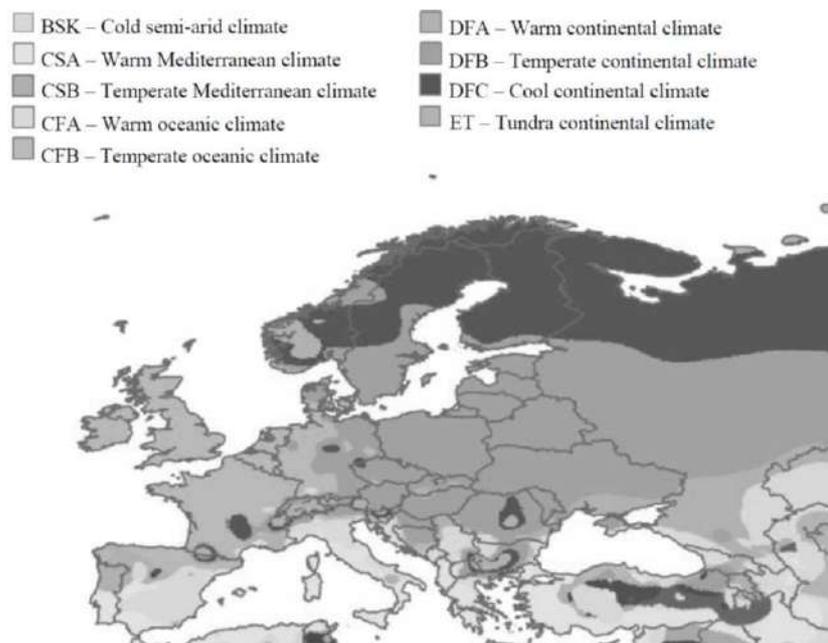


Abbildung 2.2: Köppen-Geiger-Diagramm (aus Dias u. a. (2017))

- \* Ermittlung der Feuchte durch Interpolation der in Dias u. a. (2017) gegebenen Werte für Querschnitte mit verschiedenen Breiten (vgl. Tab. 2.1)
- \* Modifikation der Feuchte in Abhängigkeit der Nutzungsklasse
- \* Ermittlung der Dehnung durch

$$\varepsilon = \alpha_{||} \cdot \Delta u \quad (2.4)$$

- mit
- $\varepsilon$  effektive Dehnung infolge Feuchteänderung
  - $\Delta u$  Feuchteänderung; ermittelt aus Tab. 2.1
  - $\alpha_{||}$  Ausdehnungskoeffizient des Holzes parallel zur Faser  
= 0,01%/‰ $\Delta u$  entsprechend DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013 (2013)

Im Rahmen der Entwicklung der Technical Specification stellt sich die Frage, ob diese Dehnungen überhaupt zu berücksichtigen sind. Insbesondere war zu diskutieren, ob die Holzfeuchte in dieser Genauigkeit abgebildet werden muss. Daher wurden in Abb. 2.3 die Dehnungsänderungen infolge Feuchteänderung im Holz der Schwinddehnung des Betons gegenübergestellt.

Wie daraus ersichtlich wird, sind die Feuchteänderungen mit zum Schwinden vergleichbarer resultierender Dehnung relativ klein.

Tabelle 2.1: Rechnerische Feuchteschwankungen in % im Querschnitt  $\Delta mc = \max mc - \min mc$  (siehe Dias u. a. (2017))

Bez.	Klima	Stadt (Beispiel)	Minimum aus Breite in mm und $2 \times$ Höhe in mm des Holzquerschnitts		
			38	125	>300
BSK	Cold semi-arid	Madrid, Salamanca, Albacete	13	7.5	2.5
CSA	Warm Mediterranean	Lisbon, Cagliari, Palermo, Athens	8	4	1
CSB	Temperate Mediterranean	Potenza, Marsilia, Coruna, Porto.	9	6	2.5
CFA	Warm oceanic	Zagreb, Milano, Bologna, Foggia	11.5	7	2.5
CFB	Temperate oceanic	Stuttgart, Zurich, Paris, London	15	9	3
DFA	Warm continental	Kosice, Odessa, Zaporozhe	9	6	2
DFB.1	Temperate continental – Northern region	Moscow, Minsk, Vilnius, Kiev.	12	6	2
DFB.2	Temperate continental – Southern region	Warsaw, Berlin, Munich, Prague	15.5	9	3.5
DFB.3	Temperate continental – Maritime region	Helsinki, Stockholm, Goteborg, Saint Petersburg, Riga.	13.5	7.5	2.5
DFC.1	Cool continental – Northern region	Rovaniemi, Inari, Lulea, Tromsø	17.5	11.5	4
DFC.2	Cool continental – Southern region	Tampere, Kuopio, Östersund, Ringsaker	17.5	12	4
ET	Tundra continental	Chambery, Zurich, Sofia, Gloppen	17.5	5	2.5

Diese Werte sind zur Zeit unter Diskussion

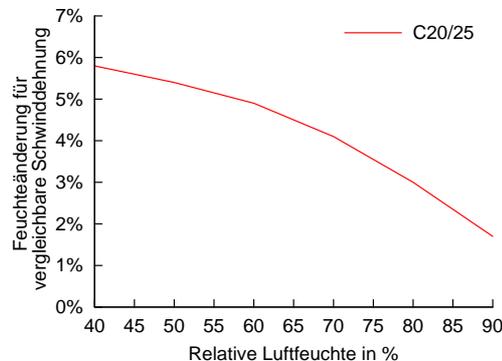
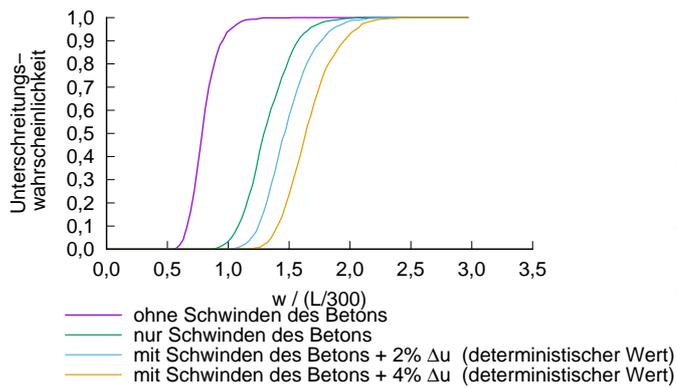


Abbildung 2.3: Feuchteänderungen im Holz für vergleichbare Schwinddehnung

Da die Feuchteänderungen zu Dehnungen || Faser führen, die vergleichbar mit den Dehnungsänderungen des Betons infolge Schwindens sind, war zu überprüfen, welche Auswirkungen das Schwinden auf die Holz-Beton-Verbunddecke haben. Wird die Verformung unter Berücksichtigung der Variabilität aller Eingangsgrößen bestimmt, ergibt sich die in Abb. 2.4 dargestellte Verteilung der Verformung ohne und mit Berücksichtigung des Schwindens des Betons bzw. des Quellens des Holzes. Wie daraus ersichtlich wird, ist die Berücksichtigung des Schwindens notwendig, um eine zuverlässige Verformung vorherzusagen (siehe auch Jung (2012)).

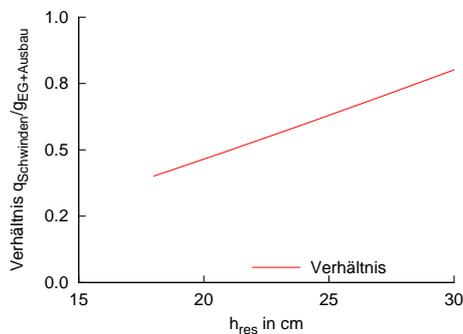
Wird das Schwinden in eine Ersatzlast umgewandelt, die die gleiche Verformung hervorruft, zeigt sich, dass Schwinden eine Ersatzlast erzeugt, die in der Größenordnung des Eigenge-



- Brettstapel-Beton-Verbunddecke
- Spannweite: 7,5m
- Holz: C24
- Beton: C25/30

Abbildung 2.4: Verteilung der Verformung bei der Berücksichtigung verschiedener Einflüsse

wichts liegen kann (vgl. Abb. 2.5).



Spannweite  $L = 7,5 \text{ m}$   
 Breite  $b_H = b_B = 1000 \text{ mm}$   
 Verbundfaktor  $\gamma_1 = 0,75$   
 Ausbaulast  $g_A = 1,5 \text{ kN/m}^2$   
 Kriechen entsprechend den jeweiligen Normen  
 $h_{res} = h_{Beton} + h_{Holz}$   
 Mittelwert der Schwinddehnung nach Eurocode 2 (2011)  
 Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{F,Schwinden} = 1,0$

Abbildung 2.5: Äquivalente Last infolge Schwinden bezogen auf das Eigengewicht der Decke in Abhängigkeit der Deckenhöhe

Werden die verschiedenen Zulassungen ausgewertet, ergibt sich, dass die Berücksichtigung der Dehnungen infolge Feuchteänderung des Holzes und Schwinden des Betons eigentlich bereits in den Zulassungen gefordert wird. Ein wesentlicher Unterschied zwischen der Technical Specification und den Zulassungen ist allerdings, dass bei der Technical Specification diese Einflussparameter explizit zu berücksichtigen sind, während in den Zulassungen diese Einflussparameter in einer globalen Abminderung der E-Moduli erfasst werden.

### 2.4.1.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Teilsicherheitsbeiwerte werden im Wesentlichen die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend der Einteilung in DIN EN 1990 (EN 1) verwendet. So wird für ständig wirkende Lasten und eingeprägte Verformungen ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,35$  vorgeschlagen, während für variable Lasten ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,5$  zur Anwendung kommen soll. Die Belastungen infolge der jährlichen Schwankungen wie z.B. Temperatur und/oder Feuchte werden daher mit einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,35$  versehen.

Für die Bemessung sind die charakteristischen Einwirkungen zu verwenden. Die Schwinddehnung des Betons nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) stellt der Mittelwert dar. Nach DIN EN 1992-1-1/NAD: 2010 (2010) weist die Schwinddehnung allerdings einen Variationskoeffizienten von 30% auf. Aufgrund der großen Streuung der Werte und dem fehlenden plastischen

Vermögen des Holzes muss der Teilsicherheitsbeiwert für diesen Lastfall neu ermittelt werden. Erste Auswertungen deuten darauf hin, dass bei der Verwendung der Mittelwerte der Schwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1/NAD: 2010 (2010) prinzipiell ein Teilsicherheitsbeiwert von  $> 1,35$  zu verwenden wäre. Allerdings empfiehlt die Technical Specification dennoch die Verwendung des Teilsicherheitsbeiwerts einer ständigen Belastung von  $\gamma_F = 1,35$ . Um den Unterschied zu kompensieren, wird bei der Interaktion zwischen Schwinden und Kriechen eine geringere Reduktion eingeführt, die eigentlich für diesen Effekt möglich wäre (siehe Abs. 2.6.3).

#### 2.4.1.4 Klassen der Lasteinwirkungsdauern

Bezüglich der Klassen der Lasteinwirkungsdauern werden die Einteilungen nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) übernommen. Damit wird das Schwinden und die Änderungen vom Zeitpunkt des Einbaus bis zum Endzustand als ständige Belastung angesehen, während die jährlichen Schwankungen der Klasse der Lasteinwirkungsdauer „mittel“ zugeordnet werden.

### 2.4.2 Modifikationsbeiwerte

Um den Einfluss der Zeit und der Feuchte auf die Festigkeit zu erfassen, sind in DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) Modifikationsfaktoren der Festigkeit  $k_{mod}$  eingeführt. Für den Holzquerschnitt werden diese Werte direkt übernommen.

Bei den Verbindungsmitteln gehen jedoch die  $k_{mod}$ -Werte der zu verbindenden Bauteile ein. So ist z.B. bei einer Verbindung zwischen Holz und Holzwerkstoffplatten folgender  $k_{mod}$ -Wert anzusetzen.

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,Holz} \cdot k_{mod,HWS}} \quad (2.5)$$

Dieses Konzept wurde für den Holz-Beton-Verbundbau übernommen, wobei für den  $k_{mod}$ -Wert der Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten  $\alpha_{cc}$  zur Anwendung kommt. Somit ergibt sich für das Verbindungsmittel folgender Modifikationsbeiwert

$$k'_{mod} = \sqrt{k_{mod} \cdot \alpha_{cc}} \quad (2.6)$$

- mit  $k'_{mod}$  Modifikationsbeiwert der Verbindung  
 $k_{mod}$  Modifikationsbeiwert des Holzes  
 $\alpha_{cc}$  Festigkeitsbeiwert des Betons zur Berücksichtigung der Langzeitfestigkeit  
i.d.R. = 0.85

Dieser  $k'_{mod}$ -Wert ist nur bei denjenigen Verbindungsmitteln zu verwenden, bei denen bei der Ermittlung der charakteristischen Tragfähigkeit das Lochleibungsfestigkeitsverhältnis zwischen Holz und Beton eingeht. Konkret bedeutet dies, dass dieser  $k'_{mod}$ -Wert bei den stiftförmigen Verbindungsmitteln zu berücksichtigen ist, während bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Kernen der  $k_{mod}$ -Wert des Holzes zu verwenden ist. Hintergrund ist, dass bei dieser Verbindung die Versagensmodi der einzelnen Querschnitte getrennt voneinander berechnet werden, so dass ein kombinierter  $k_{mod}$ -Wert keinen Eingang in die Berechnung dieser Verbindungen findet.

## 2.4.3 Ermittlung der Schnittgrößen

### 2.4.3.1 Verfahren

Wie bei Holz-Verbindungen üblich, beeinflusst die Nachgiebigkeit der Verbindung das Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers maßgeblich. So sind alle Verbindungen mit Ausnahme der Klebung als nachgiebig einzustufen. Damit lassen sich im Verbundträger zwei Grenzzustände bestimmen (vgl. Abb. 2.6):

- Kein Verbund: In diesem Fall ist die Dehnung im Schwerpunkt gleich Null. An der Verbundfuge tritt ein Sprung in der Dehnung auf. Die äußere Belastung wird nur durch die Biegemomente in den Teilquerschnitten übertragen.
- Starrer Verbund: In diesem Fall kann keine Verschiebung zwischen den Teilquerschnitten auftreten. Damit ist die Dehnung an der Fuge bei beiden Teilquerschnitten identisch. Die äußere Belastung wird teilweise durch die Biegemomente der Teilquerschnitte, teilweise durch die Normalkräfte und deren Exzentrizität übertragen.

In Realität wird keine der beiden Grenzen auftreten, sondern der Verbund mit mechanischen Verbindungsmittel lässt sich nur so ausführen, dass sich ein Zustand irgendwo dazwischen einstellt (vgl. Abb. 2.6).

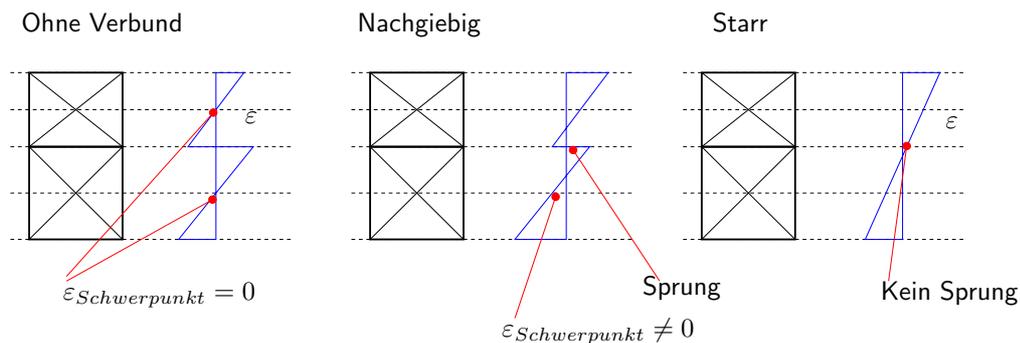


Abbildung 2.6: Verbundverhalten bei unterschiedlicher Ausbildung der Verbundfuge

Am Beispiel eines Verbundträgers aus zwei Schichten zeigt sich, dass diese Grenzen eine große Bandbreite zulassen:

- Trägheitsmoment von zwei lose aufeinander liegenden Teilquerschnitten:

$$J_{lose} = 2 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.7)$$

- Trägheitsmoment von zwei starr miteinander verbundenen Teilquerschnitten:

$$J_{starr} = \frac{b \cdot (2 \cdot h)^3}{12} = 8 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.8)$$

Da die Tragfähigkeit und die Steifigkeit bei diesen Grenzwerten stark voneinander abweicht, ist die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge bei der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen.

Um diese Nachgiebigkeit in der Verbundfuge abbilden zu können, stehen mehrere Verfahren zur Verfügung.

- Lösung der Differentialgleichung des Schlupfs (siehe Dabaon u. a. (1993) oder Fries (2001))

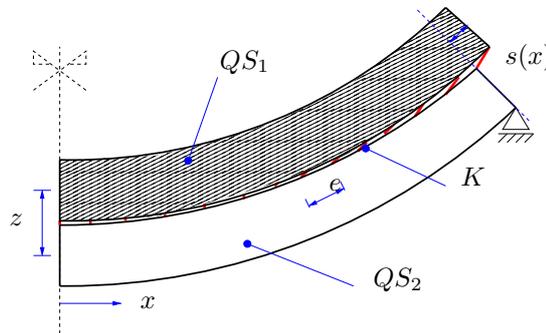


Abbildung 2.7: Schlupf zwischen den Teilquerschnitten

$$\frac{d^3}{dx^3}s(x) - \alpha^2 \cdot \frac{d}{dx}s(x) = -\alpha^2 \cdot \beta \cdot q(x) \quad (2.9)$$

- mit  $s(x)$  Schlupf zwischen den Verbundquerschnitten an der Stelle  $x$   
 $\alpha, \beta$  Beiwerte  
 $q$  äußere Gleichstreckenlast  
 $x$  betrachtete Stelle im Querschnitt

Durch das Anpassen von Randbedingungen können alle Lastfälle und Geometrien prinzipiell gelöst werden. Allerdings ist die Lösung dieser Differentialgleichung recht aufwändig, so dass diese Berechnungsmethode selten angewandt wird.

- $\gamma$ -Verfahren: Dieses Verfahren beruht auf der Lösung der Differentialgleichung des Schlupfs unter der Annahme einer *sin*-förmigen Belastung. Dabei wird die Verformung eines Einfeldträgers unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge mit der Verformung eines Einfeldträgers mit einer effektiven Biegesteifigkeit verglichen. Durch das Gleichsetzen lässt sich dann die effektive Biegesteifigkeit durch folgende Beziehung ermitteln

$$EJ_{eff} = \underbrace{\sum EJ_i}_{\text{Biegesteifigkeit der Teilquerschnitte}} + \underbrace{\sum \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2}_{\text{Steineranteil}} \quad (2.10)$$

- mit  $EJ_{eff}$  effektive Biegesteifigkeit des Verbundträgers  
 $EJ_i$  Biegesteifigkeit des Teilquerschnitts  $i$   
 $\gamma_i$  nach Eurocode 5 (2010)  
 $A_i$  Fläche des Teilquerschnitts  $i$   
 $a_i$  Abstand des Schwerpunkts des Teilquerschnitts zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts

Wie daraus ersichtlich wird, wird der Steineranteil mit einem  $\gamma$ -Wert abgemindert.

Dieser  $\gamma$ -Wert bestimmt sich durch

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{EA_i \cdot \pi^2 \cdot s_i}{K_i \cdot L^2}} \quad (2.11)$$

- mit  $\gamma$  Verbundfaktor  
 $EA_i$  Dehnsteifigkeit des Querschnitts  $i$   
 $s_i$  Abstand der Verbindungsmittel  
bei mehrreihiger Anordnung der Verbindungsmittel ist der effektive Abstand (=Abstand der in eine Reihe geschobenen Verbindungsmittel) zu verwenden  
 $K_i$  Steifigkeit des Verbindungsmittel im ULS bzw. SLS  
 $L_i$  Abstand der Momentennullpunkte, beim Einfeldträger = Spannweite

Dieser Wert kann als Verhältnis der Schwerpunktsdehnung eines Verbundquerschnitts mit nachgiebig angeschlossenen Teilquerschnitte und der Schwerpunktsdehnung eines Verbundträgers mit starr angeschlossenen Teilquerschnitte interpretiert werden (vgl. Abb. 2.8).

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{nachgiebig}}{\varepsilon_{starr}} \quad (2.12)$$

- mit  $\varepsilon_{nachgiebig}$  Schwerpunktsdehnung im nachgiebigen Fall  
 $\varepsilon_{starr}$  Schwerpunktsdehnung im starren Fall

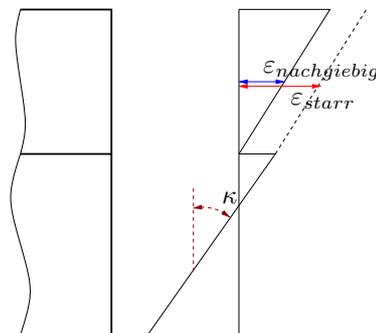


Abbildung 2.8: Dehnungen beim Verbundträger mit nachgiebig angeschlossenen Teilquerschnitten

Der  $\gamma$ -Wert kann als Effektivität des Verbunds interpretiert werden und damit Werte zwischen 0.0 (= kein Verbund) und 1,0 (= starrer Verbund) annehmen. Damit lässt sich auf einfache Art und Weise die Effektivität der Verbundfuge abschätzen.

Aus dieser Steifigkeit können dann die Verformung und die Schnittgrößen der Teilquerschnitte ermittelt werden. Aufgrund der Einfachheit dieses Verfahrens ist dieses Berechnungsmethode in DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) Anhang B gegeben.

Die Anwendung diese Verfahren ist allerdings eingeschränkt. So ist die Anwendung eigentlich nur dann möglich, wenn folgende Randbedingungen eingehalten sind:

- Einfeldträger

- *sin*-förmige Gleichstreckenlast
- gleichmäßig verteilte Verbindungsmittel
- maximal drei nachgiebig angeschlossene Schichten

Im Lauf der Zeit wurden einige Erweiterungen entwickelt, so dass nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) dieses Verfahren auch für Durchlaufträger und Kragarme bei konstanter Gleichstreckenlast angewandt werden kann. Sollten die Verbindungsmittel der Querkraft entsprechend abgestuft werden, darf dies durch die Modifikation des effektiven Abstands der Verbindungsmittel abgebildet werden.

$$s_{ef} = 0.75 \cdot s_{min} \cdot \frac{K_{ref}}{K_{max}} + 0.25 \cdot s_{max} \cdot \frac{K_{ref}}{K_{min}} \quad (2.13)$$

- mit
- $s_{ef}$  effektiver Abstand der Verbindungsmittel
  - $s_{min}$  minimaler Abstand der Verbindungsmittel bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf
  - $s_{max}$  maximaler Abstand der Verbindungsmittel bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf
  - $K_{ref}$  Bezugssteifigkeit, die in Zusammenhang mit  $s_{ef}$  für die weitere Berechnung verwendet wird
  - $K_{min}$  minimale Steifigkeit des Verbindungsmittels bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf
  - $K_{max}$  maximale Steifigkeit des Verbindungsmittels bei einer Abstufung entsprechend dem Querkraftverlauf

Im Hinblick auf die Verbindung im Holz-Beton-Verbundbau ergeben sich zwei prinzipielle Arten an Verbindungsmittel.

- gleichmäßige Lasteinleitung z.B. durch den Einbau von Schrauben
- konzentrierte Lasteinleitung z.B. durch die Verwendung von Kerfen

Abgeleitet von den Randbedingungen ist die Anwendung des  $\gamma$ -Verfahrens eigentlich nur für Verbindungsmittel mit einer gleichmäßigen Lasteinleitung möglich. Als Grenze wird bisher in der Technical Specification ein maximaler Abstand der Verbindungsmittel von 5% der Spannweite angegeben (siehe auch Michelfelder (2006)).

Sollte diese Grenze nicht eingehalten werden, ist die Dehnsteifigkeit  $EA$  des angeschlossenen Querschnittsteils mit dem Faktor 0.7 zu modifizieren. Hintergrund für diese Regelung ist, dass die Schnittgrößenaufteilung von der Steifigkeit abhängt. Für den Fall einer sinusförmigen Belastung und kontinuierlich angebrachter Verbindungsmittel, so dass sich die Verbindungsmittel verschmieren lassen, ist ein *sin*-förmiger Verlauf der Normalkraft vorhanden. In diesem Fall ermittelt sich die Längenänderung des frei geschnittenen Gurts unter einer *sin*-förmigen Normalkraft zu (vgl. Abb. 2.9)

$$\Delta L = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{N_{max}}{EA_{verschmiert}} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L} \cdot x\right) dx = \frac{N_{max}}{EA_{verschmiert}} \cdot \frac{L}{\pi} \quad (2.14)$$

- mit
- $\Delta L$  Längenänderung des Gurts infolge Normalkraft
  - $N_{max}$  maximale Normalkraft in Feldmitte
  - $L$  Spannweite des Trägers

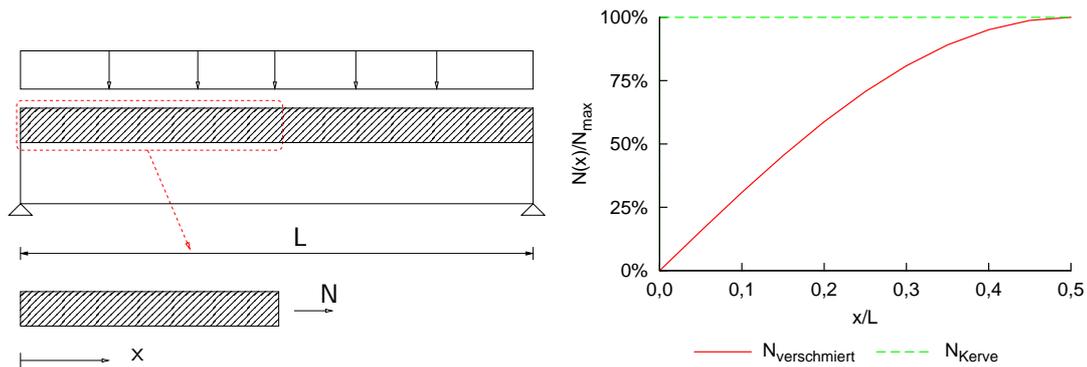


Abbildung 2.9: Verlauf der Normalkraft bei einer Kerbe am Ende, wobei das Vorholz der Kerbe hier vernachlässigt wurde

Im Fall einer Kerbe am Ende des Trägers ist der Normalkraftverlauf über die gesamte Länge konstant, so dass sich die Längenänderung des freigeschnittenen Gurts wie folgt ermittelt

$$\Delta L = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{N_{max}}{EA_{diskret}} dx = \frac{N_{max}}{EA_{diskret}} \cdot \frac{L}{2} \quad (2.15)$$

Um nun in der Berechnung diese unterschiedliche effektive Steifigkeit erfassen zu können, werden diese beiden Längenänderungen gleichgesetzt.

Daraus lässt sich ableiten, dass die Dehnsteifigkeit bei verschmierten Verbindungsmitteln (=Berechnungsgrundlage des  $\gamma$ -Verfahrens) sich aus der Dehnsteifigkeit von diskreten Verbindungsmitteln herleiten lässt durch

$$\underbrace{EA_{verschmiert}}_{\gamma\text{-Verfahren}} = \underbrace{\frac{2}{\pi}}_{\approx 0.7} \cdot EA_{diskret} \quad (2.16)$$

- Schubanalogie-Verfahren: Durch die Entwicklung von Brettsperrholz mit mehr als 3 tragenden Schichten war die Anwendung des  $\gamma$ -Verfahrens nicht mehr möglich. Damit wurde ein alternatives Berechnungsverfahren notwendig, bei dem mehr als 3 nachgiebig angeschlossene Schichten abgebildet werden können.

Die Idee hinter dem entwickelten Schubanalogie-Verfahren (siehe z.B. DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013 (2013)) ist dabei, dass die Biegesteifigkeit in den Eigenbiegesteifigkeit und den Steineranteil aufgeteilt wird, wobei beide Anteile die gleiche Verformung aufweisen (vgl. Abb. 2.10).

Da die Nachgiebigkeit nur den Steineranteil beeinflusst, muss dieses Nachgiebigkeit auch nur bei dieser Steifigkeit erfasst werden. Die Nachgiebigkeit führt zu einer geringeren Aktivierung des Normalkraftanteils. Um diese geringere Aktivierung abbilden zu können, wird dieses Nachgiebigkeit als Schubverformung interpretiert (vgl. Abb. 2.11).

Durch die Kopplung dieser beiden Anteil lassen sich die Anteile infolge Biegesteifigkeit ( $\rightarrow$  System A) und Normalkraftanteil ( $\rightarrow$  System B) ermitteln. Die Eingangsgrößen für die Schnittgrößenermittlung sind dabei

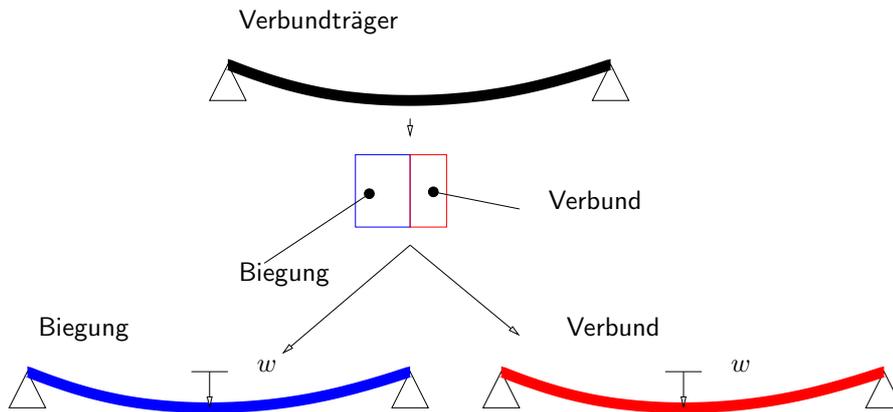


Abbildung 2.10: Aufteilung der Systeme

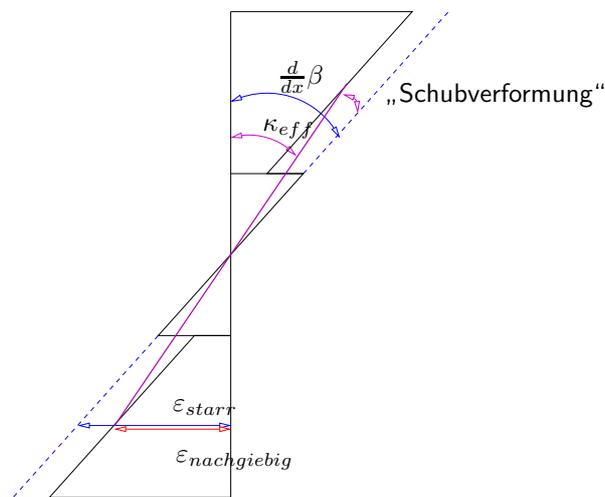


Abbildung 2.11: Reduzierte Schwerpunktsdehnung durch Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel

– System A

$$EJ_A = \sum_{i=1}^n EJ_i \quad (2.17)$$

– System B

\* Biegesteifigkeit

$$EJ_B = \sum EA \cdot (z_i - z_s)^2 \quad (2.18)$$

mit  $z_i$  Schwerpunkt zum einzelnen Bauteil  
 $z_s$  Gesamtschwerpunkt

\* Schubsteifigkeit

$$\frac{1}{GA^*} = \frac{1}{a^2} \cdot \left( \sum \frac{1}{K_i} + \frac{h}{2 \cdot G \cdot b} + \sum \frac{h}{G \cdot b} + \frac{h}{2 \cdot G \cdot b} \right) \quad (2.19)$$

mit  $GA^*$  effektive Schubsteifigkeit  
 $a$  Abstand der Schwerpunkte der äußersten Schichten  
 $K$  Verschmierte Steifigkeit der Verbindungsmittel  
 $h_i$  Höhe der Schicht  $i$   
 $b_i$  Breite der Schicht  $i$

Aus den Schnittgrößen der Systeme A und B können dann die Spannungen zurückgerechnet werden. Die resultierenden Spannungen im Teilquerschnitt setzen sich sowohl aus den Anteilen des Systems A (=reine Biegetragfähigkeit der Teilquerschnitte) als auch aus den Anteilen des Systems B (=Verbundtraganteile) zusammen (vgl. Abb. 2.12).

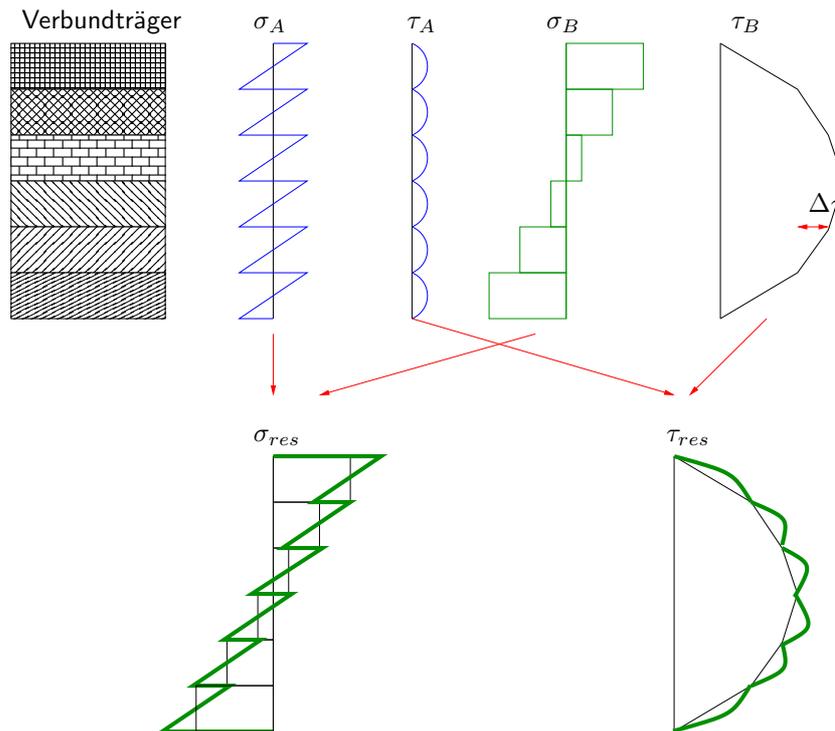


Abbildung 2.12: Anteile der einzelnen Systeme an den Spannungen

- Modellierung als Fachwerk: Bei dieser Modellierungsart wird der Betonquerschnitt als Obergurt und der Holzquerschnitt als Untergurt abgebildet (vgl. Abb. 2.13).

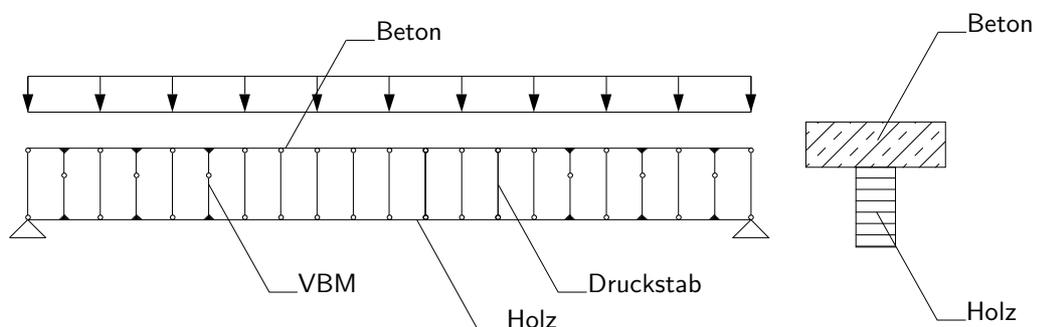


Abbildung 2.13: Beispiel einer Modellierung von Holz-Beton-Verbunddecken mit Hilfe eines Stabwerks

Um dieselbe Biegelinie beider Verbundpartner zu erhalten, werden der Obergurt und der

Untergurt durch Druckstäbe miteinander gekoppelt (vgl. Abb. 2.13). Um die Verbindungsmittel zu modellieren, werden diese als Kragarme abgebildet. Je nach verwendetem Stabwerkmodell wird entweder dieser Stab als Starrstab mit einer Federsteifigkeit am Stabende eingegeben, oder aber diesen Kragarmen wird eine effektive Biegesteifigkeit zugewiesen (vgl. Abb. 2.14). In diesem Fall bestimmt sich die Biegesteifigkeit

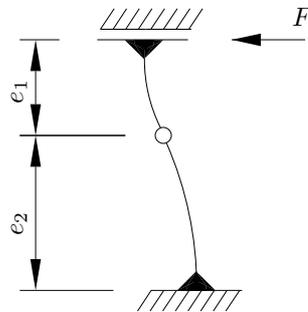


Abbildung 2.14: Ersatzsystem für das Verbindungsmittel

des Kragarms nach Grosse u. a. (2003) zu (vgl. Abb. 2.14):

$$EI_{\text{Kragarm}} = \frac{K}{3} \cdot (e_1^3 + e_2^3) \quad (2.20)$$

- mit  $K$  Verbindungsmittelsteifigkeit  
 $e_1$  Abstand vom Schwerpunkt des Teilquerschnitts 1 zum Schwerpunkt der Verbundfuge, i.d.R.  
 $= \frac{h_1 + h_S}{2}$   
 $h_S$  Dicke der Zwischenschicht zwischen Holz und Beton  
 $e_2$  Abstand vom Schwerpunkt des Teilquerschnitts 2 zum Schwerpunkt der Verbundfuge, i.d.R.  
 $= \frac{h_2 + h_S}{2}$

Damit lassen sich Holz-Beton-Verbunddecken insbesondere bei Verbindungsmittel mit größerem Abstand berechnen, wenn der Abstand der Druckstäbe ausreichend gering und die Verbindungsmittel als Kragarme modelliert werden. Mit dieser Stabwerkmodellierung werden die Schnittgrößen und Verformungen bestimmt. Die Beanspruchung der Verbindungsmittel ergibt sich aus den Querkraften der Kragarme, die die Verbindungsmittel modellieren.

#### 2.4.3.2 Berücksichtigung der spannungslosen Dehnungen z.B. infolge Temperatur, Schwinden oder Quellen

Ein wesentlicher Unterschied bei Holz-Beton-Verbunddecken im Vergleich zu reinen Holz-Holz-Verbundträgern ist, dass die spannungslosen Dehnungen wie z.B. infolge Änderung der Temperatur, infolge Schwinden des Betons und/oder infolge Feuchteänderung im Holz bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen. Dies ist bei den oben vorgestellten Methoden teilweise direkt möglich. So kann bei der Lösung mit Hilfe der Differentialgleichung die

spannungslose Dehnung als Randbedingung der Lösung berücksichtigt werden. Bei der Modellierung als Fachwerk kann diese Dehnung als effektive Temperaturdehnung dem jeweiligen Teilquerschnitt als Last aufgebracht werden. Bei der Schubanalogie kann die Schwinddehnung durch eine äußeres Moment abgebildet werden.

Beim  $\gamma$ -Verfahren ist die Berücksichtigung der spannungslosen Dehnung nicht ohne weiteres möglich. Um dennoch diese Methode anwenden zu können, sind die spannungslose Dehnung in eine Ersatzlast umgewandelt und eine wirksame Biegesteifigkeit ermittelt worden.

Die wirksame Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts bei unterschiedlicher spannungsloser Dehnung (sID) der Verbundpartner, z. B. aus Schwinden und Temperatur, bestimmt sich analog Schänzlin (2003) zu:

$$(E \cdot J)_{\text{eff,sID}} = C_{J,\text{sID}} \cdot (E \cdot J)_{\text{eff}} \quad (2.21)$$

mit

$$C_{J,\text{sID}} = \frac{C_{p,\text{sID}} \cdot \Delta\varepsilon_{\text{sID},d} + q_d}{\frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{E_1 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2} \cdot C_{p,\text{sID}} \cdot \Delta\varepsilon_{\text{sID},d} + q_d} \quad (2.22)$$

(Anwendungsgrenze siehe Gl. (2.27))

und

$$C_{p,\text{sID}} = \pi^2 \cdot \frac{E_2 \cdot A_2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \gamma_1}{l^2 \cdot (E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2)} \cdot \underbrace{\frac{h_1 + h_2 + 2 \cdot h_{ZWS}}{2}}_{\text{Abstand Schwerpunkte Holz-Beton}} \quad (2.23)$$

bzw.

$$\Delta\varepsilon_{\text{sID},d} = \varepsilon_{H,d,\infty} - \varepsilon_{B,d,\infty} \quad (2.24)$$

mit  $(E \cdot J)_{\text{eff}}$  effektive Biegesteifigkeit nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010)  
 $\varepsilon_{H,d,\infty}$  Spannungslose Dehnung des Holzes zum Zeitpunkt  $t = \infty$   
 $\varepsilon_{B,d,\infty}$  Spannungslose Dehnung des Betons zum Zeitpunkt  $t = \infty$   
 $q_d$  Bemessungswert der äußeren Belastung ohne Berücksichtigung der Einwirkung infolge spannungsloser Dehnung nach Gl. (2.25)  
 Vereinfachend:  $q_d = g_d$  (=dauernd wirkende Last)

Die effektive Verbundträgersteifigkeit wird sowohl durch geometrische Größen als auch durch das Verhältnis der Schwinddehnung bezogen auf die äußere Last beeinflusst, da Schwinden einen Schlupf (= Verschiebung zwischen Holz und Beton) entgegen dem Schlupf aus äußerer Last erzeugt. Da die Verbindungsmittel als Federn idealisiert werden, deren Kraft vom Schlupf zwischen Holz und Beton abhängt, führt die Abnahme des Schlupfs infolge Schwinden im Lastfall äußerer Last zu einer Abnahme der Normalkraft und damit zur Abnahme der effektiven Biegesteifigkeit. Dieser Einfluss wird durch den Steifigkeitsfaktor  $C_{J,\text{sID}}$  erfasst.

Um die Verformung und Eigenspannungen infolge der spannungslosen Dehnungen zu bestimmen, wird diese Dehnung in eine Ersatzlast umgewandelt.

$$p_{\text{sID},d} = C_{p,\text{sID}} \cdot \Delta\varepsilon_{\text{sID},d} \quad (2.25)$$

mit  $C_{p,slD}$  nach Gl. (2.23)  
 $\Delta\varepsilon_{slD,d}$  nach Gl. (2.24)

Durch die Bestimmung der Ersatzlast nach Gl. (2.25) wird sowohl der Einfluss der Geometrie des Verbundträgers und das Kriechen aller Komponenten als auch der Einfluss der Verbundfuge für den Lastfall "Schwinden" berücksichtigt.

Bei einer statisch bestimmten Lagerung des Verbundträgers müssen die Auflagerkräfte aufgrund der Gleichstreckenlast  $p_{slD,d}$  für die Bemessung der lastabtragenden Bauteile nicht berücksichtigt werden, da spannungslose Dehnungen aufgrund der statisch bestimmten Lagerungen keine resultierenden Auflagerlasten hervorrufen.

Die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten sind daher unter Berücksichtigung der Schwinddehnung bzw. der inelastischen Dehnung zu erfassen.

- Momentenbeanspruchung in den Teilquerschnitten

$$M_i = \frac{EJ_i}{EJ_{eff}} \cdot M_{res}(q_d + 0.8 \cdot p_{slD}) \quad (2.26)$$

mit  $M_i$  Moment im Teilquerschnitt  $i$   
 $EJ_i$  Biegesteifigkeit des Teilquerschnitts  $i$   
 $M_{res}(q_d + 0.8 \cdot p_{slD})$  Biegemoment infolge der äußeren Belastung und 80% der Ersatzlast infolge Schwinden

Die Ersatzlast muss in dieser Herleitung nur zu 80% angesetzt werden. Hintergrund für diese Reduktion ist, dass die Schwinddehnung ein konstantes Moment erzeugt, während die äußere Belastung einen parabelförmigen Verlauf hat. Wird nun die Schwinddehnung in eine Ersatzlast überführt, die die gleiche Verformung erzeugt, muss durch den parabelförmigen Verlauf des Moments und damit einen Verformungsverlauf einer Parabel 4. Ordnung eine höhere Ersatzlast angesetzt werden, als bei einem konstanten Moment und dem daraus folgenden parabelförmigen Verlauf der Verformung. Daher ist beim Verformungsverlauf die volle Ersatzlast angesetzt werden, da diese ja auf der Verformungsgleichheit hergeleitet wurde. Beim Momentenverlauf muss allerdings die „richtige“ Belastung verwendet werden, da ansonsten die Normalkraft unterschätzt wird. Am Ende bedeutet dies, dass die Belastung mit dem Faktor  $k_N = 8/\pi^2 \simeq 0.8$  multipliziert werden.

Diese Anpassung hat allerdings zur Folge, dass der Beiwert  $C_{J,slD}$  nach Gl. (2.22) zu 0 werden kann, was gleichbedeutend mit einer Steifigkeit von 0 ist. Würde auf den Faktor  $k_N$  verzichtet werden bzw. dieser Faktor zu 1,0 gesetzt werden, wäre das Moment folglich auch bei 0, so dass eine Lösung erzielbar ist. Konkret handelt es sich bei diesen Fall um den Zustand, bei dem die Schwinddehnung gerade so eingestellt ist, dass die resultierende Verformung aus Schwinddehnung und Eigengewicht zu 0 wird.

Um dieses Problem zu umgehen, wird in der Technical Specification eine Grenze für die Anwendung dieser Gleichungen angegeben:

$$0 \geq C_{J,slD} = \begin{matrix} \leq 1.1 \\ \geq 0.9 \end{matrix} \cdot \frac{q_d + 0.8 \cdot p_{slD,d}}{q_d + 0.8 \cdot p_{slD,d} \cdot \frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}} \quad (2.27)$$

Ist der Beiwert  $C_{J,slD}$  außerhalb diesen definierten Grenzen, muss eine effektive Biegesteifigkeit für Schwinden und eine effektive Biegesteifigkeit für die Belastung getrennt

bestimmt werden, indem die vorangegangenen Gleichungen einmal für  $p_{slD,d} = 0$  und  $q_d = 0$  ermittelt werden. Dies führt zu einem höheren Berechnungsaufwand, so dass trotz dieser Schwäche diese Regelungen aufgenommen wurden.

- Normalkraft: Da die Schnittgröße sowohl durch äußere Belastung als auch durch einen Eigenspannungszustand verursacht werden, ist die Normalkraft durch das äußere Gleichgewicht zu bestimmen

$$N = \frac{M_{res}(q_d) - \sum M_i}{z} \quad (2.28)$$

mit  $N_i$  Normalkraft im Teilquerschnitt  $i$   
 $M_{res}(q_d)$  äußeres Biegemoment nur infolge der äußeren Belastung  
 $M_i$  Biegemoment in den Teilquerschnitten  $i$   
 $z$  Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte

- Schubbeanspruchung in der Verbindung: Aufgrund der Herleitung muss dabei zwischen einer Schubbeanspruchung infolge eines Verkürzens des Betons und eines Verkürzens des Holzes unterschieden werden.
  - Verkürzen der Betonplatte: In diesem Fall ist die äußere Querkraft durch folgende Kraft infolge Schwinden zu überlagern

$$\Delta V = -\pi \cdot E_2 \cdot A_2 \cdot \frac{E_1 \cdot J_1 + E_2 \cdot J_2}{(\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2) \cdot L \cdot a_1} \cdot \Delta \varepsilon \quad (2.29)$$

- Verkürzen des unten liegenden Holzquerschnitts: In diesem Fall ergibt sich die Belastung der Verbindungsmittel zu

$$F_{VBM} = \frac{K}{e_{ef}} \cdot L \cdot \left( \frac{M_{max,2} \cdot z}{\pi \cdot E_2 \cdot J_2} - \frac{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}{\pi \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot E_2 \cdot A_2} \cdot N_{max,2} - \frac{\Delta \varepsilon}{2} \right) \quad (2.30)$$

### 2.4.3.3 Materialverhalten

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen darf sowohl beim Holz als auch beim Beton unter Druck von einem elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Das Reißen des Beton unter Zug muss berücksichtigt werden. Um dies zu erreichen, wird die gerissene Zone iterative bestimmt, indem eine nichttragende Zwischenschicht eingeführt wird. Für die Ermittlung dieser als Zwischenschicht gerissenen Zone sind alle Lasten bis zum jeweiligen Zeitpunkt zu betrachten. So ist es denkbar, dass zum Zeitpunkt  $t = 0$  der volle Betonquerschnitt angesetzt werden darf, während durch das Schwinden des Betons im Lauf der Zeit Risse entstehen. Damit sind die kurzzeitig wirkenden Lasten zu diesem Zeitpunkt ebenfalls mit dem gerissenen Querschnitt zu berechnen (vgl. Abb. 2.15).

Das lineare Materialverhalten des Betons unter Druck wird auch beim Nachweis berücksichtigt, da bei diesem Nachweis auf das plastische Verhalten des Betons verzichtet werden darf. Damit ergibt sich für den Nachweis auf der Druckseite

$$\sigma_{c,d} \leq \alpha_{cc} \cdot f_{cd} \quad (2.31)$$

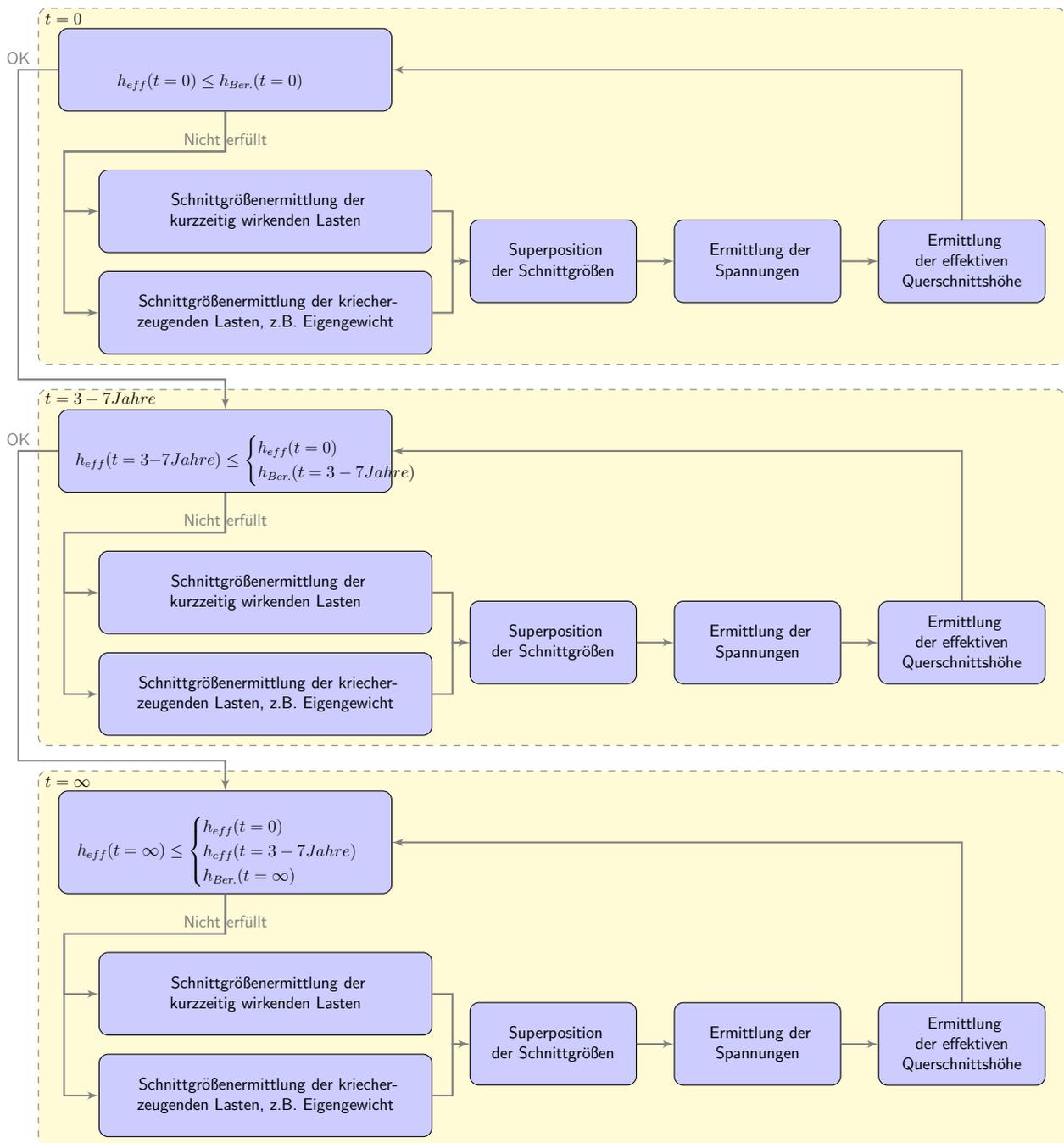


Abbildung 2.15: Angedachter Ablauf der Iteration der Risse

- mit  $\sigma_{c,d}$  Druckspannung des Betons unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens unter Druck
- $\alpha_{cc}$  Faktor zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten  
i.d.R. = 0.85
- $f_{cd}$  Bemessungswert der Druckfestigkeit

### 2.4.3.4 Kompatibilität

Ziel der vorgestellten Berechnungsmethoden ist es, die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten zu bestimmen. Mit Hilfe dieser Schnittgrößen der Teilquerschnitte können dann die Nachweise geführt werden. Die Technical Specification fordert allerdings beim Nachweis die Kontrolle der Kompatibilität (vgl. Abb. 2.16).

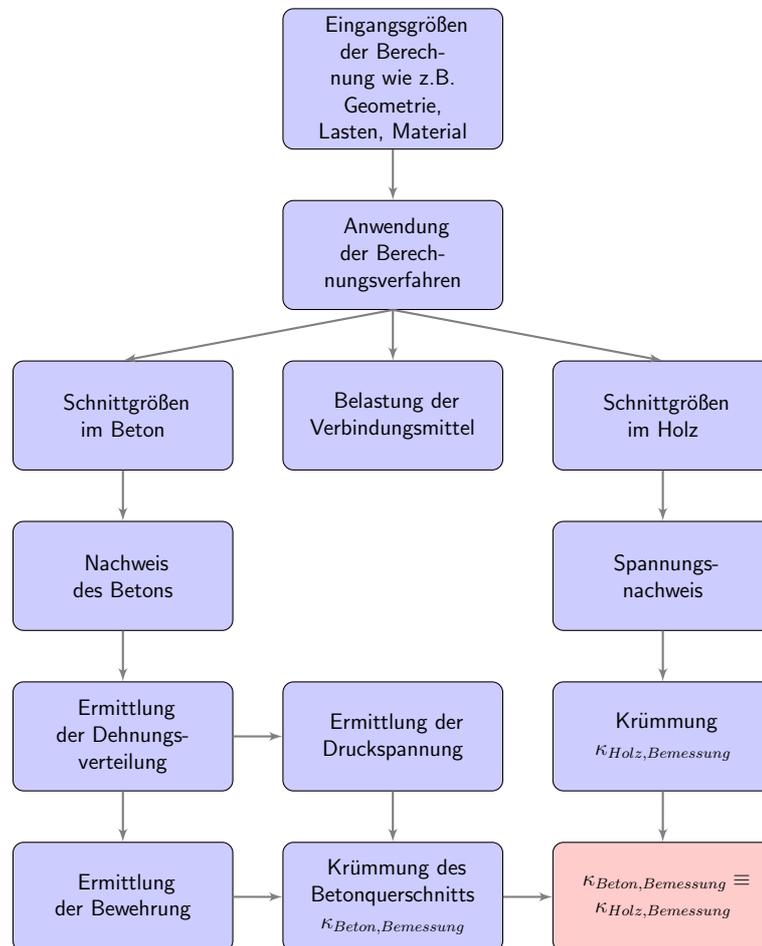


Abbildung 2.16: Kompatibilität der Dehnungen und Krümmungen

Hintergrund für diese Regelung ist, dass bei der Ermittlung der Schnittgrößen immer davon ausgegangen wird, dass die beiden Teilquerschnitte sich nicht voneinander abheben. Damit haben beide Teilquerschnitte die gleiche Biegelinie und damit die gleiche Krümmung.

Bei der Bemessung insb. von Stahlbetonbauteilen wird allerdings davon ausgegangen, dass die Bewehrung anfängt zu fließen und die maximale Druckdehnung erreicht wird. Damit wird an der Oberseite des Betonquerschnitts von einer Dehnung von etwa  $\varepsilon_{Beton} = -3.5\text{‰}$  angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von  $\varepsilon_{Bew} \geq 2\text{‰}$  ausgegangen wird. Durch diese beiden, bei der Bemessung des Querschnitts angenommenen Dehnungen ergibt sich die in diesem Fall angenommene Krümmung zu:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{Bew} - \varepsilon_{Beton}}{d} \quad (2.32)$$

Da diese Krümmung allerdings aus der Bemessung bestimmt wird, muss sie nicht zwangsläufig

der Krümmung aus der Schnittgrößenermittlung übereinstimmen. Hinzu kommt, dass die maximale Dehnung des Holzes begrenzt ist. Wird von charakteristischen Festigkeit ausgegangen, ist die maximale Dehnung im Holz

$$\varepsilon_{max,Holz} = \frac{f_{mk}}{E_{mean}} \overset{C24}{=} \frac{24N/mm^2}{11500N/mm^2} = 2,08\text{‰} \quad (2.33)$$

Damit liegt die maximale Dehnung im Holz im Bereich der Fließdehnung des Stahls. Da das Holz i.d.R. aber unterhalb der Zugzone des Betons angebracht wird, ist die Dehnung im Holz – je nach Verbundfaktor  $\gamma$  – größer als die Dehnung in der Bewehrung (vgl. Abb. 2.17).

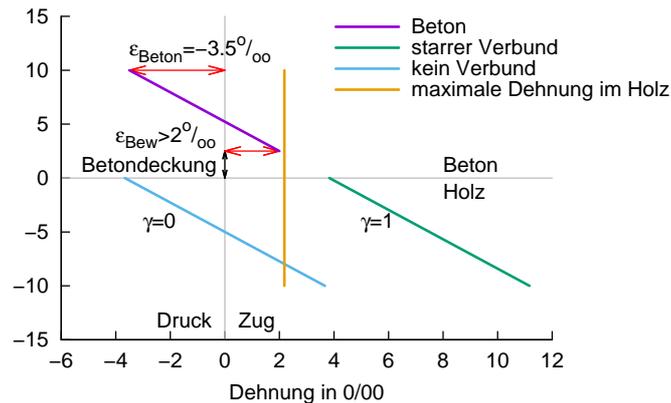


Abbildung 2.17: Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt

Sollte also zusätzliche Bewehrung als tragendes Bauteil eingebaut werden, stellt sich die Frage, inwieweit diese Bewehrung aktiviert werden kann, ohne dass die maximale Dehnung im Holzquerschnitt überschritten wird, bzw. ob die Kompatibilität der Krümmungen und der Dehnungen im Holz- und Betonquerschnitt auch im Zustand der Bemessung sichergestellt ist.

In der Regel führt die Berücksichtigung der Kompatibilität zu einer Bewehrung in einem elastischen Zustand. Durch die häufig geringen Dehnungen im Bereich der Bewehrung führt dies häufig zu einer recht hohen und damit unwirtschaftlichen Bewehrungsmenge, so dass eigentlich immer eine Rissiteration empfohlen wird, so dass der Beton dann überdrückt ist und keine tragende Bewehrung benötigt.

#### 2.4.3.5 Mittragende Breite

Auf die linienförmigen Holzbauteile werden Flächen aus Beton aufgebracht. Durch die damit einhergehende Schubverformung des Betons wirkt dieser nicht über die gesamte Breite mit. Daher wird üblicherweise immer eine mittragende Breite definiert, mit deren Hilfe eine äquivalente Spannung im Beton bei Vernachlässigung der Schubverformung erzielt wird.

Bei der Ermittlung dieser mittragenden Breite werden zwei Anteile berücksichtigt

- Scheibenanteil: Dieser Anteil entsteht, indem eine Normalkraft in die Scheibe eingeleitet wird.
- Plattenanteil: Dieser Anteil berücksichtigt die Ausbreitung eines Biegemoments in der Platte

Da – wie im vorangegangenen Kapitel gezeigt – die Bewehrung nur eingeschränkt angesetzt werden kann, ist eigentlich der Scheibenanteil der wesentliche Anteil bei der Schnittgrößenmittlung von Holz-Beton-Verbunddecken.

Werden die bisherigen Normen DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) und DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) miteinander verglichen, zeigt sich, dass DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) eher den Scheibenanteil abbildet als DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010), so dass in der Technical Specification für die Ermittlung der mittragenden Breite auf DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) verwiesen wird.

## 2.5 Verbindungsmittel

### 2.5.1 Allgemeines

Die Verbindungsmittel stellen ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal bzw. wesentliche Besonderheiten zu anderen materialreinen Systemen dar. Diese Verbindungsmittel müssen einerseits die Lasten aus dem Holz ableiten, andererseits muss eine ausreichende Verankerung im Beton vorhanden sein. Daher wurden eine Vielzahl an Verbindungsmitteln entwickelt, die häufig über Zulassungen geregelt sind.

In der Technical Specification wird die Schnittstelle geschaffen, mit dem Ziel, dass die zukünftige Bemessung der zugelassenen Verbindungsmittel mit Hilfe der Kennwerte aus den Zulassungen der einzelnen Verbindungsmittel und der Technical Specification erfolgen kann. Daher ist zu erwarten, dass es auch nach Einführung einer Bemessungsnorm für Holz-Beton-Verbundbauteilen weiterhin Zulassungen geben wird, zumal diese Bemessungsnorm nach aktuellem Stand „nur“ zwei Verbindungsmitteltypen regelt.

### 2.5.2 Zulassungen

#### 2.5.2.1 Allgemeines

Da bisher keine eingeführte Norm zur Berechnung von Holz-Beton-Verbund existiert, werden Holz-Beton-Verbunddecken im Wesentlichen durch Zulassungen geregelt. Diese Regelungen umfassen dabei i.d.R. nicht nur die Eigenschaften des Verbindungsmittel wie z.B. Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung, sondern auch die Berechnung des gesamten Bauteils. Diese Berechnungsvorschriften können von der hier vorgestellten Technical Specification abweichen. Sie sollen allerdings zukünftig durch die Technical Specification abgelöst werden.

Eine Zusammenstellung der aktuellen Zulassungen kann unter z.B. DIBt und ÖIB abgerufen werden. Im folgenden wird ein Auszug der aktuellen Zulassungen zusammengestellt, die nicht den Anspruch auf Vollständigkeit erhebt. Bei Anwendung dieser Zulassungen sind die darin gegebenen Regelungen zur Berechnung zu verwenden.

#### 2.5.2.2 Europäische Zulassungen

Auf europäischer Ebene besitzen z.Zt. folgende Systeme eine europäische technische Zulassung (ETA):

- Verbindungsmittel
  - ETA-13/0699: SFS VB Schrauben - SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton Verbundkonstruktionen (siehe ETA-13/0699)
- Deckensystem
  - ETA-13/0818: SEPA 2000 wood-concrete composite floor - Holz-Beton-Verbunddecke (siehe ETA-13/0818)
  - ETA-17/0353: Solaio Compound - Holz-Beton-Verbunddecke (siehe ETA-17/0353)

### 2.5.2.3 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen

Auf nationaler Ebene sind folgende System zugelassen:

- Schrauben
  - Z-9.1-342: SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (siehe Z-9.1-342)
  - Z-9.1-445: Timco II und III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem (siehe Z-9.1-445)
  - Z-9.1-603: TCC Schrauben als Verbindungsmittel für das TCC Holz-Beton-Verbundsystem (siehe Z-9.1-603)
  - Z-9.1-648: Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (siehe Z-9.1-648)
  - Z-9.1-803: SWG Timtec VG Plus - Vollgewindeschrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen (siehe Z-9.1-803)
  - Z-9.1-845: Star-Drive und RAPID Schrauben als Verbindungsmittel für das Schmid Schrauben Holz-Beton-Verbundsystem (siehe Z-9.1-845)
  - Z-9.1-851: BiFRi Verbund-Anker als Verbindungsmittel für das FRIEDRICH Holz-Beton-Verbundsystem (siehe Z-9.1-851)
  - Z-9.1-857: SFix-3 Schubfix-Schraube als Verbindungsmittel für das Elascor Holz-Beton-Verbund-System (SFix-3 Elascor HBV-System) (siehe Z-9.1-857)
  - Z-9.1-861: Hobet Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundsysteme (siehe Z-9.1-861)
  - Z-9.1-862: PMJ-6090 Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundsystemen (siehe Z-9.1-862)
- eingeklebte Stahlbleche
  - Z-9.1-557: Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern (siehe Z-9.1-557)
- Systeme
  - Z-9.1-474: Dennert Holz-Beton Verbundelemente (siehe Z-9.1-474)

## 2.5.3 Regelungen in der Technical Specification

### 2.5.3.1 Allgemeines

Im Rahmen der Technical Specification werden nach heutigem Stand daher nur zwei Verbindungsmitteltypen abgebildet

- stiftförmige Verbindungsmittel (inkl. eingeklebte Gewindestangen), die im 90°-Winkel zur Fuge eingebaut werden
- Kerfen (= über die gesamte Breite des Holzes verlaufende ausbetonierte Vertiefung im Holz)

Geklebte Verbindungen oder Verbundbausystem, die im Wesentlichen die Belastungen durch Reibung übertragen, werden von dieser Norm nicht erfasst und sind ausgeschlossen. Alle anderen Verbindungsmittel können prinzipiell verwendet werden, sofern die mechanischen Kenndaten wie Tragfähigkeit, Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit z.B. durch Zulassungen bekannt sind.

Für alle Verbindungsmittel gilt, dass mindestens 10% der Abscherkraft auch rechtwinklig zur Fuge als öffnende Kraft aufgenommen werden können.

$$F_{\perp, \min, d} = 0,1 \cdot F_{v, Ed} \quad (2.34)$$

mit  $F_{\perp, \min}$  minimale Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge  
 $F_{v, Ed}$  Bemessungswert der Abscherbeanspruchung in der Fuge

Hintergrund für diese Regelung ist, dass z.B. nicht ausgeschlossen werden kann, dass bei einem Einfeldträger eine unplanmäßige Einspannung durch die Wand entsteht. Damit besteht prinzipiell die Gefahr, dass sich das Holz vom Beton lösen kann. Hinzu kommt, dass Verkehrsbelastungen prinzipiell wiederkehrende Belastungen sind. Sollte diese Belastung häufiger auftreten, kann die Gefahr bestehen, dass sich die Kerfe aus dem Holz „herausarbeitet“. In diesem Fall würde sich die Betonplatte ebenfalls vom Holz lösen.

Um das Abheben in diesen Situationen zu verhindern, wird daher pauschal eine gewisse Beanspruchbarkeit  $\perp$  zur Fuge gefordert. Der Ursprung dieser Regelung ist allerdings bereits in DIN EN 1995-2: 2010 (2010) zu finden, so dass diese Regelung für die Technical Specification übernommen wurde.

### 2.5.3.2 Stiftförmige Verbindungsmittel

**2.5.3.2.1 Tragfähigkeit** Die Berechnung der stiftförmigen Verbindungsmittel in Holz-Holz-Verbindungen und Holz-Stahl-Verbindungen ist in DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) geregelt.

Die Tragfähigkeit dieser Verbindungsmittel basiert auf der Theorie nach Johansen (1949), der für das lokale Versagen bei auf Abscheren beanspruchter, stiftförmige Verbindungsmittel sechs Versagensmodi identifiziert hat (vgl. Abb. 2.18).

Um die Tragfähigkeit dieser Versagensmodi zu bestimmen, wird das Gleichgewicht an der Scherfuge unter der Annahme eines (ideal-) plastischen Verhalten der verbundenen Bauteile und der Verbindungsmittel ermittelt (vgl. Abb. 2.19).



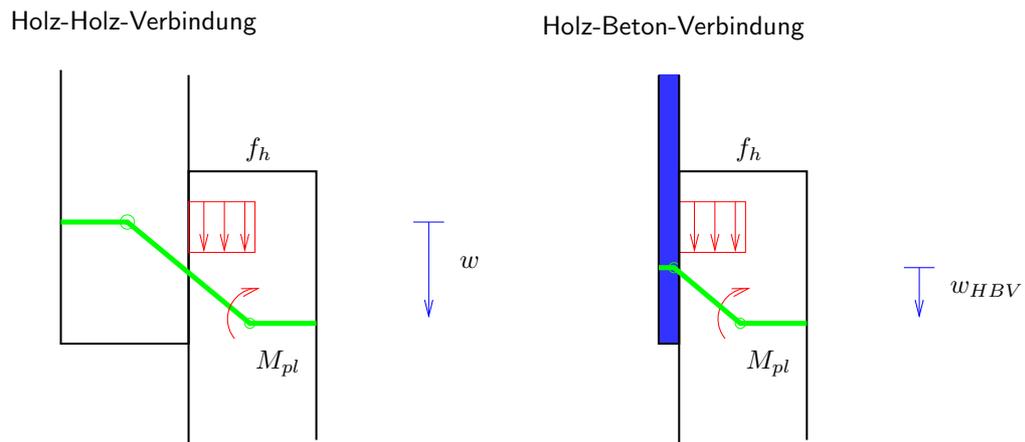


Abbildung 2.20: Vergleich der Verschiebung bei Holz-Holz- und Holz-Beton-Verbindungen

der Verbindung doppelt so groß.

Daher kann die Steifigkeit der stiftförmigen Verbindungsmittel bei einer Anordnung im 90°-Winkel dadurch ermittelt werden, dass die Verschiebungsmoduln der zugehörigen Holz-Holz-Verbindungen – analog zur Stahl-Holz-Verbindung – verdoppelt werden. Wie üblich im Holzbau wird auch hier zwischen der Steifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden.

Somit ergeben sich diese Steifigkeiten auf Abscheren zu

- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit
  - Stabdübel, Bolzen mit oder ohne Lochspiel, Schrauben, Nägel (vorgebohrt)

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d}{23} \quad (2.35)$$

- Nägel (nicht vorgebohrt)

$$K_{ser} = 2 \cdot \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{30} \quad (2.36)$$

- Nachweis der Tragfähigkeit: Die Steifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird – wie im Holzbau üblich – durch folgende Beziehung bestimmt

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (2.37)$$

Um ein Abheben der Betonplatte vom Holz zu verhindern, ist die Fuge so auszubilden, dass sie 10% der Abscherkraft als Belastung  $\perp$  zur Fuge als Zugkraft übertragen kann.

Bei einer Zwischenschicht mit einer Dicke von  $\leq 30$ mm und aus einer Material mit vergleichbarer Steifigkeit wie Vollholz, muss die Steifigkeit um 30% reduziert werden, sofern keine genaueren Angaben bekannt sind.

Für Dicken der Zwischenschicht zwischen 30mm und 50mm sind keine Werte gegeben. Dicken der Zwischenschicht über 50mm sind nicht im Rahmen dieser Technical Specification zugelassen.

### 2.5.3.3 Kerven

**2.5.3.3.1 Allgemeines** Unter Kerven versteht man über die gesamte Breite des Holzbauteils verlaufende Vertiefungen, die durch den Beton ausgegossen werden. Durch diesen Verguss ist eine kraftschlüssige Verbindung hergestellt. Diese Verbindungen werden häufig bei flächigen Holzbauteilen angewandt, da sie relativ einfach und kostengünstig herstellbar sind.

**2.5.3.3.2 Anwendungsbereich** Aufgrund der vorliegenden Untersuchungen, die nicht den gesamten möglichen Parameterbereich abdecken können, ist eine Begrenzung des Anwendungsbereichs notwendig. Für Kerven (vgl. Abb. 2.21) bedeutet dies, dass nach aktuellem Stand folgende Mindestanforderungen gestellt werden:

- Betongüte mindestens C20/25 mit einem maximaler Durchmesser des Zuschlagkorns von 16mm
- Brettschichtholz mind. der Festigkeitsklasse GL24 oder Vollholz mind. der Festigkeitsklasse C24 oder Funierschichtholz nach DIN EN 14374: 2005 - 02 (2005)
- Geometrie der Kerbe
  - Tiefe  $h_N \geq 20\text{mm}$  für übliche Belastungen (z.B. Hochbau) und  $h_N \geq 30\text{mm}$  für hohe Belastungen (z.B. Brückenbau)
  - rechnerische Länge zur Schubübertragung  $\min(l_v, l_s, 8 \cdot h_N)$
  - tatsächliche Vorholzlänge bzw. lichter Abstand zwischen den Kerven  $l_v, l_s \geq 12.5 \cdot h_N$
  - Länge der Kerbe im Holz  $l_N \geq 150\text{mm}$
  - Abhebesicherung durch Schrauben mit  $\varnothing \geq 6\text{mm}$
  - Neigungswinkel der Flanken

$$80^\circ \leq \alpha \leq \min \begin{cases} 115^\circ \\ 90^\circ + \Theta \end{cases} \quad (2.38)$$

Hintergrund für die Unterscheidung zwischen rechnerischer und tatsächlicher Vorholzlänge ist, dass die Spannungen lokal vom Beton in das Holz übertragen werden, so dass nicht die gesamte Länge angesetzt werden darf. Wie Vergleiche zu zimmermannsmäßig hergestellten Versätze zeigen, liefert die Berechnung der Tragfähigkeit mit einer rechnerischen Länge von  $8 \cdot h_N$  eine recht gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Es zeigt sich allerdings, dass bei einer Länge zur Schubübertragung von  $l_v, l_s = 8 \cdot h_N$  ein sprödes Versagen auftreten kann. Daher wird aus Gründen der Robustheit vorgegeben, dass die tatsächliche Länge zur Schubübertragung mind.  $12.5 \cdot h_N$  betragen muss.

Die Position der Schraube darf in gewissen Grenzen frei gewählt werden. Diese Grenzen sind dadurch definiert, indem die Schraube – in diesem Modell – die Umlenkung der Druckstrebe sicherstellt. Daher hängt der Druckstrebenwinkel von der Position der Schraube ab. Dieser

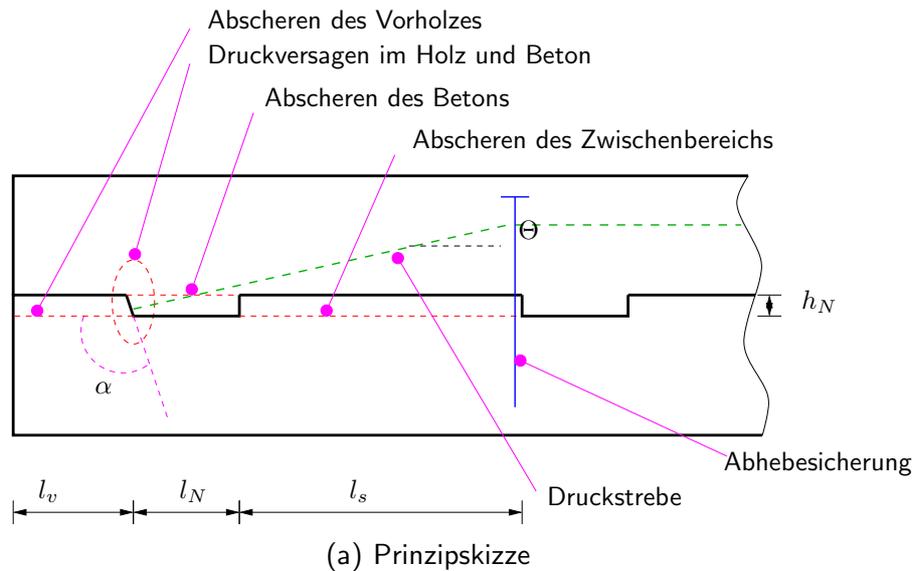


Abbildung 2.21: Kerne als Verbindungsmittel

Druckstrebenwinkel kann prinzipiell zwischen den folgenden Grenzen gewählt werden.

$$\Theta \begin{cases} \leq \Theta_{max} & \text{nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010)} \\ \geq \arctan\left(\frac{h_N}{l_N}\right) & \text{wg. Druckstrebenhöhe} \\ \geq \arctan\left(\frac{0,5 \cdot (h_N + h_c)}{l_N + l_s}\right) & \text{wg. Interaktion zwischen Kerne} \end{cases} \quad (2.39)$$

Die Begrenzung des Winkels  $\Theta$  dient dazu, dass die Druckstrebe nicht durch den unbelasteten Kernenrand eingeschnitten wird und dadurch zusätzliche Umlenkräfte im Beton entstehen (vgl. Abb. 2.22).

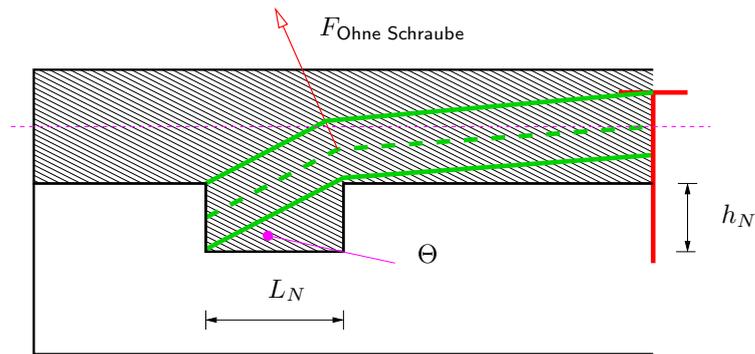


Abbildung 2.22: Kräfte bei eingeschnittener Druckstrebe

Die zweite untere Grenze des Winkels  $\Theta$  soll verhindern, dass die Umlenkkräfte mehrerer Kerfen sich auf eine Abhebesicherung konzentrieren (vgl. Abb. 2.23).

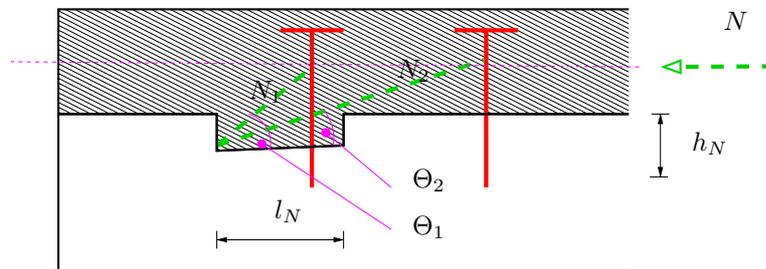


Abbildung 2.23: Druckstreben infolge mehrerer Abhebesicherungen im Einflussbereich der Kerfen

Da Steifigkeit Käfte anzieht, wird die der Kerve in Krafrichtung näher liegende Abhebesicherung stärker belastet als die weiter entfernt liegende Abhebesicherung (siehe Schänzlin (2019)). Wird nun die Abhebesicherung der Kerve außerhalb der gegebenen Grenzen eingebaut, liegt sie im Einflussbereich der nächsten Kerve, so dass diese Abhebesicherung die Belastung mehrere Kerfen aufnehmen muss. Damit ist eine gleichmäßige Verteilung der Belastung nicht mehr gegeben (vgl. Abb. 2.24).

Um diese aufwändige Berechnung zu verhindern, wurden die in Gl. (2.39) definierten Grenzen eingeführt.

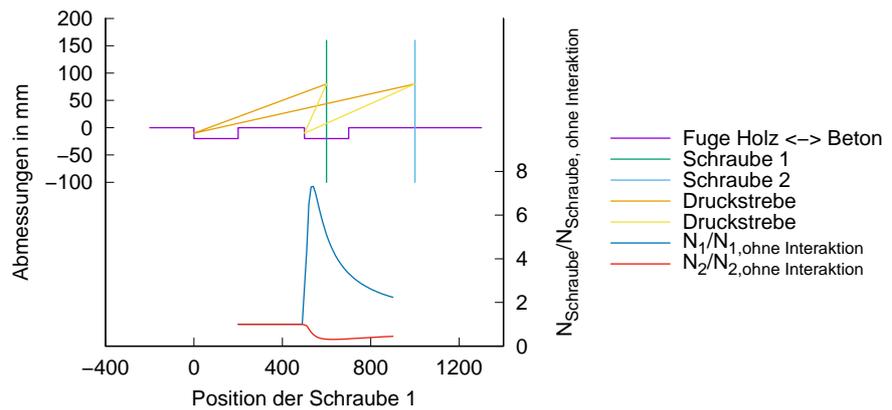
Der Abstand der Schraube von der kraftübertragenden Kontaktfläche der Kerve bestimmt sich i.d.R. dann durch

$$x = \frac{h_N + h_c}{2 \cdot \tan \Theta} \quad (2.40)$$

**2.5.3.3 Steifigkeit** Die Steifigkeit wurde im Wesentlichen aus numerischen und experimentellen Untersuchungen ermittelt (siehe Michelfelder (2006) und Kudla (2017)).

$$K_{ser} = \begin{cases} 1000 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } h_N = 20 \text{ mm} \\ 1500 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } h_N \geq 30 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.41)$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Steifigkeit der Kerve – im Gegensatz zu anderen



(a) Auswertung der Gleichungen

Höhe Beton	$h_c$	160mm
Tiefe Kerne	$h_N$	20mm
Länge der Kerne	$l_N$	200mm
Lichter Abstand zw. Kernen	$l_s$	300mm
Abstand Schraube 2 vom Kervengrund 1	$x_2$	1000mm
Abstand Schraube 1 vom Kervengrund 1	$x_1$	variabel

(b) Eingangswert

Abbildung 2.24: Auswertung der Belastung auf die Schrauben bei unterschiedlicher Position der Schraube 1

Verbindungsmitteln - nicht auf 2/3 der Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit reduziert werden. Daher darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit die gleiche Steifigkeit angesetzt werden wie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

**2.5.3.3.4 Tragfähigkeit** Für die Tragfähigkeit der Kerne werden die möglichen Versagensmodi in den Bemessungsgleichungen abgebildet (siehe Michelfelder (2006), Kudla (2017) und Abb. 2.21)

- Abscheren der Betonnocke
- Druckversagen der Kervenflanke im Beton
- Schubversagen des Vorholzes, wobei maximal das 8-fache der Kerventiefe als Vorholz angesetzt werden darf,
- Druckversagen der Kervenflanke im Holz

Diese Versagensmodi lassen sich durch folgende Beziehungen bestimmen

$$F_{R,d} = \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b \cdot l_N & \text{Abscheren der Betonnocke} \\ f_{c,d} \cdot b \cdot h_N & \text{Druckversagen Beton} \\ k_{cr} \cdot f_{v,d} \cdot b \cdot \underbrace{\min(l_v, l_s, 8 \cdot h_N)}_{\text{de facto } 8 \cdot h_N} & \text{Abscheren des Holzes} \\ f_{c,0,d} \cdot b \cdot h_N & \text{Druckversagen Holz} \end{cases} \quad (2.42)$$

mit	$F_{R,d}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit der Kerne
	$f_{v,c,d}$	„Schubfestigkeit“ des Betons
		$= \frac{\nu \cdot f_{cd}}{\cot \Theta + \tan \Theta}$
	$\nu$	Reduktionsfaktor der Tragfähigkeit zur Berücksichtigung der Risse im Beton bei einer Schubbeanspruchung
		$= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
	$b$	Breite der Kerne, i.d.R. 1m
	$l_N$	Länge der Betonbohle
	$f_{c,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons
	$h_N$	Kerntiefe
	$f_{v,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit der Kerne
	$l_v$	Vorholzlänge
	$l_s$	lichter Abstand zwischen den Kernen im Holz
	$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser

In dieser Gleichung werden „nur“ Bemessungswerte und keine charakteristischen Werte verwendet. Grund hierfür ist, dass der Beton und das Holz unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte aufweisen, so dass der Vergleich der charakteristischen Werte nicht immer zu den kleinsten Bemessungswerten der Tragfähigkeit der einzelnen Versagensmodi führt.

Bei der Ermittlung der Bemessungstragfähigkeit der Versagensmodi im Holz ist der  $k_{mod}$ -Wert des Holzes und nicht derjenige der Verbindung nach Gl. (2.6) zu verwenden, da bei Kernen keine gemischten Versagensmodi zu berücksichtigen sind und die einzelnen Festigkeiten des Holzes und des Betons sich nicht gegenseitig beeinflussen.

Zusätzlich zu diesen Versagensmodi soll eine abhebende Belastung angesetzt werden, die sich aus der Druckstrebenneigung ergibt. In der Technical Specification wird diese Druckstrebenneigung  $\Theta$  als die Neigung zwischen der Verankerung der Abhebesicherung und der Kerne definiert (vgl. Abb. 2.21).

$$F_{\perp,d} = \max \begin{cases} F_{\perp,min,d} = 0,1 \cdot F_{E,d} & \text{nach Gl. (2.34)} \\ F_{E,d} \cdot \tan \Theta \end{cases} \quad (2.43)$$

mit	$F_{\perp,d}$	Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge
	$F_{\perp,min,d}$	minimale Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge nach Gl. (2.34)
	$F_{E,d}$	auf die Kerne einwirkende Schubkraft
	$\Theta$	gewählter Druckstrebenwinkel

## 2.6 Wesentliche Besonderheiten bei der Bemessung von Holz-Beton nach der Technical Specification im Hinblick auf das Langzeitverhalten

### 2.6.1 Allgemeines

Bei Holz-Beton-Verbunddecken sind alle beteiligten Werkstoffe einem Kriechverhalten unterworfen. Durch dieses zeitabhängige Verhalten nimmt die Verformung der Decke im Lauf der Zeit zu. Darüber hinaus werden Spannungen umgelagert, so dass das Kriechen nicht nur aus

Sicht der Gebrauchstauglichkeit, sondern auch im Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt werden muss.

Die wesentlichen Unterschiede der Technical Specification im Vergleich zu den üblicherweise verwendeten Zulassungen der Verbindungsmittel als Berechnungsrichtlinie sind

- Berücksichtigung eines zusätzlichen Zeitraums
- Berücksichtigung der Auswirkungen der Lastumlagerungen infolge Kriechen

Im Folgenden soll auf diese beiden Punkte näher eingegangen werden.

## 2.6.2 Maßgebende Zeitpunkte (oder „Steifigkeit zieht Kräfte an“)

Bei der Bemessung von Bauteilen, die ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen, werden i.d.R. die Zeitpunkte  $t = 0$  und  $t = \infty$  nachgewiesen, wobei der Zeitpunkt  $t = 0$  derjenige Zeitpunkt ist, bei dem das Tragwerk erstmals mit der Bemessungslast belastet wird, und der Zeitpunkt  $t = \infty$  im Hochbau der Zeitdauer nach 50 Jahren entspricht. Um das Kriechen in der Berechnung abzubilden, wird der E-Modul modifiziert

$$E_{kriechen} = \frac{E_0}{1 + k_{def}} \quad (2.44)$$

mit  $E_{kriechen}$  effektiver E-Modul zur Berücksichtigung der Kriechverformung  
 $E_0$  E-Modul ohne Kriechen, also zum Zeitpunkt  $t = 0$   
 $k_{def}$  Deformationsfaktor bzw. Kriechzahl des Materials

Die Steifigkeit des Verbundquerschnitts kann entsprechend dem  $\gamma$ -Verfahren bestimmt werden durch

$$EJ_{eff} = E_1 \cdot J_1 + E_2 \cdot J_2 + E_1 \cdot A_1 \cdot \gamma_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \quad (2.45)$$

mit  $EJ_{eff}$  effektive Biegesteifigkeit  
 $E_i$  E-Modul des Querschnitts  $i$   
 $J_i$  Flächenträgheitsmoment des Querschnitts  $i$   
 $A_i$  Querschnittsfläche des Querschnitts  $i$   
 $\gamma_1$  Verbundfaktor  
 $a_i$  Abstand des Schwerpunkts des Teilquerschnitts vom Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts  
 $i$  Index des Teilquerschnitts, wobei i.d.R.  
 = 1 für oben liegender Betonquerschnitt  
 = 2 für unten liegender Holzquerschnitt

Soll das effektive Flächenträgheitsmoment daraus bestimmt werden, indem diese Biegesteifigkeit durch den Bezugs-E-Modul, z.B.  $E_{Beton}$ , geteilt wird, können die Steifigkeitsverhältnisse  $n_{Holz} = E_{Holz}/E_{Beton}$  und  $n_{Beton} = E_{Beton}/E_{Beton} = 1$  eingeführt werden. Es ergibt sich

$$E_{Beton} \cdot J_{eff} = E_{Beton} \cdot n_{Holz} \cdot J_{Holz} + E_{Beton} \cdot J_{Beton} + E_{Beton} \cdot A_{Beton} \cdot \gamma_1 \cdot a_{Beton}^2 + E_{Beton} \cdot n_{Holz} \cdot A_{Holz} \cdot a_{Holz}^2 \quad (2.46)$$

bzw.

$$J_{eff} = n_{Holz} \cdot J_{Holz} + J_{Beton} + A_{Beton} \cdot \gamma_1 \cdot a_{Beton}^2 + n_{Holz} \cdot A_{Holz} \cdot a_{Holz}^2 \quad (2.47)$$

Werden daraus nun die inneren Schnittgrößen im Holzquerschnitt bestimmt

- Moment

$$M_{Holz} = \frac{M_{ges}}{(E_v \cdot J_{eff})} \cdot E_i \cdot J_i = \frac{M_{ges}}{J_{eff}} \cdot J_{Holz} \cdot n_{Holz} \quad (2.48)$$

- Normalkraft

$$N_{Holz} = \frac{M_{ges}}{E_v \cdot J_{eff}} \cdot E_i \cdot A_i \cdot \gamma_i \cdot a_i = \frac{M_{ges}}{J_{eff}} \cdot n_{Holz} \cdot A_{Holz} \cdot a_{Holz} \quad (2.49)$$

wird deutlich, dass das Steifigkeitsverhältnis  $n_{Holz}$  die Schnittgrößen im Holzquerschnitt direkt beeinflusst.

Wird dieses Steifigkeitsverhältnis für das Langzeitverhalten ausgewertet, ergibt sich folgende Beziehung

$$n_{Holz} = \frac{E_{Holz}}{E_{Beton}} \cdot \frac{1 + \varphi_{Beton}(t, t_0)}{1 + k_{def, Holz}(t)} = \frac{E_{Holz}}{E_{Beton}} \cdot \frac{1 + \varphi_{Beton}(t = \infty, t_0) \cdot f_{Beton}(t)}{1 + k_{def, Holz}(t = \infty) \cdot g_{Holz}(t)} \quad (2.50)$$

mit	$n_{Holz}$	Steifigkeitsverhältnis
	$\varphi_{Beton}(t = \infty, t_0)$	Endkriechzahl des Betons
	$k_{def, Holz}(t = \infty)$	Endkriechzahl des Holzes
	$f_{Beton}(t)$	Zeitfunktion der Entwicklung der Kriechzahl des Betons
	$g_{Holz}(t)$	Zeitfunktion der Entwicklung der Kriechzahl des Holzes

Damit hängt das Steifigkeitsverhältnis nicht nur vom jeweiligen E-Modul, sondern auch vom Verhältnis der jeweiligen Kriechzahl des Teilquerschnitts zum Zeitpunkt  $t$  ab. Haben beide Querschnitte die gleiche Kriechzahl ( $\varphi_{Beton}(t = \infty, t_0) = k_{def, Holz}(t = \infty)$ ) und die gleiche zeitliche Entwicklung der Kriechzahl ( $g_{Holz}(t) = f_{Beton}(t)$ ), bleibt das Steifigkeitsverhältnis konstant, so dass sich keine Änderungen in den Schnittgrößen ergeben.

Weisen die beiden Querschnitte eine unterschiedliche Endkriechzahl, aber eine zeitlich affine Entwicklung wie z.B. beim Verbund zweier Betonbauteile auf ( $g_{Holz}(t) = f_{Beton}(t)$ ) kann gezeigt werden, dass der Extremwert des Steifigkeitsverhältnisses und damit der Extremwert der Schnittgrößen bzw. Spannungen immer zu den Zeitpunkten  $t = 0$  oder  $t = \infty$  auftreten, sofern die Kriechzahl stetig ansteigt, indem sie z.B. asymptotisch gegen einen Grenzwert konvergiert.

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist keine der beiden oben angesprochenen Annahmen erfüllt. So haben beide Materialien sowohl unterschiedliche Endkriechzahlen als auch eine unterschiedliche zeitliche Entwicklung (vgl. Abb. 2.25).

Werden die Verläufe der Kriechzahlen auf den Endwert normiert und gegenüber gestellt, zeigt sich, dass innerhalb der ersten 3 bis 7 Jahre der Beton stärker kriecht als das Holz. Dies bedeutet, dass innerhalb dieses Zeitraums folgende Beziehung gilt:

$$g_{Holz}(t) < f_{Beton}(t) \text{ für } t \leq \sim 3 \text{ Jahre} \quad (2.51)$$

Damit nimmt das Steifigkeitsverhältnis  $n_{Holz}$  in diesem Zeitraum zu (vgl. Abb. 2.26), so dass in dessen Folge insbesondere das Moment im Holzquerschnitt ebenfalls zunimmt.

Im Zeitraum von 3 bis 7 Jahren ist die Kriechzahlentwicklung beider Querschnitte annähernd

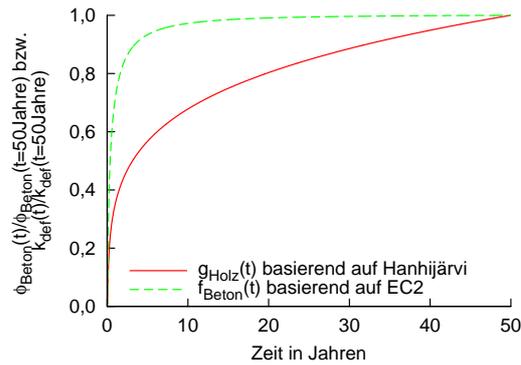


Abbildung 2.25: Zeitfunktionen der Kriechzahlen des Betons  $f_{\text{Beton}}(t)$  und des Holzes  $g_{\text{Holz}}(t)$

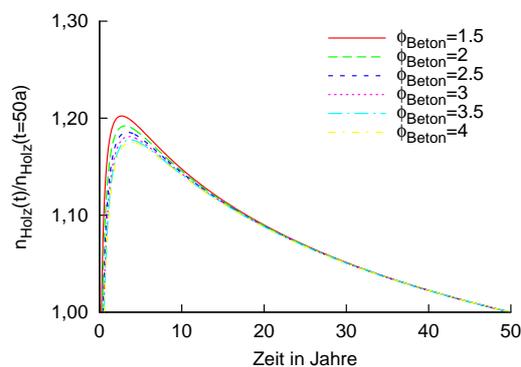


Abbildung 2.26: Verlauf des Verhältnisses der effektiven E-Moduli über die Zeit bezogen auf das Verhältnis nach 50 Jahren für eine Holz-Beton-Verbunddecke im Innern

konstant, so dass gilt

$$\Delta g_{\text{Holz}}(t) = \Delta f_{\text{Beton}}(t) \text{ für } \sim 3\text{Jahre} \leq t \leq \sim 7\text{Jahre} \quad (2.52)$$

Damit werden in diesem Zeitraum keine wesentlichen Schnittgrößen umgelagert.

Nach diesem Zeitraum ist ein Großteil des Kriechens des Betons abgeschlossen, so dass die Änderungen nach etwa 7 Jahren sich wie folgt beschreiben lassen

$$\Delta g_{\text{Holz}}(t) > \Delta f_{\text{Beton}}(t) \text{ für } t \geq \sim 7\text{Jahre} \quad (2.53)$$

Damit nimmt das Steifigkeitsverhältnis  $n_{\text{Holz}}$  wieder ab, so dass die Belastung zurück auf den Beton übertragen wird bzw. das Moment im Holzquerschnitt abnimmt.

Zusammenfassend ist es bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen also nicht immer ausreichend, den Spannungsnachweis „nur“ zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  durchzuführen, da sich auch Zwischenzustände infolge der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung als kritisch erweisen können.

Dieser zusätzliche Zeitpunkt stellt einen zusätzlich zu führenden statischen Nachweis dar. Wird die Holz-Beton-Verbunddecke allerdings im Gesamten betrachtet, zeigt sich, dass im eigentlichen Anwendungsbereich von Holz-Beton-Verbunddecken häufig der Verformungsnachweis maßgebend wird. Damit wird einerseits dem Ingenieur ein weiterer Zeitpunkt „auf-

gebürdet“, der aber andererseits häufig nur eine geringe Auswirkung auf die Abmessungen haben wird, da die Verformung die Querschnittshöhen bestimmt. Daher wurde mit Hilfe einer Parameterstudie untersucht (siehe Tabelle 1), wie groß denn der Einfluss dieses zusätzlichen Zeitpunkts auf die Spannungen in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen ist.

Tabelle 2.2: Parameterbereich zur Bestimmung des Einflusses des Zeitpunkts 3 bis 7 Jahre

Parameter	Minimum	Maximum	Schrittweite
Materialkriechzahl des Betons	1	4	1
Materialkriechzahl des Holzes	0.2	2	0.2
Spannweite in m	4	10	2
Verkehrslast in kN/m	1.5	5	1.5
Steifigkeit der Verbindungsmittel in kN/m	10	1000000	50000
Abstand der Verbindungsmittel in m		0.5	
Eigengewicht in kN/m	Interne Bestimmung		
Dichte des Betons in kN/m <sup>3</sup>		25	
Dichte des Holzes in kN/m <sup>3</sup>		5	
Ausbauast in kN/m		1.5	
Holz		C24	
Verhältnis $h_{\text{Beton}}/h_{\text{Holz}}$		2:1, 1:1,2:1	
Breite des Betonquerschnitts in cm		80	
Breite des Holzquerschnitts in cm		8,12,24,80	

Im Rahmen der Auswertung der Daten wurde das Verhältnis zwischen der maximalen Spannung zum Zeitpunkt  $t = 0$  bzw.  $t = 50$  Jahre und der Spannung innerhalb des Intervalls 3 bis 7 Jahre gebildet (vgl. Abb. 2.27).

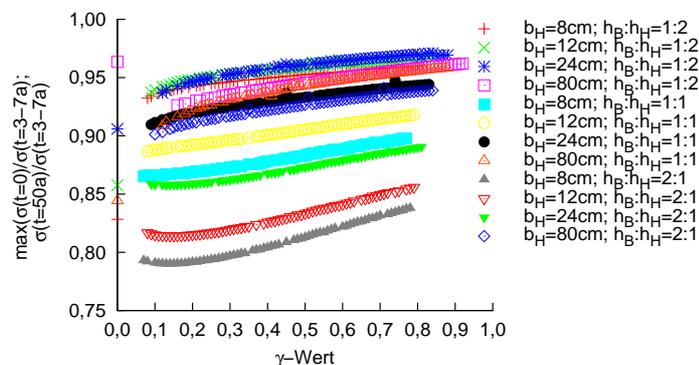


Abbildung 2.27: Minimales Verhältnis der Spannungen zum Zeitpunkt  $t = 0$  bzw.  $t = 50$  Jahre bezogen auf die Spannungen im Zeitraum 3 bis 7 Jahre

Wie aus dieser Untersuchung ersichtlich wird, ist von einem minimalen Verhältnis der Spannungen zum Zeitpunkt  $t = 0$  bzw.  $t = 50$  Jahre und den Spannungen im Intervall von 3 bis 7 Jahren in der Höhe von etwa 80% auszugehen. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass Spannungen zum Zeitpunkt  $t = 0$  bzw.  $t = 50$  Jahren um 25% erhöht werden sollten, um diesen kritischen Zwischenzustand im Intervall zwischen 3 und 7 Jahren mit den bisher üblicherweise geführten Nachweise zu den Zeitpunkten  $t = 0$  und  $t = 50$  Jahre abdecken zu können. Diese Spannungserhöhung bezieht sich allerdings nur auf die ständig wirkenden Lasten, da nur diese die Kriechverformungen und damit die Spannungsumlagerungen erzeugen.

Somit bietet die Technical Specification als Vereinfachung an, den Zeitraum von 3 bis 7 Jahre zu vernachlässigen, wenn die ständigen Spannungen z.B. infolge Eigengewicht für die Nachweise zu den Zeitpunkten  $t = 0$  bzw.  $t = 50$  Jahre um 25% erhöht werden.

### 2.6.3 Kriechen

Um das zeitabhängige Verhalten der Verbunddecke zu beschreiben, werden die Kriechzahlen der jeweiligen Materialnorm verwendet. Diese Kriechzahlen sind dabei als das Verhältnis der Kriechverformung zur elastischen Verformung definiert.

$$k_{def} = \frac{w_{kriechen}}{w_{elastisch}} \quad (2.54)$$

mit  $k_{def}$  Materialkriechzahl  
 $w_{kriechen}$  Kriechverformung  
 $w_{elastisch}$  elastische (Ausgangs-)Verformung

Die gesamte Dehnung eines statisch bestimmt gelagerten Bauteils unter Kriechen lässt sich somit durch folgende Beziehung bestimmen

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{elastisch} + \varepsilon_{kriechen} = \varepsilon_{elastisch} \cdot (1 + k_{def}) \quad (2.55)$$

Die Dehnung lässt sich durch folgende Beziehung erfassen:

$$\varepsilon_{ges} = \frac{\sigma}{E^*} = \frac{\sigma}{E} \cdot (1 + k_{def}) \quad (2.56)$$

so dass sich nach dem Kürzen die übliche Methode zur Abbildung des Kriechens in der Berechnung der Schnittgrößen ergibt, indem der E-Modul des jeweiligen Materials wie folgt abgemindert wird.

$$E^* = \frac{E}{1 + k_{def}} \quad (2.57)$$

Durch die Verwendung des mit der Kriechzahl modifizierten E-Moduls kann also der Endzustand direkt bestimmt werden, so dass die Schnittgrößen im Endzustand abgeschätzt werden können. Strenggenommen ist allerdings diese Berücksichtigung des Kriechens nur dann zulässig, wenn keine z.B. durch angrenzenden Bauteile behinderte Dehnung vorhanden ist.

Wird das Bauteil in seiner Kriechverformung komplett behindert, wird dies als Relaxation bezeichnet. In diesem Fall ist die gesamte Verformung konstant über die Zeit.

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{elastisch} + \varepsilon_{kriechen} = konstant \quad (2.58)$$

bzw.

$$\frac{d}{dt}\varepsilon_{ges}(t) = \frac{d}{dt}\varepsilon_{elastisch}(t) + \frac{d}{dt}\varepsilon_{kriechen}(t) = 0 \quad (2.59)$$

Die Ableitung der elastischen Dehnung lässt sich durch folgende Beziehung bestimmen

$$\frac{d}{dt}\varepsilon_{elastisch} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d}{dt}\sigma(t) \quad (2.60)$$

während die Ableitung der Kriechverformung sich durch folgende Beziehung ermitteln lässt

$$\frac{d}{dt}\varepsilon_{kriechen}(t) = \frac{\sigma(t)}{E} \cdot \frac{d}{dt}k_{def}(t) \quad (2.61)$$

Diese drei Gleichungen ineinander gesetzt, liefert die Differentialgleichung für die Ermittlung der Spannung bei Relaxation (siehe Dischinger (1939))

$$\frac{1}{E} \cdot \frac{d}{dt}\sigma + \frac{\sigma(t)}{E} \cdot \frac{d}{dt}k_{def}(t) = 0 \quad (2.62)$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung lautet

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{-k_{def}(t)} \quad (2.63)$$

Wird nun der effektive E-Modul bestimmt, ergibt sich für die Relaxation ein effektiver E-Modul von

$$E^* = \frac{E}{e^{k_{def}}} = \frac{E}{1 + \underbrace{\varphi_{Verbund}}_{e^{k_{def}} - 1}} \quad (2.64)$$

Dieser weicht deutlich vom reinen Kriechfall ab (vgl. Abb. 2.28).

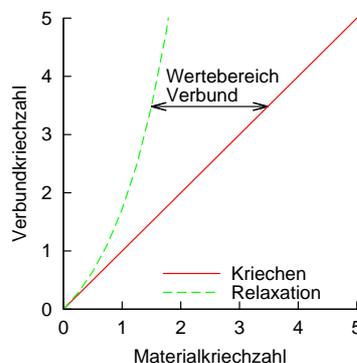


Abbildung 2.28: Wertebereich der effektiven Kriechzahl bei reinem Kriechen und Relaxation

In einem Holz-Beton-Verbundsystem werden allerdings die beiden Fälle „Kriechen“ und „Relaxation“ nicht erreicht. Weder handelt es sich um eine reine Kriechverformung, da die beiden Querschnittsteile Holz und Beton sich gegenseitig beeinflussen; noch handelt es sich um eine Relaxation, da die Steifigkeiten des Holz- bzw. Betonquerschnitts endliche Werte aufweisen und damit immer eine Verformung einhergehen wird. Dies hat zur Folge, dass sich die effektive Verbundkriechzahl zwischen der Kriechzahl des reinen Kriechens und der effektiven Kriechzahl bei Relaxation einstellt.

Dieses Phänomen tritt nicht nur im Holz-Beton-Verbundbau auf. Kupfer u. Kirmair (1987)

entwickelte eine Lösung für die Lastumlagerungen bei Betonbauteilen mit nachträglich aufgebracht Betonquerschnitten. Als Annahme wurde ein affines Kriechverhalten beider Komponenten vorausgesetzt, d.h. die auf den Endwert der jeweiligen Kriechdehnung bezogene zeitabhängige Kriechdehnung ist für beide Teilquerschnitte zu jedem Zeitpunkt gleich. Kreuzinger (1994) (siehe Blass u. a. (1995)) erweitert dieses Verfahren für den Holz-Beton-Verbund insbesondere hinsichtlich der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge unter der Annahme einer verschmierten Verbindungsmittelsteifigkeit. Um nun die in Abb. 2.25 dargestellte unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Kriechdehnungen zu erfassen, wird in Schänzlin (2003) die Lösung nach Kreuzinger (1994) in einzelne Intervalle zerlegt (vgl. Abb. 2.29). Innerhalb dieser Intervalle kann von einem näherungsweise linearen Zusammenhang zwischen den Kriechdehnungen des Holzes und des Betons ausgegangen werden.

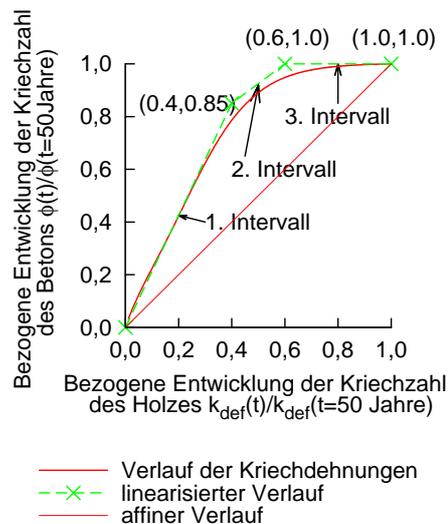


Abbildung 2.29: Kriechzahlentwicklung des Betons in Abhängigkeit der Kriechzahlentwicklung des Holzes

Damit erhält man Bestimmungsgleichungen für die effektive Kriechzahl  $\varphi$  beider Komponenten unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundtragwirkung, des Einflusses der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung und des Einflusses der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (vgl. Schänzlin (2003) und Gl. (2.65)).

$$\Delta\varphi_{u,v,i} = \Delta\varphi_{u,m,i} \cdot \left( \frac{1 + \Delta\varphi_{w,m,i}}{\Delta\varphi_{w,m,i} - e^{-\Delta\psi_i} \cdot (\Delta\varphi_{w,m,i} - \Delta\psi_i)} - \frac{1}{\Delta\psi_i} \right) \quad (2.65)$$

mit  $\delta_{1,i}$  Flexibilität der Komponente  $i$   
 $\varphi_i$  Materialkriechzahl der Komponente  $i$

Als Eingangswerte in Gl. (2.65) sind folgende Größen erforderlich:

- Systemkriechzahl  $\Delta\psi_i$ :

$$\psi = \frac{\delta_{1,o} \cdot \varphi_o + \delta_{1,w} \cdot \varphi_w}{\delta_{1,o} + \delta_{1,w}} \quad (2.66)$$

- Flexibilität der Komponente Holz

$$\delta_{H,1,1} = \frac{1}{E_H \cdot A_H} \cdot \frac{l}{2} + \frac{e^2}{E_H \cdot J_H} \cdot \frac{l}{2} \quad (2.67)$$

und der Komponente Beton

$$\delta_{B,1,1} = \frac{1}{E_B \cdot A_B \cdot \gamma_B} \cdot \frac{l}{2} + \frac{(z - e)^2}{E_B \cdot J_B} \cdot \frac{l}{2} \quad (2.68)$$

mit  $e$  Abstand vom Schwerpunkt der Teilfläche 2 zum Biegesteifigkeitsschwerpunkt (vgl. Abb. 2.30)

$$= z \cdot \frac{1}{1 + \frac{EJ_B}{EJ_H}}$$

$z$  Abstand der Schwerpunkte der Teilquerschnitte  
(= innerer Hebelarm)

$$\gamma_B = \frac{\varepsilon_{B,nachgiebig}}{\varepsilon_{B,starr}}$$

$$= \frac{1}{1+k} \text{ nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010)}$$

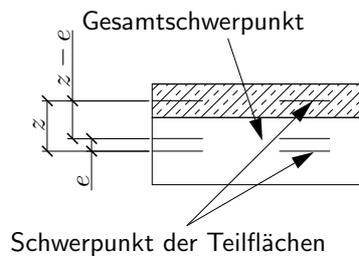


Abbildung 2.30: Definition des Abstands  $e$

- die Materialkriechzahlen innerhalb der einzelnen Intervalle nach Tab. 2.3 und Abb. 2.29

Tabelle 2.3: Intervalle der vereinfachten Berechnung

Zeitpunkt	$t = 3 - 7a$		$t = \infty$	
	$\Delta\varphi_H$	$\Delta\varphi_B$	$\Delta\varphi_H$	$\Delta\varphi_B$
1	$0,40 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,85 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$	$0,40 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,85 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$
2	$0,10 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,05 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$	$0,20 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,15 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$
3	$0,0 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,0 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$	$0,40 \cdot \varphi_{H,M,\infty}$	$0,0 \cdot \varphi_{B,M,\infty}$

- mit  $\Delta\varphi_{o,M,i}$  Materialkriechzahl des Werkstoffs  $o$  im Intervall  $i$   
 $\varphi_{o,M,\infty}$  Materialkriechzahl des Werkstoffs  $o$  zum Zeitpunkt  $t = \infty$   
 $\Delta\varphi_{o,V,i}$  Verbundkriechzahl des Werkstoffs  $o$  im Intervall  $i$   
 $\cong$  resultierende Kriechzahl unter Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung im Verbundsystem

Die resultierende Kriechzahl des jeweiligen Verbundpartners bestimmt sich dann durch

$$\varphi_{o,V} = \sum_i \Delta\varphi_{o,M,i} \quad (2.69)$$

mit  $\Delta\varphi_{o,v,i}$  Verbundkriechzahl des Werkstoffs  $o$  im Intervall  $i$  nach Gl. (2.65)

Wird das Langzeitverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken mit Hilfe der Verknüpfung der rheologischen Modelle von Holz, Verbindungsmittel und Beton unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel erfasst (siehe u.a. Schänzlin (2003), Fragiaco (2000), Bou Said (2003) oder Khorsandnia u. a. (2014)), zeigt sich, dass dieser deutliche Unterschied zwischen der Materialkriechzahl und der effektiven Kriechzahl im Verbund sich auch aus den Ergebnissen dieser Simulationen ermitteln lässt (vgl. Abb. 2.31).

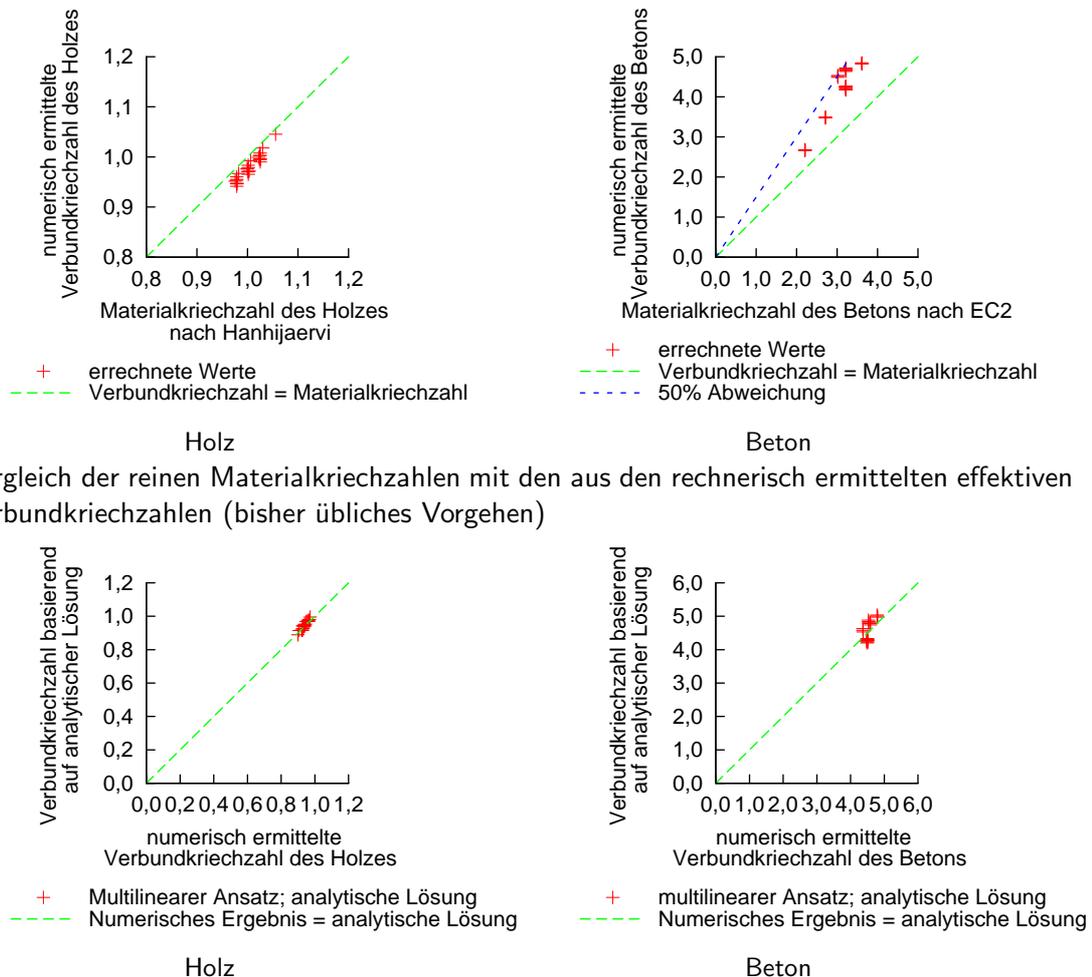


Abbildung 2.31: Vergleich der Ermittlung der Kriechzahlen

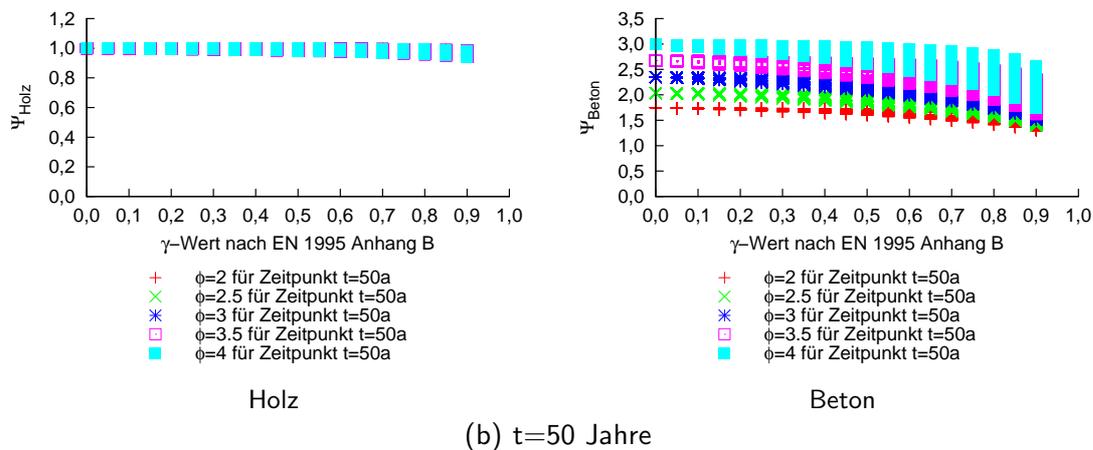
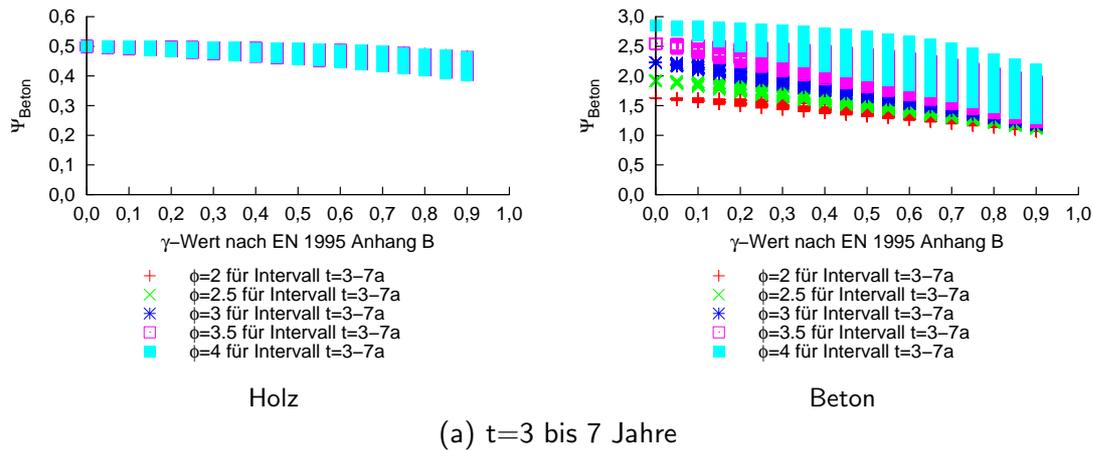
So ist bei den in Abb. 2.31a dargestellten Kriechzahlen ein deutlicher Unterschied zwischen der reinen Materialkriechzahl und der im numerischen Modell ermittelten Verbundkriechzahl vorhanden, während dieser Unterschied bei der Verwendung der analytisch ermittelten Verbundkriechzahlen unter Berücksichtigung der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung der Kriechzahl eine recht gute Übereinstimmung zwischen den numerisch und den analytisch ermittelten Werten erreicht wird (siehe Abb. 2.31b).

Allerdings sind diese Bestimmungsgleichungen für die Bemessung z.T. aufwendig, so dass Vereinfachungen angestrebt werden. Dazu wird in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1: 2010 (2010) die Kriechzahl mit einem Beiwert  $\psi$  multipliziert.

Dieser Vergrößerungsfaktor der Materialkriechzahl ( $\cong$  Endkriechzahl ohne Behinderung durch den Verbund; Endkriechzahlen nach den jeweiligen Normen) bestimmt sich zu:

$$\psi_i = \frac{\varphi_{i,Verbund}}{\varphi_{i,Material}} \tag{2.70}$$

Für die Ermittlung dieser  $\psi$ -Beiwerte wurden umfassende Parameteruntersuchungen für typische Fälle durchgeführt (vgl. Abb. 2.32).



Kriechzahl des Holzquerschnitts:	$k_{def} = 0.6$
E-Modul des Holzes:	10.000N/mm <sup>2</sup>
E-Modul des Betons:	30.000N/mm <sup>2</sup>
Höhe des Holzquerschnitts	10cm ... 30cm
Breite des Holzquerschnitts	12cm ... 20cm und 100cm
Höhe des Betonquerschnitts	6cm ... 18cm
Breite des Betonquerschnitts	100cm

(c) Parameter der Vergrößerungsfunktion

Abbildung 2.32: Ausgewählte Fälle der Vergrößerungsfunktion  $\psi$  für Beton (links) und Holz (rechts)

Für eine Berechnung ist diese Vielzahl an möglichen Parameter zu umfassend. Daher wurde diese Ansatzfunktionen für vier verschiedene Kombinationen ausgewertet, zwischen denen

linear interpoliert werden darf. An die sich daraus ergebenden  $\psi$ -Beiwerte wurden Funktionen

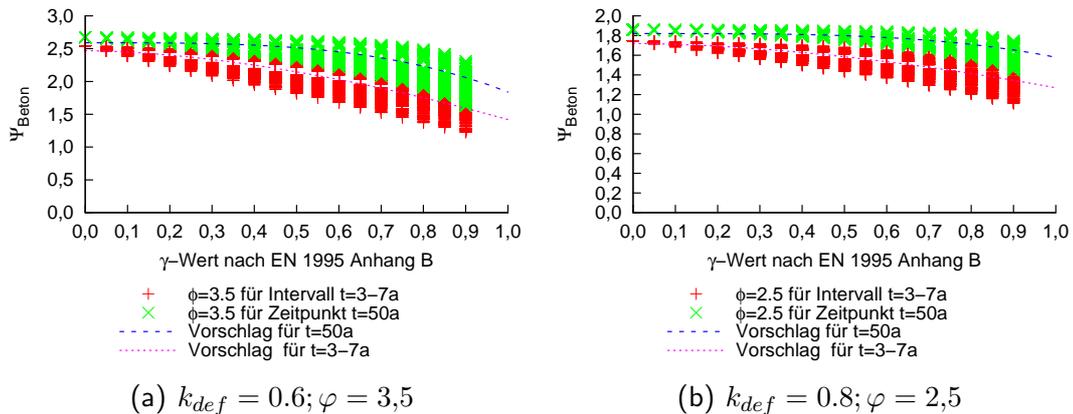


Abbildung 2.33: Ausgewertete Parameter

angepasst (vgl. Abb. 2.33), die in Tab. 2.4 gegeben ist.

Tabelle 2.4: Verbundfaktoren zur Ermittlung der Verbundkriechzahl für Deckensysteme ( $b_H = b_B$ ,  $1/5 < A_{B,eff}/A_H < 1$ ) und für Balken ( $b_H \ll b_B$ ;  $1 < A_{B,eff}/A_H < 5$ )

Beton $\varphi = 3,5; k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,5 - \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,6 - 0,8 \cdot \gamma_1^2$
Beton $\varphi = 3,5; k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 2,2 - 0,8 \cdot \gamma_1^{1,2}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,3 - 0,5 \cdot \gamma_1^{2,6}$
Beton $\varphi = 2,5; k_{def} = 0,6$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,9 - 0,6 \cdot \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9}$
Beton $\varphi = 2,5; k_{def} = 0,8$	
$\psi_B(t = 3 - 7a)$	$= 1,7 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,1}$
$\psi_B(t = \infty)$	$= 1,8 - 0,3 \cdot \gamma_1^{2,5}$
Holz in allen Fällen	
$\psi_H(t = 3 - 7a)$	$= 0,5$
$\psi_H(t = \infty)$	$= 1,0$
Verbindung in allen Fällen	
$\psi_{VBM}(t = 3 - 7a)$	$= 0,65$
$\psi_{VBN}(t = \infty)$	$= 1,0$

Für den Zeitpunkt  $t = 0$  sind alle  $\psi$ -Werte zu 0 zu setzen.

Damit ergibt sich die effektive Verbundkriechzahl der jeweiligen Komponente zu den maßgebenden Zeitpunkten zu:

$$\varphi_{i,Verbund} = \psi_i \cdot \varphi_{i,Material} \quad (2.71)$$

Um das Kriechen nun in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigen zu können, wird also der E-Modul in der Berechnung durch folgende Beziehung ermittelt

$$E_H(t) = \frac{E_0}{1 + \psi_H \cdot k_{def}} \quad \text{für Holz} \quad (2.72)$$

$$E_B(t) = \frac{E_0(t_{Belastung})}{1 + \psi_B \cdot \varphi} \quad \text{für Beton} \quad (2.73)$$

$$K = \frac{K_0}{1 + \psi_{VBM} \cdot k'_{def}} \quad \text{für die Verbindung} \quad (2.74)$$

- mit  $E(t)$  E-Modul zum jeweilig betrachteten Zeitpunkt inkl. der fiktiven Abnahme zur Berücksichtigung des Kriechens  
 $E_0$  E-Modul des Materials ohne Kriechen  
 $K$  Verbindungsmittelsteifigkeit  
 $K_0$  Verbindungsmittelsteifigkeit ohne Kriechen  
 $\psi$  Vergrößerungsfaktoren der Kriechzahl infolge der Umlagerung (siehe Tab. 2.4)  
 $k_{def}$  Materialkriechzahl des Holzes nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010)  
 $\varphi$  Materialkriechzahl des Betons nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010)

Die effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels bestimmt sich zu:

$$k'_{def} = 2 \cdot k_{def} \quad (2.75)$$

- mit  $k'_{def}$  effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels  
 $k_{def}$  Endkriechzahl des Holzes  
 $\varphi_{Beton}(t = \infty)$  Endkriechzahl des Betons

Die Vergrößerung der Kriechzahl bei den Verbindungsmittel um den Faktor 2 beruht auf der Tatsache, dass lokal eine höhere Beanspruchung im Bereich der Verbindungsmittel auftreten kann, so dass hier größere Verformungen auftreten. Ein Einfluss des Kriechens des Betons wird hier vernachlässigt, da der elastische Anteil des Betons an der Verformung relativ gering ist, so dass – unter der Annahme eines linearen Kriechens – der Kriecheinfluss des Betons auf die Steifigkeit im Vergleich zum Einfluss der Holzes ohne größere Auswirkungen ist.

Bei der Bestimmung der effektiven Kriechzahlen mit Hilfe des  $\psi$ -Werts ist der Verbundfaktor  $\gamma_1$  eine wesentliche Eingangsgröße. Da allerdings auch andere Verfahren zur Anwendung kommen können, bei denen die Nachgiebigkeit nicht über den  $\gamma_1$ -Wert nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) Anhang B abgebildet wird. Da in diesen alternativen Verfahren die Schnittgrößen ermittelt werden, kann mit Hilfe dieser Schnittgrößen der Verbundfaktor abgeschätzt werden.

$$\gamma_1 \approx \frac{EA_{tim} \cdot EJ_{tim} \cdot N}{EA_{conc} \cdot (EA_{tim} \cdot M_{tim} \cdot z - EJ_{tim} \cdot N)} \quad (2.76)$$

mit	$\gamma_1$	Verbundfaktor (eigentlich nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010), Anhang B)
	$EA_{tim}$	Dehnsteifigkeit des Holzes zum Zeitpunkt $t = 0$
	$EJ_{tim}$	Biegesteifigkeit des Holzes zum Zeitpunkt $t = 0$
	$N$	Normalkraft im Teilquerschnitt Holz zum Zeitpunkt $t = 0$ ohne Berücksichtigung von spannungslosen Dehnungen
	$M$	Biegemoment im Teilquerschnitt Holz zum Zeitpunkt $t = 0$ ohne Berücksichtigung von spannungslosen Dehnungen
	$EA_{conc}$	effektive Dehnsteifigkeit des Betons zum Zeitpunkt $t = 0$ unter Berücksichtigung des Reißens des Betons als nichttragende Schicht und damit als Schicht ohne Steifigkeit

Diese Bestimmungsgleichung wurde aus dem  $\gamma$ -Verfahren abgeleitet, indem für den zweiteiligen Verbundquerschnitt die Normalkraft und das Moment nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010), Anhang B bestimmt werden.

Unter Berücksichtigung der Kompatibilität ergibt sich der Dehnungsverlauf

$$\varepsilon(z) = \kappa \cdot z + \gamma_i \cdot \varepsilon_{Schwerpunkt, QS2} \quad (2.77)$$

Damit können dann diese Gleichungen ineinander gesetzt werden. Da drei Gleichungen (Normalkraft, Moment und Kompatibilität) zur Verfügung stehen, können die drei Unbekannten  $EJ_{eff}$ ,  $\gamma_1$  und  $a_1$  ermittelt werden, so dass sich die o.g. Gleichung zur Bestimmung des  $\gamma_1$ -Werts hergeleitet werden kann.

In diese Berechnungsgleichung gehen die Schnittgrößen des Holzes  $N_{tim}$  und  $M_{tim}$  ein. Diese Schnittgrößen können prinzipiell aus jedem beliebigen Lastfall bzw. jeder beliebigen Lastfallkombination unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens des Systems mit Hilfe des gewählten Berechnungsverfahrens (z.B. Fachwerkmodellierung) ermittelt werden.

Da Kriechen und Schwinden sich gegenseitig beeinflussen können, bzw. die Auswirkungen des Schwindens durch das Kriechen teilweise reduziert werden, ist entsprechend Schänzlin (2003), das Schwinden des Betons für die jeweiligen Zeitpunkte zu modifizieren.

- Zeitraum 3 bis 7 Jahre

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0.5 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \quad (2.78)$$

- Zeitraum  $t = \infty$

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0.8 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \quad (2.79)$$

Um diese Werte allerdings anwenden zu können, wäre ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_F = 1,5$  notwendig, da bei der Ermittlung der Schwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) die Mittelwerte und nicht die 95%-Fraktilwerte verwendet werden. Um dennoch mit einem Teilsicherheitsbeiwert für ständige Belastungen  $\gamma_F = 1,35$  rechnen zu können, wird in der Technical Specification vorgeschlagen, die Schwinddehnung mit dem Verhältnis der Teilsicherheitsbeiwerte  $(\gamma_F = 1,5)/(\gamma_F = 1,35)$  zu multiplizieren, so dass sich folgende zu verwendende Werte ergeben

- Zeitraum 3 bis 7 Jahre

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0.6 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \quad (2.80)$$

- Zeitraum  $t = \infty$

$$\varepsilon_{eff, Schwinden} = 0.9 \cdot \varepsilon_{Schwinden} \quad (2.81)$$

Als Schwindbeginn ist auch im Fall der Herstellung der Decke auf einer Schalung bzw. Rüstung immer der Zeitpunkt des Endes der Nachbehandlung. Hintergrund dafür ist, dass die Schwinddehnung Eigenspannungen erzeugt, die nicht durch Kriechen innerhalb des Zeitraums der Lagerung nennenswert abgebaut werden können. Damit hat der Herstellungsablauf für die Schwinddehnung keine größeren Auswirkungen.

## 2.7 Bemessungsablauf

In Abb. 2.34 und Abb. 2.35 ist der Bemessungsablauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dargestellt, wobei die wesentlichen Neuerungen der Technical Specification im Vergleich zu einer Bemessung nach Zulassung in rot markiert sind.

Im Vergleich zu einer Bemessung von reinen Holzbauteilen ist ein wesentlicher Unterschied, dass Belastungen in kriecherzeugende Belastungen und kurzzeitig wirkende Belastungen aufgeteilt werden. Für diese beiden Gruppen werden die Spannungen und Verformungen getrennt berechnet. Lediglich die Schnittgrößen der kriecherzeugenden Belastungen sind mit den Steifigkeiten zum Zeitpunkt  $t = 3$  bis 7 Jahre bzw.  $t = 50$  Jahre zu berechnen.

Nach der Schnittgrößenermittlung mit den u.U. unterschiedlichen Steifigkeiten werden die Schnittgrößen der beiden Gruppen überlagert und der Nachweis geführt.

## 2.8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wurde bereits vielfach untersucht und auch angewendet. So sind einige Verbindungsmittel mittlerweile zugelassen, so dass einer Anwendung von Holz-Beton-Verbund auf Basis dieser Zulassungen nichts im Wege steht. Um allerdings eine von den Zulassungen losgelöste Anwendung zu ermöglichen, ist mit der nächsten Generation der Eurocodes daran gedacht, den Holz-Beton-Verbundbau normativ zu erfassen. Dazu wird zur Zeit eine Technical Specification erstellt, die sich aktuell im Schlusssentwurf befindet. Diese Technical Specification kann als Basis für einen zukünftigen Normenteil dienen.

Diese Technical Specification unterscheidet sich im Vergleich zu den üblicherweise vorhandenen Regelungen der Zulassungen im wesentlichen in folgenden Punkten

- **Einwirkung** : In der Technical Specification werden die Einwirkungen infolge unterschiedlicher Ausdehnung z.B. durch Temperaturänderung und/oder Feuchteänderungen explizit bestimmt. Damit kann die Bemessung der Bauteile auf die jeweiligen Randbedingungen angepasst werden. Die dafür notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte und Modifikationsfaktoren sind gegeben.
- **Berechnungsverfahren** : Ein häufig verwendetes Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel im Verbundträger ist das sog.  $\gamma$ -Verfahren, das in DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) Anhang B geregelt ist. Allerdings kann in diesem Verfahren nicht die unterschiedliche Dehnungen infolge Schwinden,

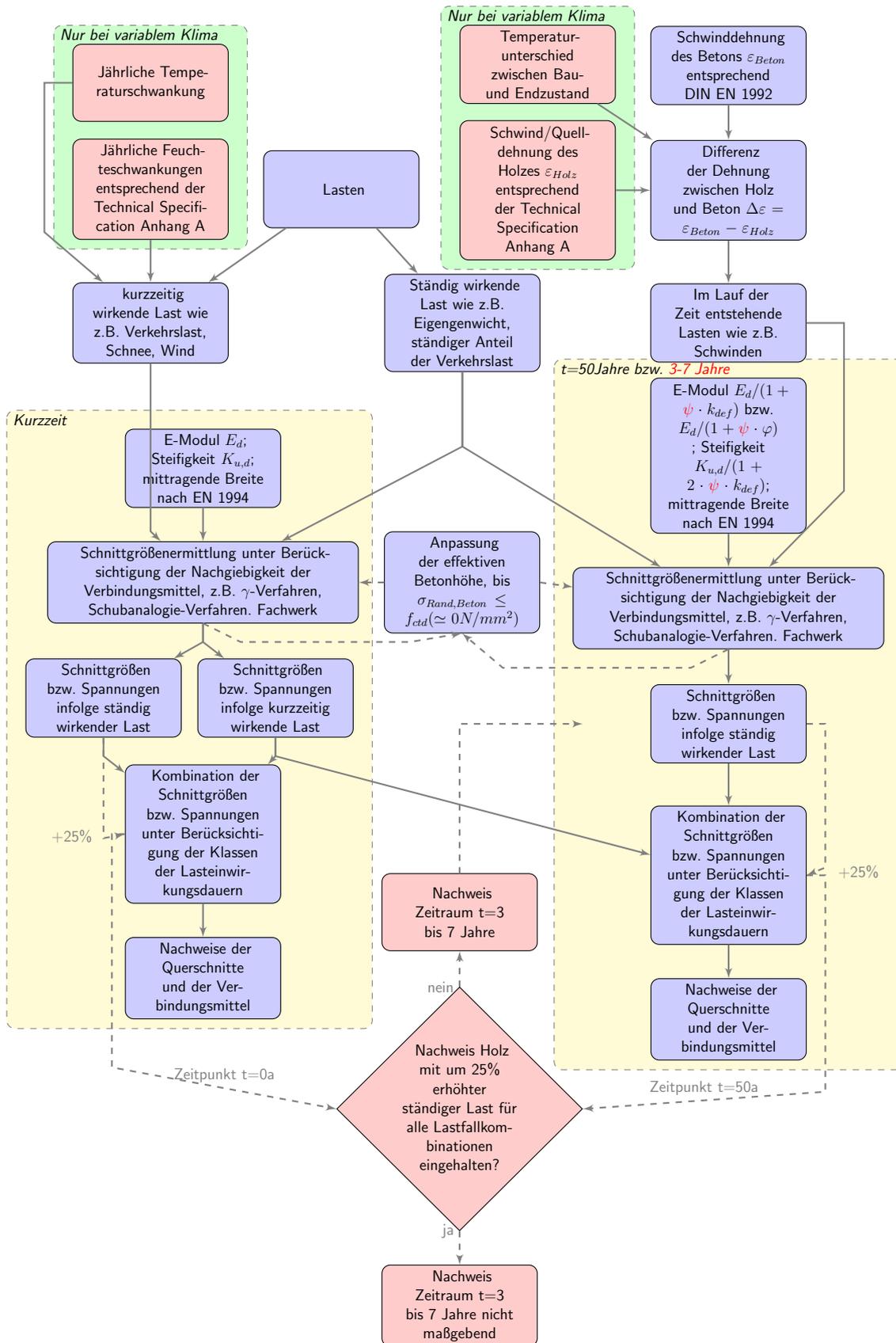


Abbildung 2.34: Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

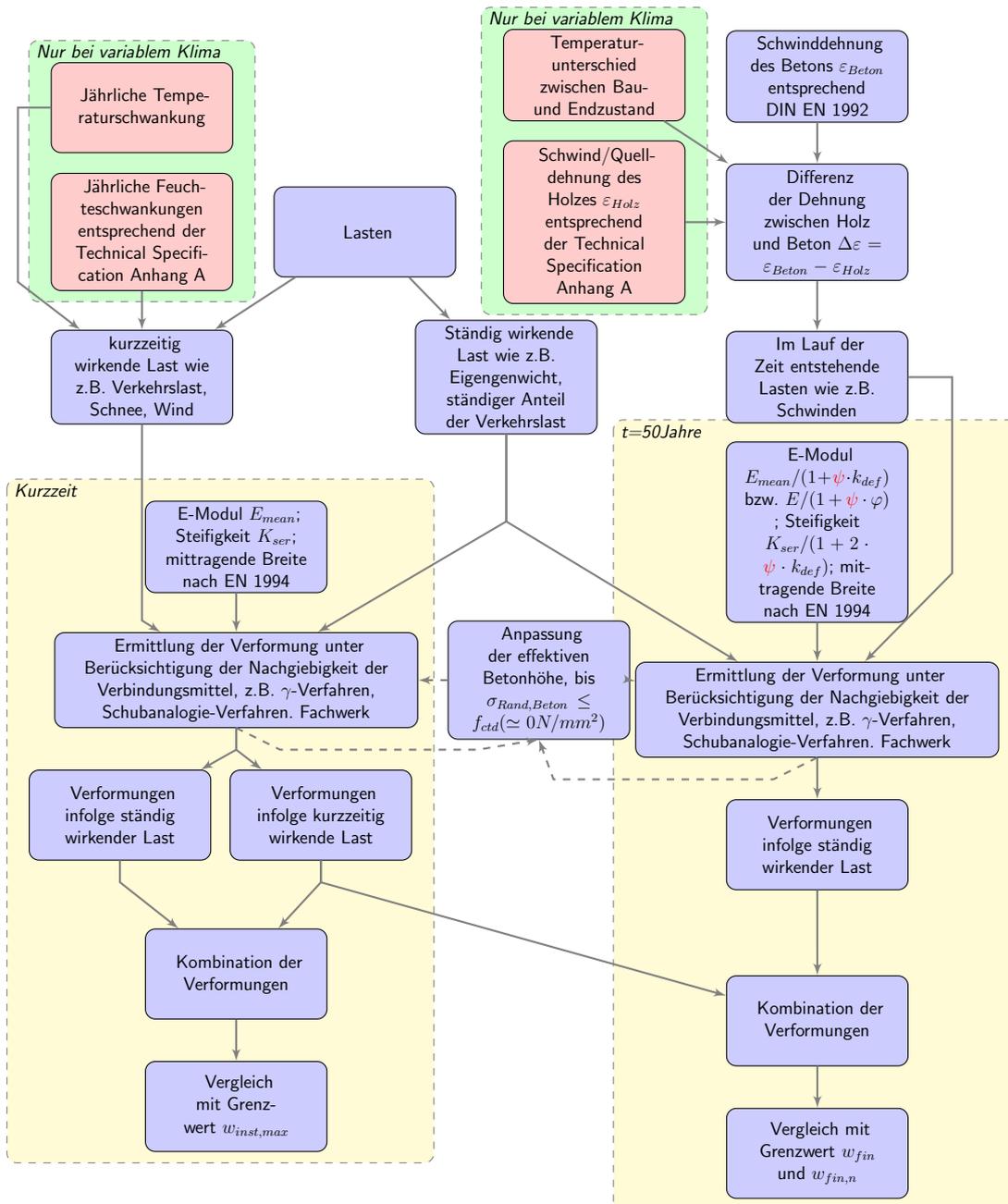


Abbildung 2.35: Bemessungsablauf für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Feuchteänderung und/oder Temperatur abgebildet werden. Daher wird eine Erweiterung dieses Verfahrens eingeführt, bei dem diese Dehnungen in eine Ersatzlast umgewandelt werden können

- **Verbindungsmittel:** In dieser Technical Specification sind im  $90^\circ$  zur Fuge eingebaute, stiftförmige Verbindungsmittel auf Abscheren und Kerben geregelt. Die Kennwerte für die Berechnung wie Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit sind zusammengestellt.
- **Langzeitverhalten:** Im Hinblick auf das Langzeitverhalten sind u.U. ein zusätzlicher Zeitraum nachzuweisen und die Auswirkungen der Lastumlagerungen auf die effektive Kriechzahl zu berücksichtigen.

Diese Technical Specification befindet sich zur Zeit in der Diskussion und soll bis Mitte 2021 redaktionell überarbeitet und vom Englischen in Deutsch und Französisch übersetzt werden. Die finale Abstimmung über die Annahme des Dokuments als Technical Specification soll bis Ende 2021 abgeschlossen sein. Sie kann dann als Grundlage für einen neuen Teil zu DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) dienen. Mit Hilfe dieser Technical Specification ist also eine Berechnungsgrundlage erstellt worden, mit der die Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mittelfristig auch normativ geregelt sein wird. Da die Anwendung dieser Bauweise allerdings nicht nur durch die Berechnungsmöglichkeiten vorgegeben werden, sondern am Ende reale Bauwerke erzeugt werden sollen, werden im Folgenden Entwurfsgrundsätze definiert und daraus Detaillösungen entwickelt.



---

## 3 Werkplanung

### 3.1 Allgemeines

Um die Umsetzung der Berechnung in ein reales Bauwerk zu vereinfachen, sind nach den Berechnungen Detaillösungen für die Ausführung insbesondere am Übergang von einem Bauteil zum anderen Bauteil notwendig. Dazu werden zuerst Entwurfsgrundsätze postuliert und anschließend Detaillösungen vorgestellt. Somit lässt sich denn der Übergang der HBV-Decken zu den Wänden vereinfacht planen, bewerten und realisieren.

### 3.2 Entwurfsgrundsätze

#### 3.2.1 Allgemeines

Die Aufbauten der Holz-Beton-Verbundbauteile sind im Wesentlichen relativ ähnlich. So bestehen alle Decken aus einem Holzbauteil, das über Verbindungsmittel mit der Betonplatte verbunden. Im folgenden sollen diese Bauteile näher beschrieben werden und daraus Entwurfsgrundsätze abgeleitet werden. Diese Entwurfsgrundsätze sind allerdings nicht als dogmatische Regelungen zu verstehen, so dass Abweichungen von diesen Grundsätzen prinzipiell möglich sind, sondern diese Entwurfsgrundsätze sollen eine einfache Realisierbarkeit und eine einfache Anwendung unterstützen.

#### 3.2.2 Holzbauteile

Als Holzbauteile können alle Holzbauteile nach DIN EN 1995-1-1:2010-12 (2010) verwendet werden. Anzumerken ist allerdings, dass bei der Verwendung der Holzart darauf zu achten ist, dass diese Holzart verträglich mit den Anforderungen im Holz-Beton-Verbundbau sein muss.

So stellt sich z.B. die Frage, ob Buche mit dem wesentlich ausgeprägteren Quell- und Schwindverhalten in Holz-Beton-Verbundbauteilen eingesetzt werden kann, da während des Betoniervorgangs mit einer deutlichen Feuchteerhöhung im Fugenbereich zu rechnen ist. Auch ist die Verträglichkeit der metallischen Verbindungsmitteln mit eventuell auftretenden Gerbsäuren sicherzustellen. Vergleichbares gilt auch für Holzarten, die den Erhärtungsprozess des Betons beeinflussen können, wie z.B. Lärche (siehe Dias u. a. (2017)).

Aus Sicht des Querschnitts sind alle möglichen Querschnitte verwendbar. Die Besonderheiten der jeweiligen Aufbauarten, wie z.B. Schubnachgiebigkeit der Querlagen bei Brettsperrholz, sind allerdings auch bei der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen.

### 3.2.3 Schalung

Da Holz häufig als linienförmige Bauteile realisiert werden, muss der Abstand zwischen den Bauteilen durch eine Schalung überbrückt werden. Diese Schalung dient im Wesentlichen dazu, den Beton während des Betonierens in seiner Lage zu halten. Dabei werden im Wesentlichen zwei verschiedene Ausführungsarten der Schalung verwendet (vgl. Abb. 3.1)

- durchgängige Schalung (vgl. Abb. 3.1(a))
- unterbrochene Schalung (vgl. Abb. 3.1(b))



Abbildung 3.1: Prinzipielle Unterschiede in der Ausführung der Schalung

Die Vorteile der durchgängigen Schalung im Vergleich zur unterbrochenen Schalung sind:

- einfachere Montage der Schalung
- geringeres Risiko von durchdringendem Betonanmachwasser
- mittige Befestigungen auf den Balken möglich, so dass geringe Balkenbreiten verwendet werden können

Nachteile der durchgängigen Schalung im Vergleich zur unterbrochenen Schalung sind:

- bei stiftförmigen rechtwinklig zur Fuge eingebrachten Verbindungsmittel sinkt die Steifigkeit um 30% (siehe Dias u. a. (2017)).
- bei stiftförmigen rechtwinklig zur Fuge eingebrachten Verbindungsmittel wird die Tragfähigkeit durch diese nichttragende Zwischenschicht beeinflusst. Eine pauschale Abminderung der Tragfähigkeit ist in Dias u. a. (2017) gegeben. Eine genauere Berechnung kann nach Blaß u. Laskewitz (2003) durchgeführt werden.
- Kerben sind nicht ausführbar, da dieses Verbindungsmittel die Kräfte über direkten Kontakt abträgt
- Zu weiche Schalungen können die Eigenschaften der geneigt eingebrachten Schrauben stark reduzieren (siehe Abs. 3.2.7), so dass in Dias u. a. (2017) gefordert wird, dass diese Zwischenschichten eine mindestens dem verwendeten Holz entsprechende Dehnsteifigkeit rechtwinklig zur Fuge aufweisen.

Somit ist die Ausführung der Schalung bereits bei der Bemessung der Decken zu berücksichtigen und kann bei abweichender Ausführung einen tragsicherheitsrelevanten Einfluss haben.

### 3.2.4 Trennfuge zwischen Holz und Beton

Der Beton wird i.d.R. nass auf das Holz aufgebracht und härtet dort aus. Daher stellt sich die Frage, wie die Trennfuge zwischen Beton und Holz auszuführen ist.

Mit der Ausbildung der Trennfuge werden mehrere Ziele verfolgt

- Verhinderung der übermäßigen Wasseraufnahme des Holzes, so dass prinzipiell die Gefahr besteht, dass dem Beton zum Erhärten zu wenig Wasser zur Verfügung steht.

- „Abdichtung“ der Fugen der Holzkonstruktion, so dass Betonanmachwasser nicht durch die Decke hindurch dringt.

Um diese Ziele zu erreichen, haben sich zwei verschiedene Arten herausgebildet:

- T-förmige Bauteile: Bei diesen Bauteilen kommt i.d.R. eine Folie zum Einsatz, zumal dies häufig in den Zulassungen gefordert wird. Wird die Belastung über konzentriert angebrachte Verbindungsmittel übertragen, empfiehlt es sich, in den „freien“ Bereichen ohne Verbindungsmittel konstruktiv Abhebesicherungen in Form von Schrauben einzubauen, da durch die Folie eine wirkliche Trennung zwischen Beton und Holz vorhanden ist. Damit besteht die Gefahr, dass sich beide Querschnitte voneinander abheben, was auch Auswirkungen auf den Schallschutz haben kann.

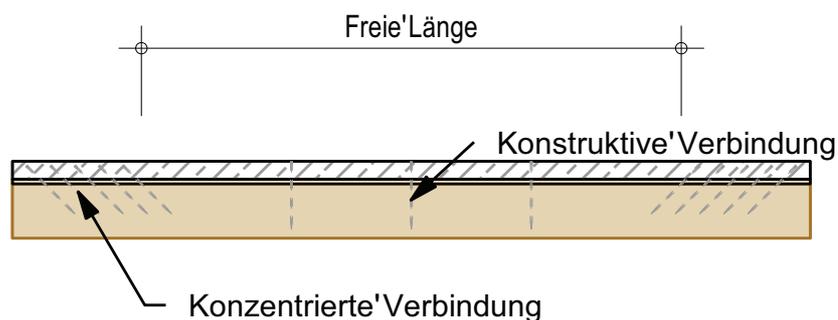


Abbildung 3.2: Konstruktiv eingebaute Schrauben zur Sicherstellung einer gleichen Verformung von Holz und Beton

- Flächige Holzbauteile: Bei flächigen Holzbauteilen sind i.d.R. die Anzahl der Stöße geringer als bei einer Ausführung eines T-förmigen Querschnitts mit Schalung. Damit ist bei flächigen Holzbauteilen per se das Holztragwerk „dichter“ als bei den T-förmigen Querschnitten. Aus diesem Grund wird bei diesen flächigen Bauteilen häufig das Holz 2x vorgehäst, um durch lokales Quellen einerseits die Fugen zu verschließen, andererseits zu verhindern, dass das Holz dem Beton teilweise zu viel Wasser für das Abbinden entzieht. Teilweise wird dafür nicht reines Wasser sondern eine Zement-schlempe verwendet. Diese Schlempe hat den Vorteil, dass sie erhärtet und damit eher Fugen abdichtet als Wasser, das im Lauf des Bearbeitungsprozesses trocknen kann (vgl. Abb. 3.3).



(a) Aufbringen der Zementschlempe  
(b) Kerve nach Aufbringen der Zementschlempe

Abbildung 3.3: Zementschlempe (Bilder: M. Gerold, Harrer Ingenieure Karlsruhe)

### 3.2.5 Betonplatte und Bewehrung

Im Hinblick auf die Geometrie wird empfohlen, das Verhältnis der Höhe des Betons zur Höhe des Holzes wie folgt zu wählen:

$$h_{\text{Beton}} \leq 0.5 \cdot h_{\text{Holz}} \quad (3.1)$$

Hintergrund für diese Empfehlung ist, dass durch dieses Verhältnis i.d.R. der Betonquerschnitt im Druckbereich ist, so dass das Reißen des Betons einen geringeren Einfluss hat.

Die Betonplatte selbst ist den Regelungen entsprechend DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) auszuführen. Dazu zählt auch der Einbau der Bewehrung zur Reduktion der Rissweite in der Betonplatte durch das Schwinden. Diese Mindestbewehrung stellt auch sicher, dass eventuelle Risse im Bereich der Verbindungsmittel nicht zu einem kompletten Versagen der Verbindung führen, da ansonsten die Belastungen am Verbindungsmittel durch die Schwindverformungen des Betons verstärkt werden, so dass große, unkontrollierte Risse die Eigenschaften des Verbindungsmittels beeinflussen können. Daher sollte immer eine Mindestbewehrung eingelegt werden (siehe Dias u. a. (2017)).

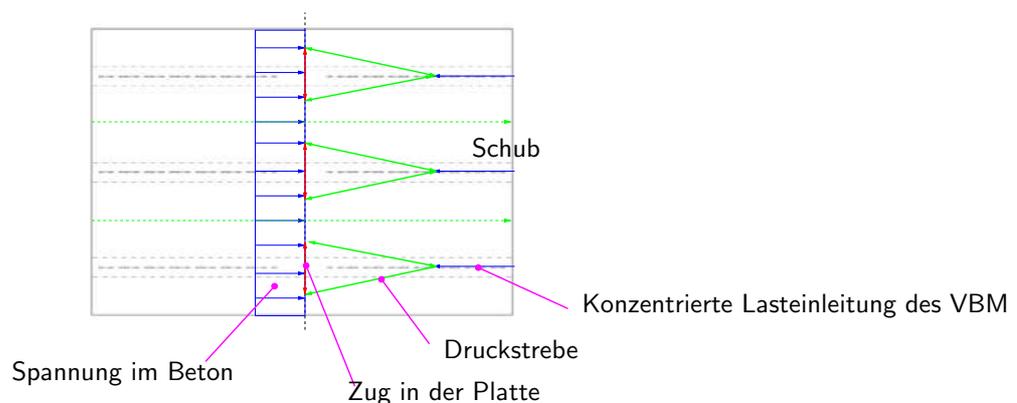


Abbildung 3.4: Querbewehrung infolge Lastausbreitung in der Betonplatte bei T-förmigen Querschnitten

Hinzu kommt, dass gerade bei den T-förmigen Querschnitten die Lastausbreitung in der

Betonplatte ebenfalls eine Querbewehrung erfordert (siehe Dias u. a. (2017) und Abb. 3.4). Daher sind in Dias u. a. (2017) Mindestbewehrungsgrade angegeben (vgl. Tab. 3.1), mit denen die Rissweite gesteuert werden kann. Die Beanspruchungen infolge der Querverteilung der Druckspannungen sind über diese Angaben nicht abgedeckt und müssen gesondert nachgewiesen werden.

Tabelle 3.1: Mindestbewehrung zur Einhaltung der Rissweite (aus Dias u. a. (2017))

CON- CRETE CLASS	RC DECK THICKNES [cm]																	
	5		6		7		8		10		12		14		16		18	
C 12/15	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,90	Ø5/150	1,03	Ø5/150	1,16	Ø5/150
C 16/20	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,92	Ø5/150	1,07	Ø5/150	1,22	Ø5/150	1,37	Ø6/150
C 20/25	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,88	Ø5/150	1,06	Ø5/150	1,24	Ø5/150	1,41	Ø6/150	1,59	Ø6/150
C 25/30	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,84	Ø5/150	1,04	Ø5/150	1,25	Ø5/150	1,46	Ø6/150	1,67	Ø6/150	1,88	Ø7/150
C 30/37	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,82	Ø5/150	0,93	Ø5/150	1,16	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,63	Ø6/150	1,86	Ø6/150	2,09	Ø7/150
C 35/45	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,90	Ø5/150	1,03	Ø5/150	1,28	Ø5/150	1,54	Ø6/150	1,80	Ø6/150	2,05	Ø7/150	2,31	Ø7/150
C 40/50	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,84	Ø5/150	0,98	Ø5/150	1,12	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,68	Ø6/150	1,96	Ø7/150	2,24	Ø7/150	2,52	Ø7/150
C 45/55	<sup>a</sup> 0,80	Ø5/150	0,92	Ø5/150	1,07	Ø5/150	1,22	Ø5/150	1,52	Ø6/150	1,83	Ø6/150	2,13	Ø7/150	2,44	Ø7/150	2,74	Ø8/150
C 50/60	0,82	Ø5/150	0,99	Ø5/150	1,15	Ø5/150	1,32	Ø6/150	1,64	Ø6/150	1,97	Ø7/150	2,30	Ø7/150	2,63	Ø8/150	2,96	Ø8/150
C 55/67	0,84	Ø5/150	1,01	Ø5/150	1,18	Ø5/150	1,35	Ø6/150	1,68	Ø6/150	2,02	Ø7/150	2,36	Ø7/150	2,69	Ø8/150	3,03	Ø8/150
C 60/75	0,88	Ø5/150	1,06	Ø5/150	1,24	Ø5/150	1,41	Ø6/150	1,76	Ø6/150	2,12	Ø7/150	2,47	Ø7/150	2,82	Ø8/150	3,17	Ø8/150

ReBAR DIAMETER [mm] / AXIAL DISTANCE [mm]

<sup>a</sup>Minimum reinforcement governed by Paragraph 11.3.3(3)

Die Betondeckung ist ebenfalls entsprechend den Regelungen in DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) einzuhalten. Dies hat zur Folge, dass bei den üblichen Betondicken von 70mm bis 100mm häufig nur eine einlagige Mattenbewehrung zur Anwendung kommt. Bei größeren Betonplattendicken als 100mm wird eine zweilagige Bewehrung empfohlen (siehe Dias u. a. (2017)).

Generell gilt jedoch, dass die Bewehrung so angeordnet werden soll, dass die Bewehrung unterhalb oder auf gleicher Höhe wie die Verankerung der Verbindungsmittel eingebaut wird (vgl. Abb. 3.5(a)). Damit soll verhindert werden, dass das Verbindungsmittel die Betonplatte abschält (vgl. Abb. 3.5(b)).

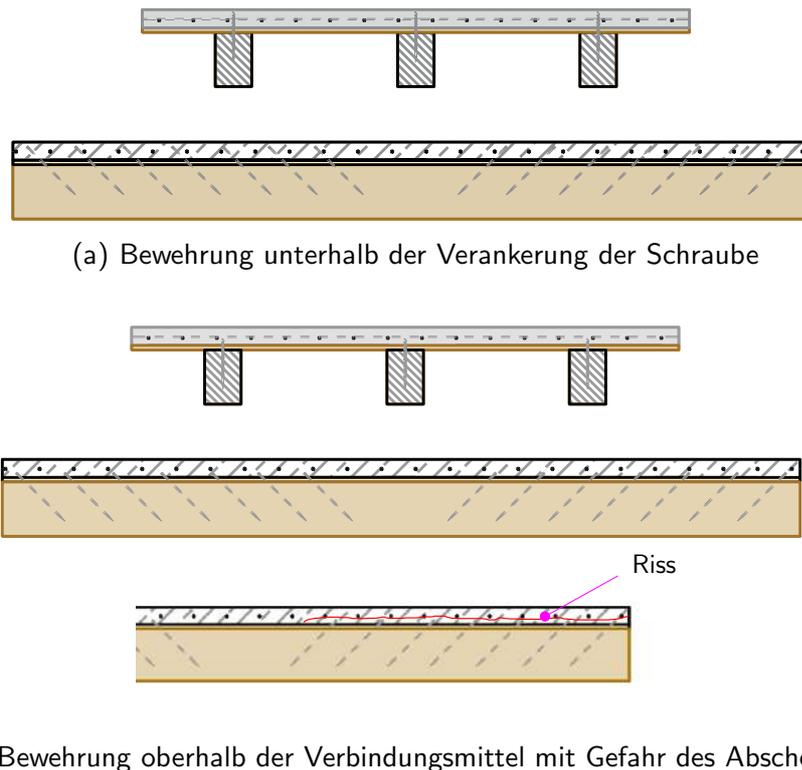


Abbildung 3.5: Lage der Bewehrung

### 3.2.6 Querschnittsform

Die Holz-Beton-Verbunddecke findet auch bei einer Instandsetzung von bestehenden Holzbalkendecken Anwendung. Dabei stellt sich allerdings die Schwierigkeit, dass die bestehenden Türöffnungen, Brüstungshöhen und Geschosshöhen durch den Bestand vorgegeben sind. Daher besteht der Wunsch, die Bauteilhöhe zu reduzieren. Ein Ansatz ist dabei, die Betonplatte zwischen den Holzbalken eingebaut werden.

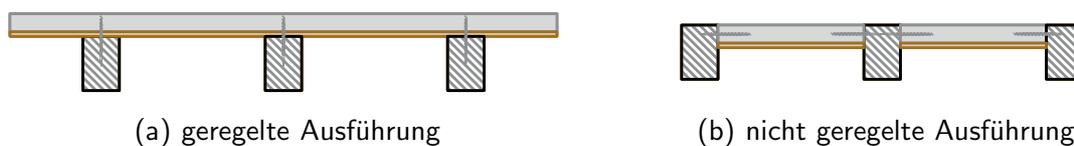


Abbildung 3.6: Querschnittsformen

Diese Bauweise ist allerdings über die aktuelle Regelungen aus folgenden Gründen nicht erfasst:

- Die Beanspruchung in der Fuge ist nicht nur parallel zur Spannrichtung, sondern auch vertikal (vgl. Abb. 3.7). Die Verbindungsmittel sind allerdings i.d.R. nur für eine einaxiale Beanspruchung ausgelegt.
- Die Lastausbreitung in der Betonplatte erfordert eine Rückverankerung der Kräfte durch quer zur Spannrichtung eingebauten Bewehrung. Diese Bewehrung lässt sich allerdings nicht in dieser Konstellation einbauen (vgl. Abb. 3.8). Ein Durchbohren der

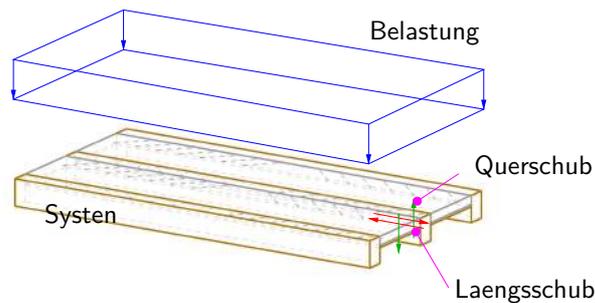


Abbildung 3.7: Beanspruchungen in der Verbundfuge

Balken und ein anschließendes Durchstecken der Bewehrung wird nicht empfohlen, da einerseits der tragende Querschnitt des Bestandsbalkens durch diese Lochschwächung reduziert wird, andererseits der Korrosionsschutz der Bewehrung in diesem Bereich aufgrund des fehlenden Betons nicht mehr gegeben ist.

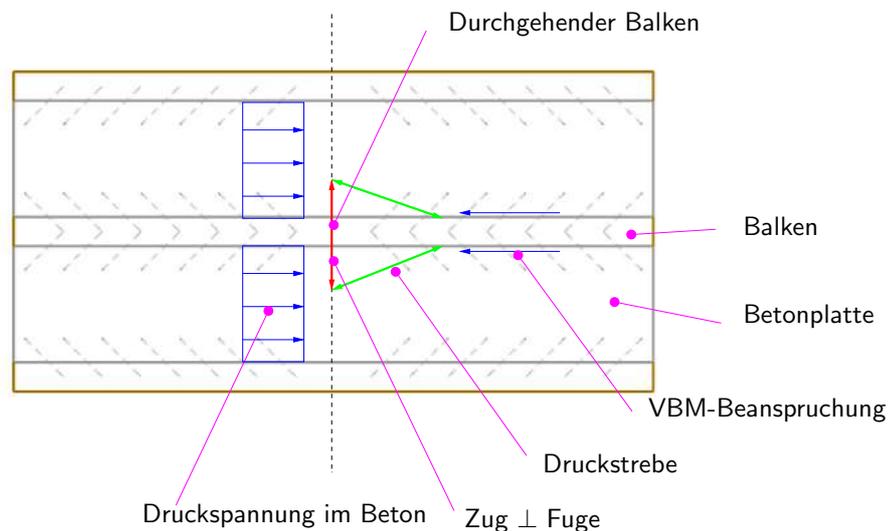


Abbildung 3.8: Kräfte in der Betonplatte

- Durch den Einbau der Verbindungsmittel in der Stirnseite der dünne Betonplatte können Spaltzugkräfte auftreten, die in der normalen Konfiguration nicht erfasst sind. Der Einbau einer Bewehrung, die diesen Spaltzug aufnehmen kann, ist aufgrund der i.d.R. relativ dünnen Betonplatte aber kaum möglich.
- Durch den horizontalen Einbau der Verbindungsmittel besteht die Gefahr, dass die Verbindungsmittel im Bauteil kollidieren. Dies könnte durch den Einbau von kurzen Verankerungslängen im Holz erreicht werden. Dies führt allerdings zu kleinen Steifigkeiten und Tragfähigkeiten des Verbindungsmittels.

Aufgrund dieser offenen Punkte ist der Einbau zwischen den Balken bisher nicht erfasst. Im Rahmen einer Anwendung müssten daher u.a. die o.g. Parameter untersucht werden, bevor dieses Deckensystem zur Anwendung kommen kann.

### 3.2.7 Verbindungsmittel

Ziel der Verbindung ist es, den Beton mit dem Holzbauteil zu verbinden. In Dias u. a. (2017) sind „nur“ Stabdübel und Kerfenverbindungen geregelt. Darüber hinaus kommen häufig unter einem Winkel eingedrehte Schrauben zum Einsatz. Mit Ausnahme der gekreuzten Schrauben ist die Einschraubrichtung bzw. die Lage der Abhebesicherung von großer Bedeutung.

Bei Einfeldträgersystemen werden die Schrauben so eingebaut, dass sie unter Zugbeanspruchung belastet werden. Dies hat zur Folge, dass üblicherweise diese Schrauben nach außen geneigt werden (vgl. Abb. 3.9(a)) und daher beim Querkraft-Nulldurchgang (beim Einfeldträger = Feldmitte) die Einschraubrichtung gedreht werden muss.

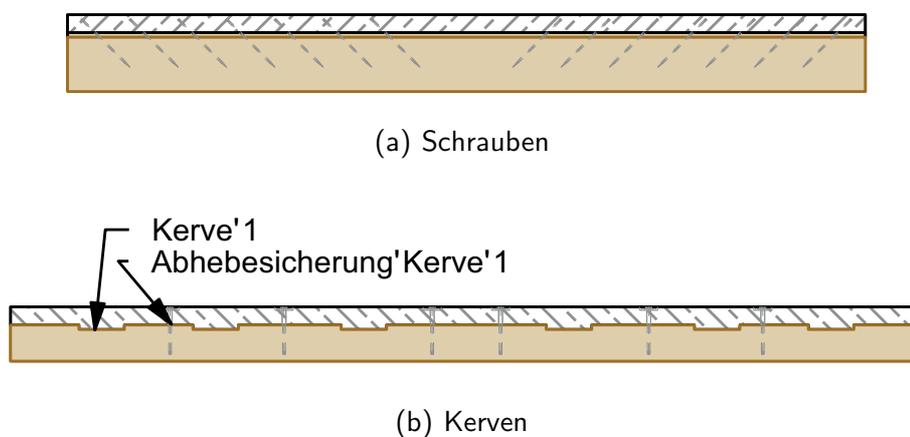


Abbildung 3.9: Typische Anordnung der Schrauben bei verschiedenen Verbindungsmittel

Damit wird die Belastung über die Zugbeanspruchung übertragen. Um das Kräftegleichgewicht zu schließen, entsteht eine Druckkraft rechtwinklig zur Fuge. Damit sind Zwischenschichten mit einer dem verwendeten Holz entsprechenden Dehnsteifigkeit bzw. E-Modul rechtwinklig zur Fuge zu verwenden, da ansonsten diese Nachgiebigkeit die Eigenschaften der Verbindung beeinflussen können.

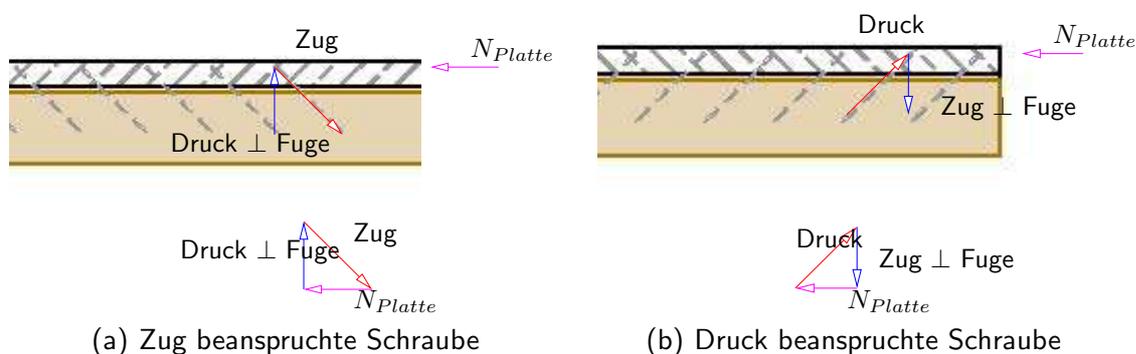
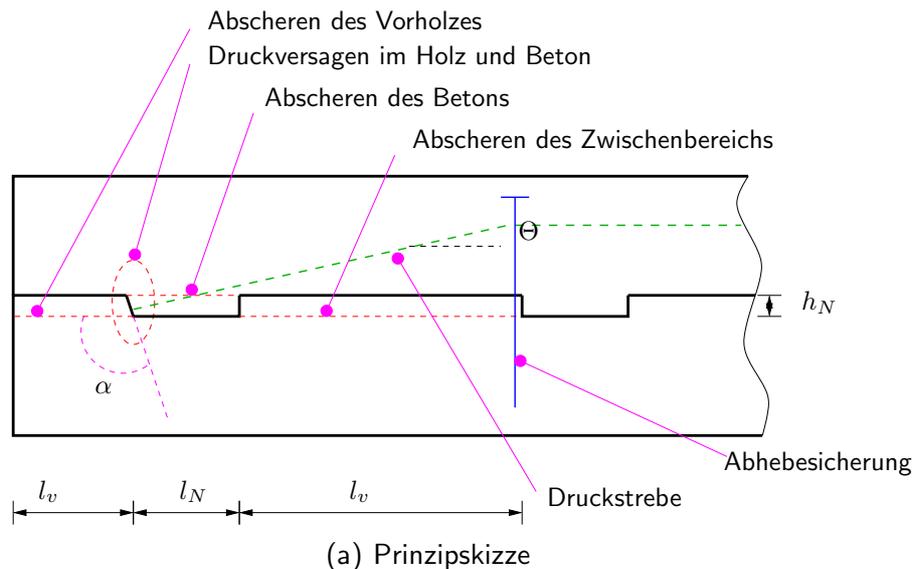


Abbildung 3.10: Kräftegleichgewicht an der Schraube

Wie Vorstudien zeigen (siehe Schänzlin (2020)), führt ein Einbau der Schrauben unter einer planmäßigen Druckbeanspruchung inkl. der dafür notwendigen Abhebesicherungen zu einer

deutlichen Reduktion der Steifigkeit, so dass während der Montage auf die Einbaurichtung zu achten ist. Weiterhin ist sicherzustellen, dass die Richtung der Schrauben am Querkraftnulldurchgang gedreht wird. In Bereichen mit wechselnden Vorzeichen der Querkraft hat dies dann zur Folge, dass die Schrauben in beide Richtungen einzubauen sind.

Bei den Kervenverbindungen dagegen dienen die Schrauben als Abhebesicherung infolge der Druckstrebe (vgl. Abb. 3.11). Damit sind bei Einfeldträgern die Schrauben immer zur Mitte hin zu versetzen (vgl. Abb. 3.9(b)). Der Abstand der Schrauben von der Last übertragenden Kervenwanne ist wesentlicher Eingangswert des Nachweises der Tragfähigkeit der Kerne, so dass die Anordnung der Schraube und die spätere Ausführung bemessungsrelevant sind und daher nicht verändert werden können.



(b) Beispiel

Abbildung 3.11: Kerfe als Verbindungsmittel

### 3.2.8 Integrierte Leitungen

Leitungen bilden ein Teil der notwendigen Infrastruktur eines Gebäudes, um die Nutzung des Bauwerks zu ermöglichen. Leider beanspruchen diese Leitungen einen gewissen Raum, so dass im üblichen Stahlbetonbau häufig diese Leitungen in die Bauteile integriert werden. Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise dagegen sind die Wahl der Leitungstrassen dabei u.a. durch folgende Gesichtspunkte zu beachten:

- Tragfähigkeit der Decke: Die Tragfähigkeit der Decke darf nicht durch das Einlegen

der Leitungen beeinflusst werden. Bei üblichen Stahlbetondecken werden dazu häufig die Leerrohre auf die untere Bewehrungslage aufgelegt und durch den Verguss in die Betonplatte eingebunden. Damit sind diese Leitungen i.d.R. im Zugbereich der Betonplatte angebracht, der zur Tragfähigkeit keinen Beitrag liefert.

Bei Holz-Beton-Verbunddecken dagegen wird diese gerissene Zone durch das Holz ersetzt, so dass die gesamte Betonplatte unter Druck steht und für die Tragfähigkeit angesetzt wird. Damit beeinflusst eigentlich jede eingebrachte Leitung das Trag- und Verformungsverhalten der Decke, so dass aus Sicht der Tragfähigkeit ein Verlegen der Leitungen rechtwinklig zur Spannrichtung nicht möglich ist. Leitungen parallel zur Spannrichtung der Decke können prinzipiell eingebaut werden, sofern die Betonplatte nicht zur Querverteilung der Belastung notwendig wird.

Neben dem Einfluss auf die Tragfähigkeit des Betons werden in die Betonplatte integrierte Leitungen auch die Eigenschaften der Verbindungen beeinflussen, da diese Leitungen im Bereich der Verankerung den Betonquerschnitt deutlich schwächen.

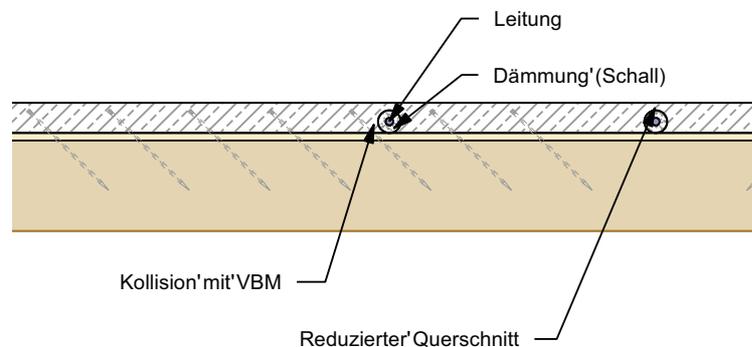


Abbildung 3.12: Auswirkungen der Leitungen auf die tragsicherheitsrelevanten Kenngrößen

- Bauphysikalische Eigenschaften z.B. Schallschutz: Leitungen – insbes. zur Wasserversorgung oder Luftver- bzw -entsorgung – können eine Schallquelle darstellen, die den Schall direkt in die Betonplatte einleitet. Daher wird empfohlen, diese Leitungen durch z.B. eine Isolierung vom eigentlichen Tragwerk zu entkoppeln. Durch diese Isolierung wird allerdings die notwendige Bauteildicke erhöht. Aufgrund der geringen Betonplattendicken bei der Holz-Beton-Verbunddecke von 7cm bis etwa 12 cm reicht die zur Verfügung stehende Bauteilhöhe der Betonplatte häufig nicht aus, um den Anforderungen nach DIN EN 1992-1-1: 2010 (2010) u.a. an die Betondeckung der Bewehrung zu genügen.
- Auswirkungen von Fehlfunktionen der Leitungen: Die Lebensdauer dieser Leitungen ist begrenzt. Im Fall einer Leckage kann Wasser in das Bauteil eindringen. Gerade bei flächigen Holzbauteilen, wie z.B. Brettsper Holzdecken wird dieser Feuchteintrag u.U. von unten nicht erkannt. Damit wird die Holzfeuchte erhöht und die Dauerhaftigkeit der Bauteile stark eingeschränkt. Um dieses Risiko zu entgehen, sollten die Versorgungsleitungen durch eine Hüllrohr eingepackt werden. Dieses Hüllrohr sollte an verschiedenen Stellen überprüfbar sein, so dass Leckage der im Hüllrohr liegenden Leitung rechtzeitig erkannt werden kann.
- Nachhaltigkeit: Die Anforderungen an ein Bauwerk müssen während der gesamten Lebensdauer erfüllt werden. Diese Anforderungen setzen sich einerseits aus statischen,

andererseits aus nutzungsbedingte Anforderungen zusammen.

Nach BMVBW (2013) lässt sich die Lebensdauer der einzelnen Komponenten zu der in Tab. 3.2 zusammengestellten Lebensdauern abschätzen. Wie daraus ersichtlich wird, ist

Tabelle 3.2: Lebensdauern der einzelnen Komponenten eines Bauwerks (Auszug aus BMVBW (2013))

Bauteil	Lebenserwartung von – bis [a]	mittlere Lebenserwartung [a]
<b>Tragkonstruktion</b>		
2. Außenwände/-stütze		
Beton, Betonstein, Ziegel, Kalksandstein, bekleidet	100-150	120
Weichholz bewittert	60-80	70
3. Innenwände/-stütze		
Beton, Betonstein, Ziegel, Kalksandstein	100-150	120
Weichholz bewittert	50-80	70
<b>Installationen und betriebstechnische Anlagen</b>		
35. Wasseranlagen		
Kaltwasserleitungen	30-60	40
Warmwasserleitungen	15-30	25
Sanitärobjekte	20-30	25
36. Heizungsanlagen		
Heizleitungen	30-50	40
37. Raumluftechnische Anlagen		
Filteranlagen, allgemein	12- 20	15
Luftleitungen	30-40	35

die Lebensdauer der Bauteile des Tragwerks etwa doppelt so lang, wie die Lebensdauer der Leitungen. Somit ist davon auszugehen, dass die Leitungen mindestens einmal während der Lebensdauer des Bauwerks ausgetauscht werden müssen. Um diesen Austausch zu ermöglichen, sind daher die Leitungen so zu führen, dass sie von Außen zugänglich sind. Daher ist eine Integration der Versorgungsleitungen in die Tragstruktur nicht zu empfehlen.

Wie aus dieser Zusammenstellung ersichtlich wird, ergibt sich, dass eine Integration der Leitungen in die tragende Struktur nicht empfohlen wird. Daher ist die Leitungsführung optimalerweise in einer gesonderten Ebene zu realisieren.

### 3.2.9 Auflager

Die Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke soll unter der Annahme von Belastungen in Eigengewichtsrichtung an der Unterseite der Verbunddecke – üblicherweise am Holzträger – erfolgen. Dabei kann einerseits durch das Auflegen der Balken der Holz-Beton-Verbunddecke auf Lagerbauteile erfolgen, andererseits durch die Lastabtragung der gesamten Auflagerkraft über die Stirnfläche des Holzbauteils z.B. durch Balkenschuhe, Schwalbenschwanzverbindungen oder unter 45° eingedrehte Schrauben (vgl. Abb. 3.13).

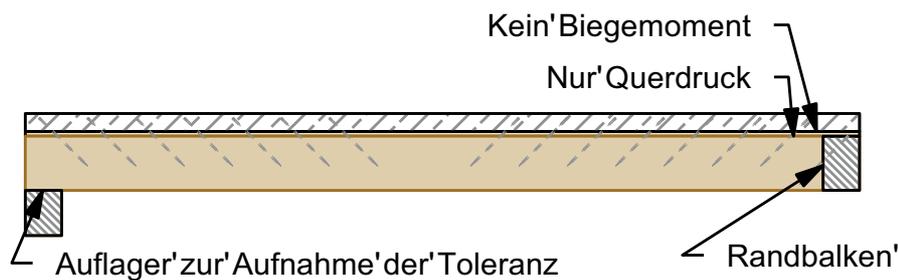


Abbildung 3.13: Mögliche, prinzipielle Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke  
 links: Auflegen der Decke auf Bauteile  
 rechts: Abnahme der Querkraft über Stirnfläche des Holzes z.B. über Balkenschuhe, Schwalbenschwanzverbindungen oder unter 45° eingedrehte Schrauben

Vorteil der Verbindungen, die die Belastung über die Stirnseite übertragen ist, dass keine Unterzüge die Raumhöhe einschränken. Nachteilig bei den selbstbohrenden Schrauben und den vorgefertigten Schwalbenschwanzverbindungen ist allerdings, dass Toleranzen im System kaum aufgenommen werden können.

Bei einer Auflagerung der Betonplatte und nicht des Holzträgers entsteht dagegen Querzug in der Fuge, so dass die Verbindungsmittel sowohl den Längsschub als auch den Querzug übertragen müssen (vgl. Abb. 3.14(a)). Hinzu kommt, dass diese dünne Betonplatte sowohl die Querkraft als auch das aus der Exzentrizität entstehende Biegemoment übertragen muss (vgl. Abb. 3.14(b)).

Um diese Belastungen bestimmen zu können, könnte prinzipiell ein einfaches Modell herangezogen werden. Allerdings ist bei diesem Modell die Lage des Druckpunkts nicht bekannt. Diese Größe beeinflusst jedoch maßgeblich die Belastungen in der Abhebesicherung. Umfassende Untersuchungen hierzu sind allerdings nicht bekannt. Neben der unbekanntem Kraft in der Abhebesicherung zeigt sich weiterhin, dass diese Lagerung oft nicht nachweisbar ist, da die Betonplatte relativ dünn ist, so dass bei der einlagigen, oft mittig angebrachten Bewehrung kein nennenswerter innerer Hebelarm  $d$  vorhanden ist. Aus diesen Gründen ist diese Lagerung in Dias u. a. (2017) nicht erfasst.

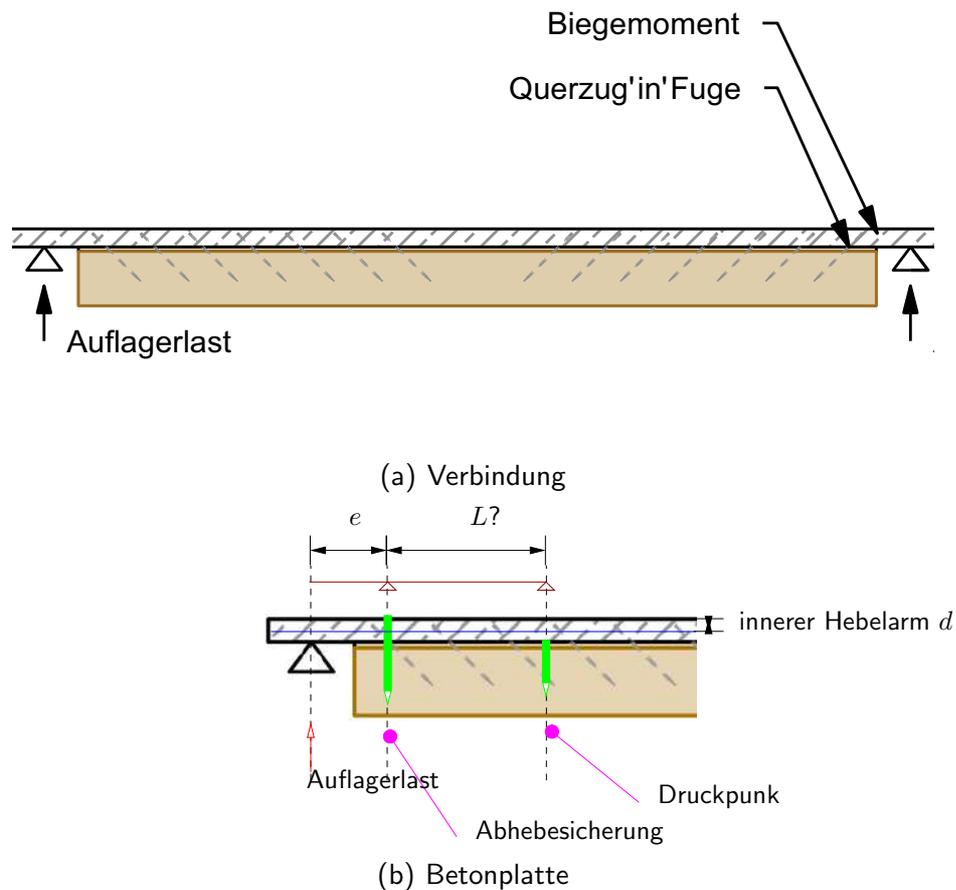


Abbildung 3.14: Auswirkungen der Lagerung der Betonplatte

Neben der Lastweiterleitung von der Verbunddecke in den Auflagerträger stellt sich auch die Frage, wie die Belastung aus den darüber liegenden Wänden übertragen werden kann. Bei Holzwänden werden i.d.R. die Stützen durchgehend ausgeführt bzw. so ausgeführt, dass die Lasten aus den darüber liegenden Geschossen nicht über Querdruck abgetragen werden müssen. Bei der Kombination von Wänden aus mineralischen Werkstoffen und Holz-Beton-Verbunddecken lässt sich die Querdruckbeanspruchung im Holz dadurch kompensieren, indem die Holzelemente im Auflagerbereich unterbrochen werden und sich damit ein Betonkern zwischen den Holzelementen einstellt (vgl. Abb. 3.15).

Als Folge dieser Ausführung können allerdings keine Durchlaufwirkungen der Holz-Beton-Verbunddecke mehr erreicht werden (siehe hierzu z.B. Kuhlmann u. a. (2006)).

### 3.2.10 Statische Systeme

Holz wird i.d.R. als einaxial spannendes System bedingt durch den Wuchs realisiert. Durch die Holz-Beton-Verbundplatte wird zwar eine gewisse Querverteilung zwischen den einzelnen Bauteilen bei konzentrierten (Einzel-)Lasten erreicht (siehe z.B. d. S. Monteiro (2015)). Allerdings ist die Steifigkeit dieser Platte i.d.R. so gering, dass keine wesentliche 2-axiale Tragwirkung erreicht wird.

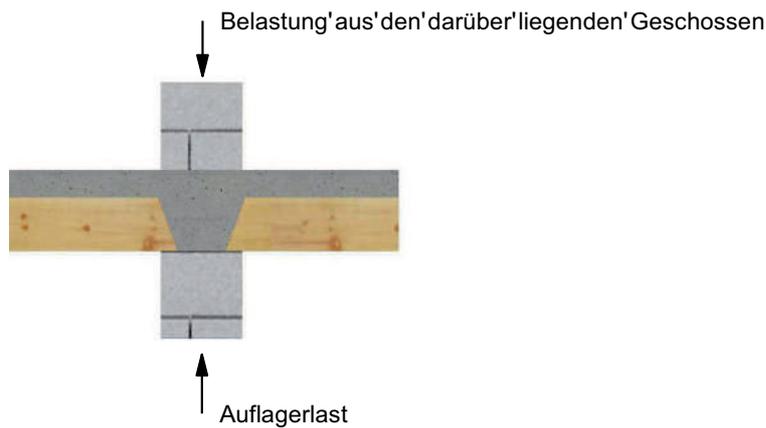
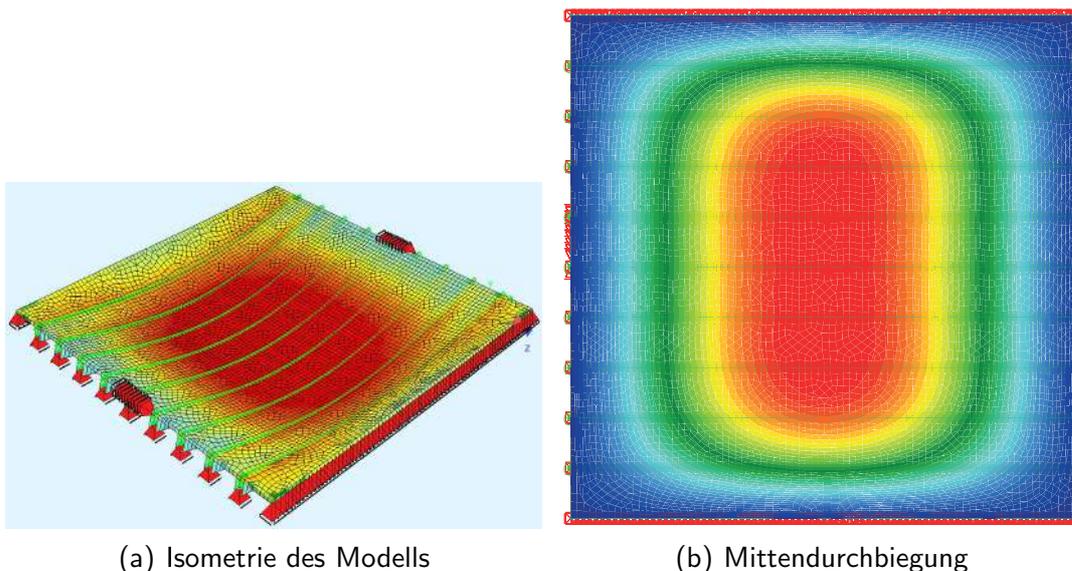


Abbildung 3.15: Möglichkeit der Ausführung zur Reduktion des Einflusses der Querdruk-tragfähigkeit des Holzes

In Abb. 3.16 ist die mit Hilfe des Programms Sofistik ermittelten Mittendurchbiegung einer Holz-Beton-Verbunddecke dargestellt. Obwohl die Decke quadratisch ist und an allen vier Seiten aufgelagert ist, zeigt sich, dass ab dem 2. Träger die Verformung relativ ähnlich sind. Wie



(a) Isometrie des Modells

(b) Mittendurchbiegung

Abbildung 3.16: Modellrechnung eines  $8 \times 8\text{m}$ -Deckenfelds (Holzträger C24  $b/h=200/280\text{mm}$ , Achsmaß  $80\text{cm}$ ; Betonplatte C20/25,  $t=80\text{mm}$ ) unter quasi ständiger Belastung

Bei Brettsperrholz als Holzbauteil gilt ähnliches. Zwar hat das Brettsperrholzelement eine 2-axiale Tragwirkung. Allerdings sind die Elemente lieferbedingt durch die Transportabmessungen in der Breite begrenzt. Damit sind die Holzbauteile zu stoßen. Für diesen Stoß gibt es leider bisher noch keine Lösung zur Realisierung von biegesteifen Anschlüssen und ausreichend steife Anschlüsse zur Normalkraftübertragung, so dass nach heutigem Stand auch bei diesen Elementen immer Momentengelenke auftreten. Damit ist die 2-axiale Tragwirkung reduziert, so dass am Ende auch dieses Systeme im Wesentlichen als einaxiale Systeme

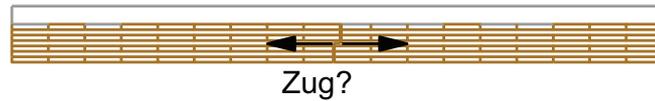


Abbildung 3.17: Typische Stoßausbildung bei Brettsperrholz

aufzufassen sind.

Diese Schwäche im Hinblick auf den zwei-axialen Lastabtrag führt dazu, dass die Decken immer als im Wesentlichen einaxial gespannt anzusehen sind, und damit eine Linienlagerung zu realisieren ist. Als dessen Folge können mit Holz-Beton-Verbunddecken keine wirklichen punktgestützten Platten realisiert werden.

Um dennoch die Raumhöhe nicht durch Unterzüge zu realisieren, können deckengleiche Unterzüge eingebaut werden, wobei diese deckengleichen Unterzügen aus Holz und Stahl sein können (vgl. Abb. 3.18). Bei der Realisierung der Unterzüge aus Beton stellt sich die Frage der Lastweiterleitung aus der Verbunddecke in den Unterzug, da in die Belastung über das unten liegende Bauteil übertragen werden muss (siehe auch Abs. 3.2.9).

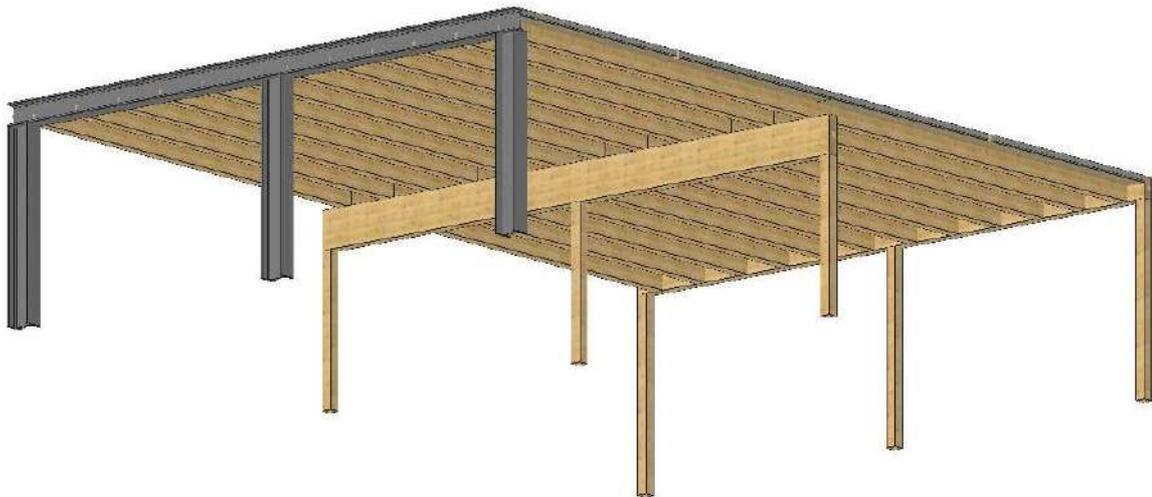
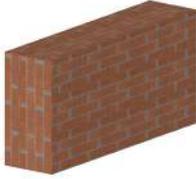


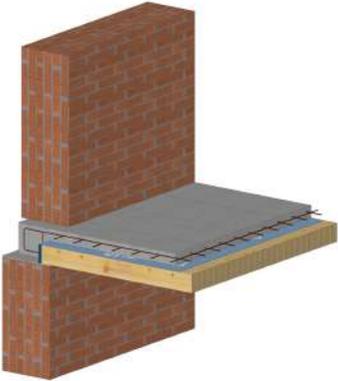
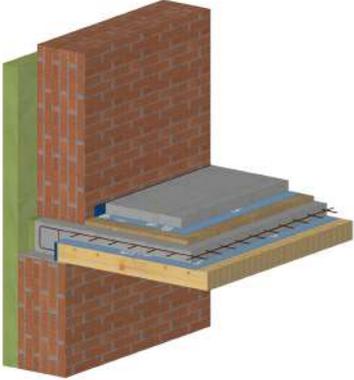
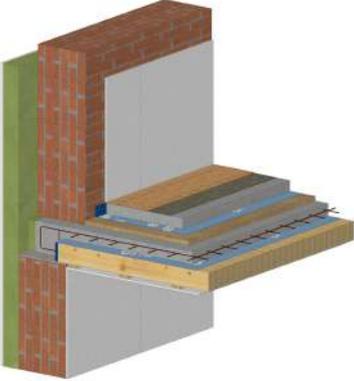
Abbildung 3.18: Beispiele für Linienlager infolge der im Wesentlichen einaxialen Lastabtragung

### 3.3 Anschlüsse zwischen Decke und Wand

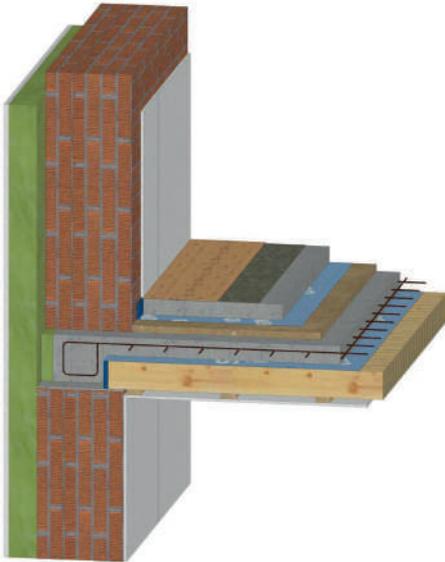
#### 3.3.1 Anschluss an eine Wand aus Mauerwerk - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung der Wand aus Mauerwerk</p>
	<p>Montage der Holzelemente in eine Mörtelbett; da die Montage des Holzelements in das nasse Mörtelbett erfolgt, sind die Holzbauteile auf Schalungsträger zu unterstützen, bis der Mörtel erhärtet ist; die Holzelemente sollten nicht über die gesamte Auflagerbreite reichen, damit durch den entstehenden Betonkern die Belastungen aus den aufgehenden Wänden nicht über Querdruck der Holzelemente übertragen wird.</p>
	<p>Anbringen eines Hirnholzschutzes, so dass ein Eindringen der Feuchte über das Hirnholz des Holzbauteils vermindert wird</p>

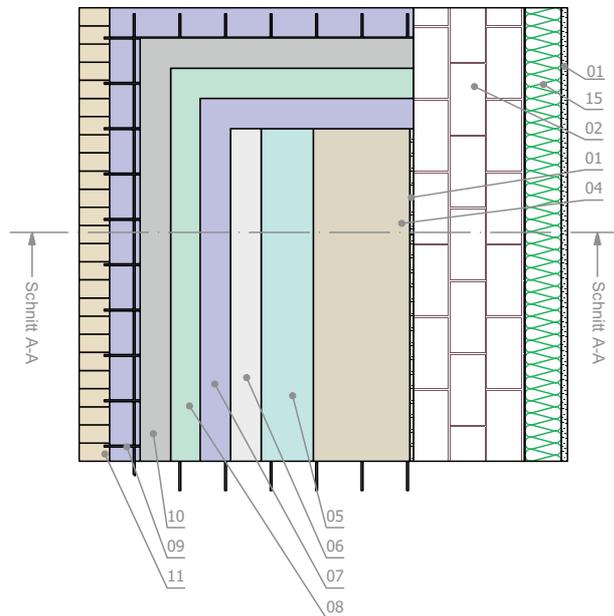
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Aufbringen eines Schutzes zur Reduktion der Wasseraufnahme des Holzes und zur Verhinderung des Durchdringens von Anmachwasser; dies kann z.B. durch das vorsichtige Bewässern der Decke oder durch das Aufbringen einer dünnen Zementschlempe erfolgen.</p>
	<p>Betonage der Decke und – nach Erhärten des Betons – Fertigstellung der aufgehenden Wand</p>
	<p>Fertigstellung der Trittschalldämmung und des Wandaufbaus</p>
	<p>Fertigstellung des Innenausbaus</p>

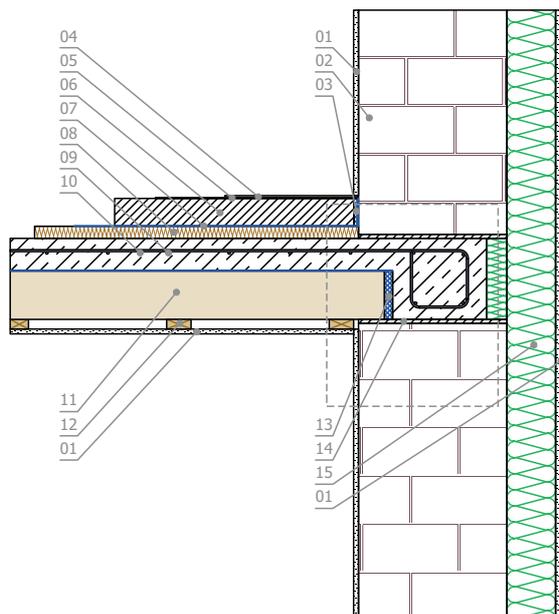
3D Bild



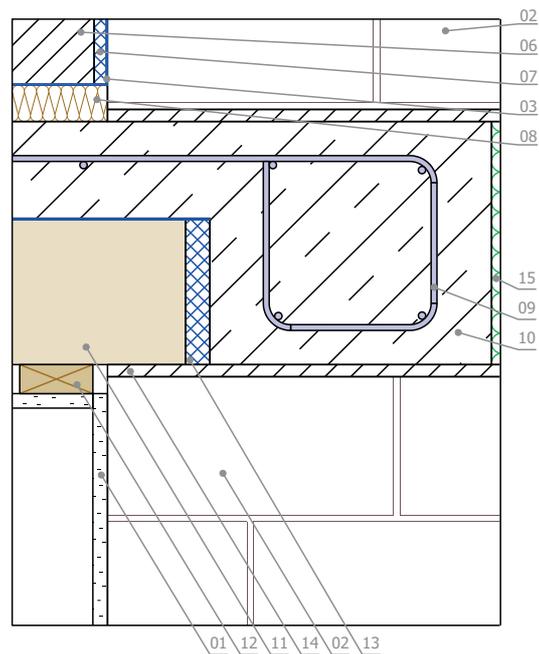
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Bepankung, Putz
- 02. Mauerwerk
- 03. Randdämmstreifen
- 04. Fußbodenbelag
- 05. Trittschalldämmung

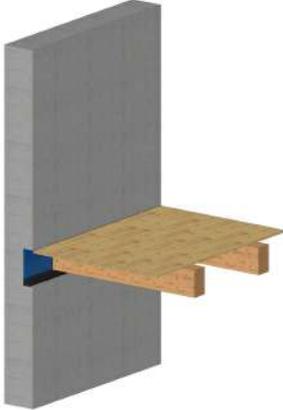
- 06. Estrich
- 07. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 08. Holzfaserdämmung
- 09. Bewehrung
- 10. Stahlbeton

- 11. Brettschichtholz
- 12. Unterkonstruktion
- 13. Hirnholzschutz
- 14. Mörtel
- 15. Steinwolle

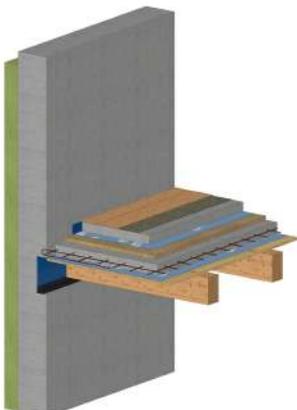
### 3.3.2 Anschluss an eine Stahlbetonwand - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Betonage der Wand mit Aussparung zur Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke</p>
	<p>Einbau eines Neoprenlagers zum Ausgleich von Toleranzen und zur Lagerung der Holz-Beton-Verbunddecke innerhalb der aufgehenden Bewehrung der Wand, um ein Abplatzen des Betons zu verhindern.</p>
	<p>Dämmung des Betons, um eine Kondensatbildung am Hirnholz zu verhindern</p>

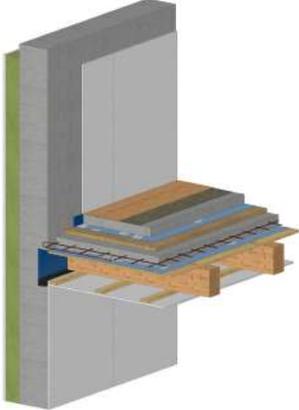
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Balken
	Aufbringen der Schalung
	Abdichtung der Schalung durch z.B. Folien, um ein Durchdringen von Beton-Anmachwasser zu verhindern.

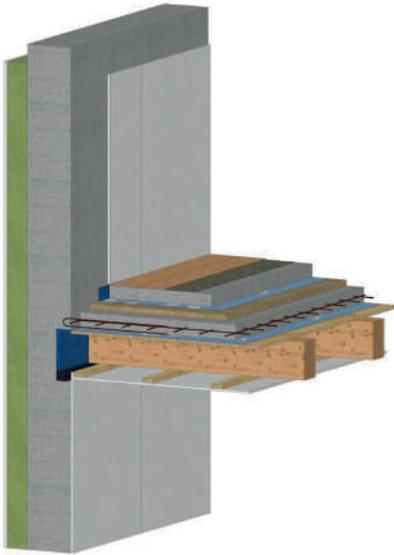
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau der Bewehrung; sollten Horizontallbelastungen aus der Betonplatte der Holz-Beton-Verbunddecke in die Wandscheibe übertragen werden, ist die Bewehrung der Decke z.B. über lokale eingebaute Rückbiegeanschlüsse in der Wand zu verbinden.</p>
	<p>Betonage der Decke</p>
	<p>Fertigstellung des Wand- und Deckenaufbaus</p>

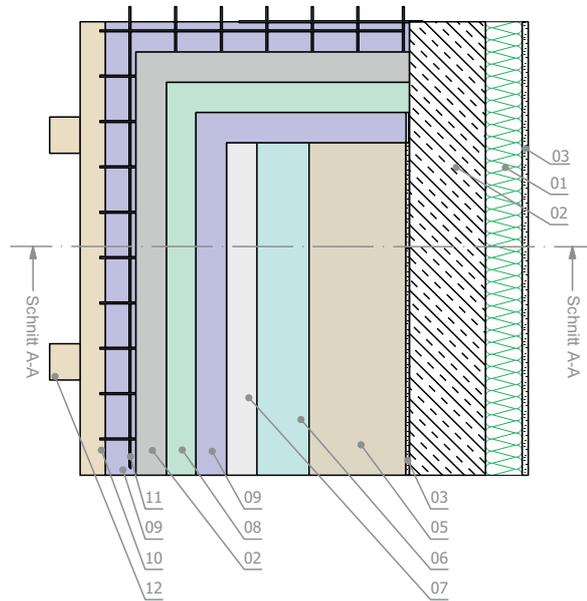
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Innenausbaus der Wände

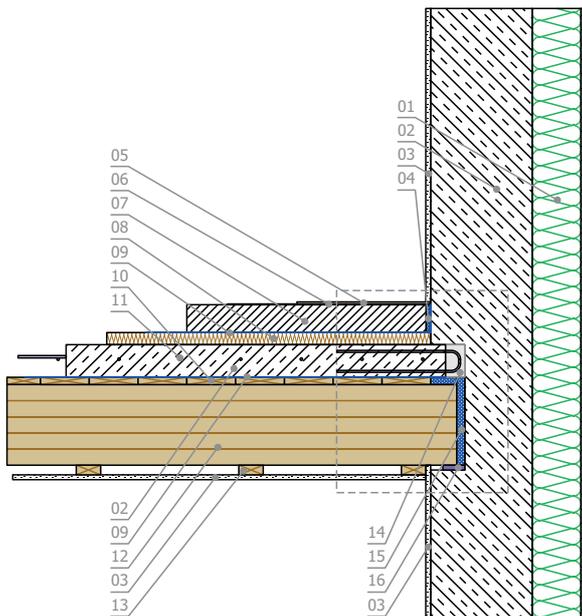
3D Bild



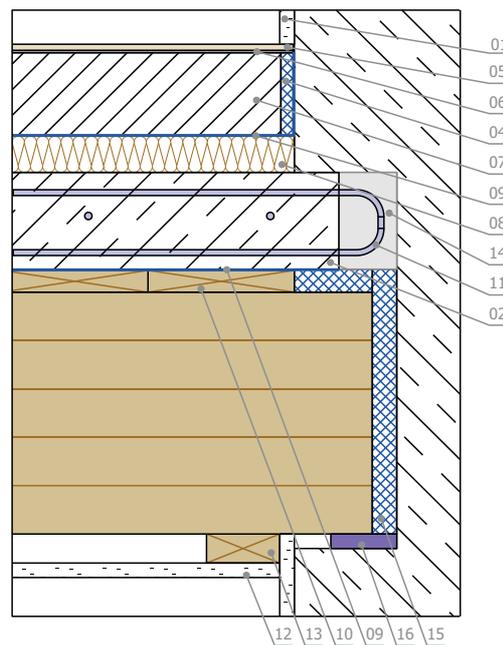
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Steinwolle
- 02. Stahlbeton
- 03. Beplankung, Putz
- 04. Randdämmstreifen
- 05. Fußbodenbelag
- 06. Trittschalldämmung
- 07. Estrich
- 08. Holzfaserdämmung
- 09. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 10. Schalung

- 11. Bewehrung
- 12. Brettschichtholz
- 13. Unterkonstruktion
- 14. Rückbiegeanschluss
- 15. Hirnholzschutz
- 16. EPDM

Bemerkung

- Die Horizontallasten aus der Betondecke können über den (punktuellen) Einbau von Rückbiegeanschlüsse in der Betonwand übertragen werden, so dass die Wand mit dem Betonspiegel gekoppelt werden. Eine Einspannung der Decke in die Wand kann nicht angesetzt werden, da infolge der eingebauten Dämmung zur Verhinderung der Kondensatbildung keine Normalkraft in die Holzbauteile der Holz-Beton-Verbunddecke eingetragen werden können. Somit ist diese Lagerung unter Berücksichtigung des Reißens des Betons als gelenkige Lagerung anzunehmen.

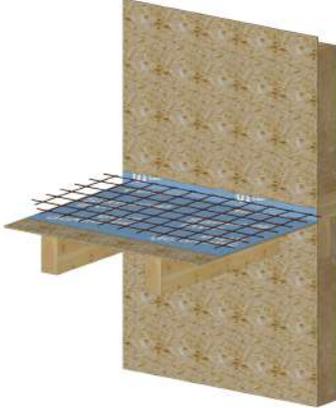
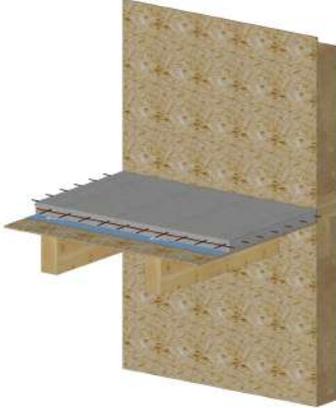
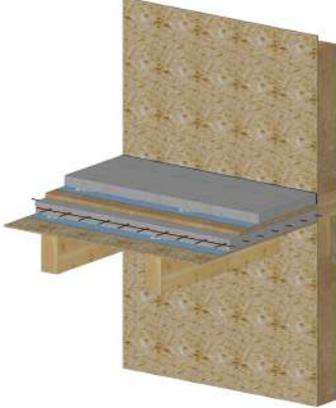
### 3.3.3 Anschluss an eine Holzständerwand - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung einer Holzständerwand mit eingebrachter Dämmung</p>
	<p>Verschließen der Wand mit einer Holzwerkstoffplatte, so dass eine durchgehende winddichte Ebene erzielt wird</p>

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Anschluss der Holzbalken, z.B. durch Balkenschuhe, spezielle Einhängerverbinder oder durch selbstbohrende Schrauben. Bei allen Verbindungsmitteln sind die Auswirkungen der Zwischenschichten zu berücksichtigen (siehe hierzu z.B. auch Blaß u. Laske-witz (2003)).</p>
	<p>Aufbringen der Schalung aus Holzwerkstoffplatten oder als Bretterschalung, je nach Anforderungen an die Untersicht.</p>
	<p>Einbau einer Folie zur Abdichtung zwischen Holz und Beton insb. um ein Durchdringen des Anmachwasser durch die Decke zu verhindern. Weiterhin wird diese Zwischenschicht durch die meisten Zulassungen bzw. ETAs gefordert wird. Die Folie sollte an der Wand über die Oberkante des Betons hochgezogen werden.</p>

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Bewehrung
	Betonage der Decke
	Einbau des Deckenaufbaus

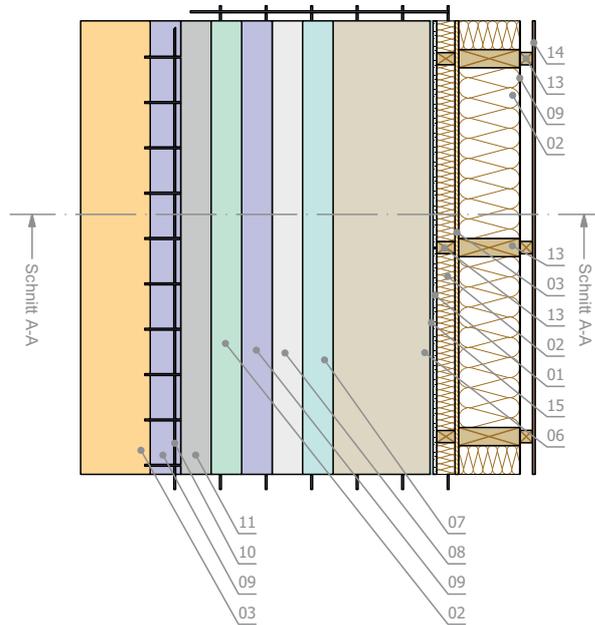
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau des Wandaufbaus, z.B. in Form eines Kabelkanals oder einer weiteren Dämmebene
	Verkleidung der Innenseite

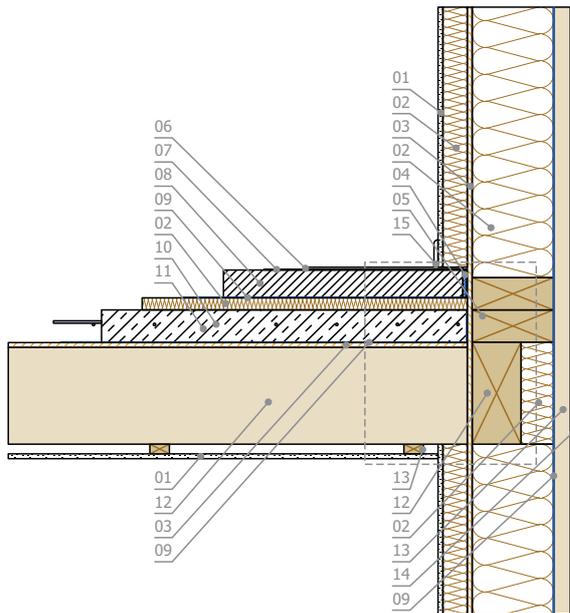
3D Bild



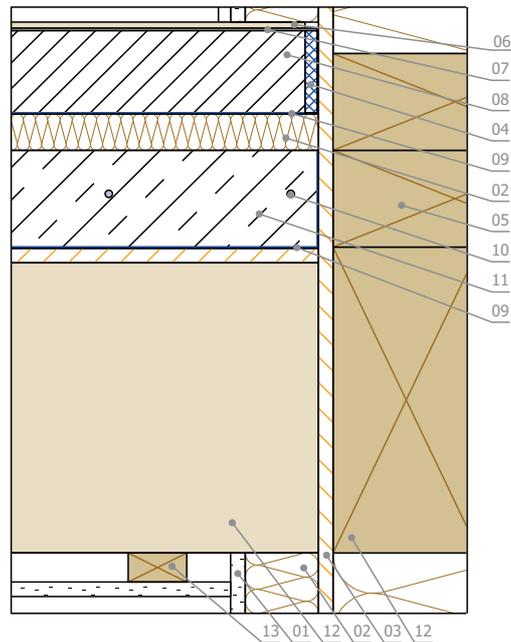
Grundriss



Schnitt A-A



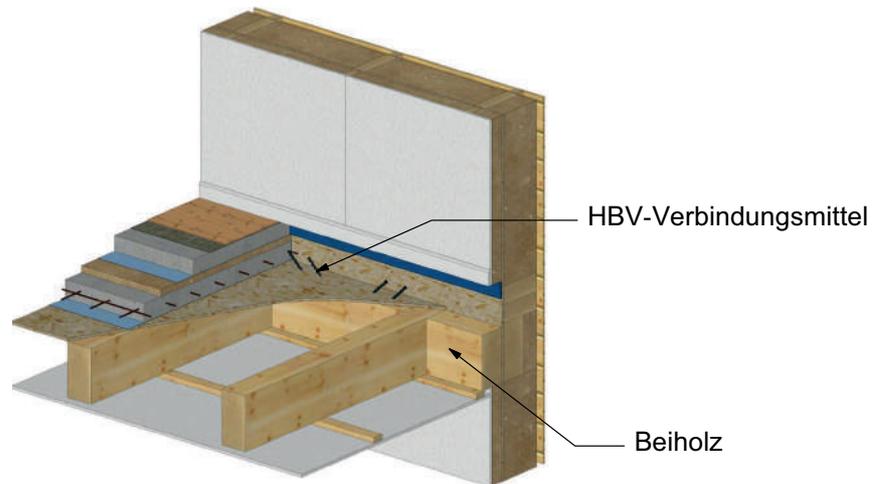
Detail A



- |                      |                                  |                       |
|----------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Fußbodenbelag                | 11. Stahlbeton        |
| 02. Holzfaserdämmung | 07. Trittschalldämmung           | 12. Balken            |
| 03. HWS              | 08. Estrich                      | 13. Unterkonstruktion |
| 04. Randdämmstreifen | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen | 14. Fassade           |
| 05. Schwelle         | 10. Bewehrung                    | 15. Sockelleiste      |

Bemerkung

- Treten relevante Horizontallasten in der Betonplatte auf, die in die Wand eingeleitet werden sollen, wird empfohlen, diese Lasten aus der Betonplatte über Holz-Beton-Verbindungsmitel in einem Beiholz in die Wand einzuleiten



### 3.3.4 Anschluss an eine Außenwand aus Brettsperrholz - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p data-bbox="963 1357 1358 1384">Aufstellung der Brettsperrholzwand</p>

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Auflegen der vorbereiteten Brettsperrholzdecke; im Rahmen der Vorbereitung sind i.d.R. die Verbindungsmittel, wie z.B. Kerfen inkl. Abhebesicherung eingebaut.</p>
	<p>Stellen der aufgehenden Wand</p>
	<p>Verlegen der i.d.R. für die Begrenzung der Rissbreite einzubauenden Bewehrung.</p>

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Betonage der Decke; üblicherweise wird die Decke vor dem Betonieren so vorbereitet, dass das Durchdringen von Anmachwasser verhindert wird. Dazu wird der Holzquerschnitt an der Oberseite entweder in einem vernünftigen Umfang bewässert oder aber mit einer Zementschlempe bestrichen. Der Einbau von Folien kommt eher nicht zum Einsatz, da das Verlegen der Folien im Bereich der Verbindungsmittel eher schwierig ist.</p>
	<p>Einbau des Bodenaufbaus</p>
	<p>Einbringen des Wandaufbaus z.B. zusätzliche Dämmung und/oder Kabelkanäle</p>

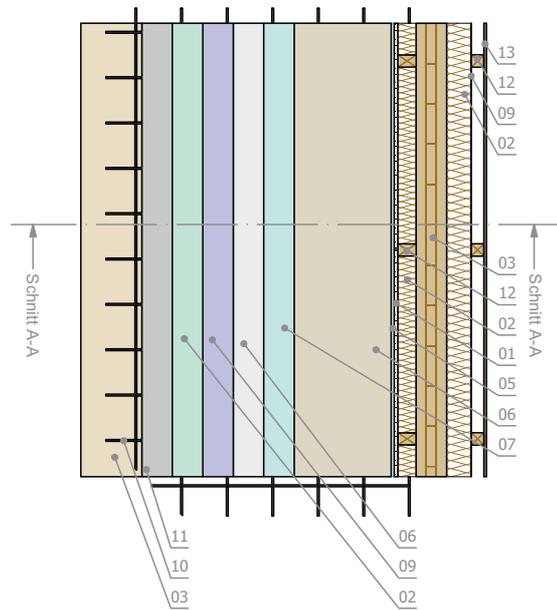
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Wand- und Boden- aufbaus

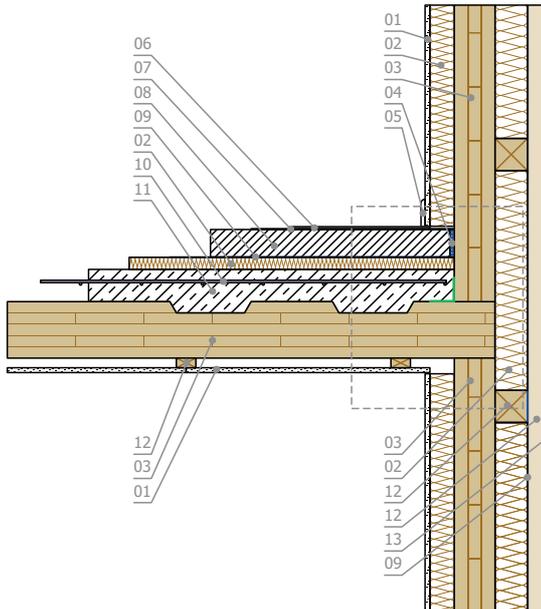
3D Bild



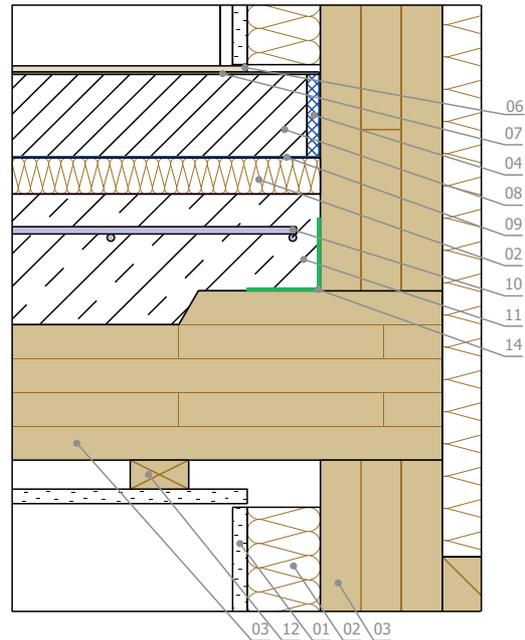
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



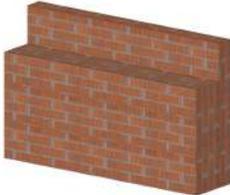
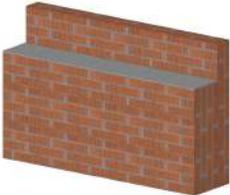
- |                      |                                  |
|----------------------|----------------------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Fußbodenbelag                |
| 02. Holzfaserdämmung | 07. Trittschalldämmung           |
| 03. BSP              | 08. Estrich                      |
| 04. Randdämmstreifen | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen |
| 05. Sockelleiste     | 10. Bewehrung                    |

- |                       |
|-----------------------|
| 11. Stahlbeton        |
| 12. Unterkonstruktion |
| 13. Fassade           |
| 14. Klebeband         |

Bemerkungen

- Horizontallasten aus der Betonplatte können über in das Holzelement eingebauten Holz-Beton-Verbindungsmitel übertragen werden, so dass die Lasten aus der steiferen Betonplatte im Auflagerbereich in die Holzelemente eingeleitet werden.
- Die Horizontallasten im Holzelement werden durch die üblichen Holz-Holz-Anschlüsse abgetragen

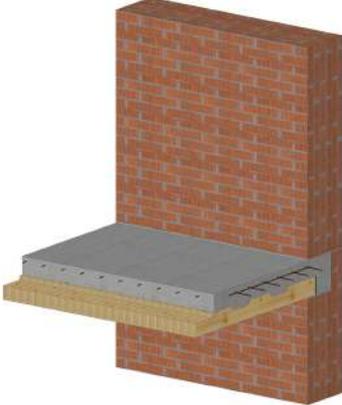
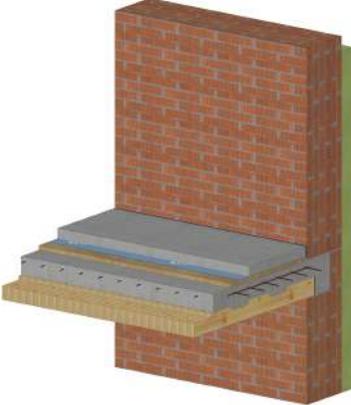
### 3.3.5 Anschluss an eine Außenwand aus Mauerwerk - vertikale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung des Mauerwerks bis UK Decke</p>
	<p>Aufbringen eines Ausgleichsschicht z.B. Mörtelbett. Bei der Verwendung eines Mörtelbetts sollten die Holzbauteile unterstützt werden, da die Holzbauteile in den noch frischen Mörtel eingelegt werden.</p>

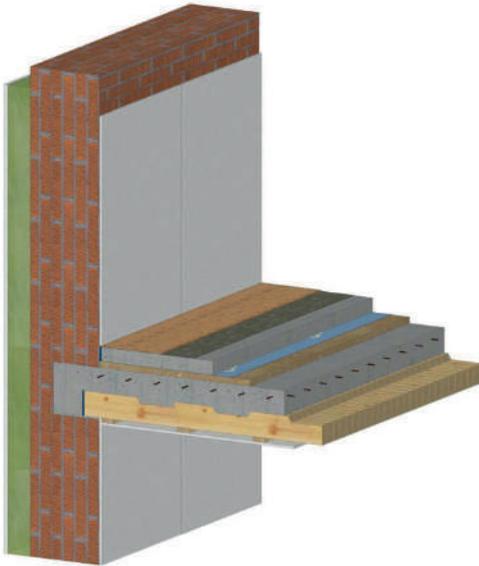
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Montage der Holzelemente. Dabei sollte das Stirnholz mit einem Hirnholzschutz versehen werden, um eine erhöhte Feuchteaufnahme zu verhindern
	Einbau der Bewehrung und der Abhebesicherung im Bereich der Verbindungsmittel entsprechend der statischen Berechnung
	Betonage der kompletten Decke inkl. des Randbalkens

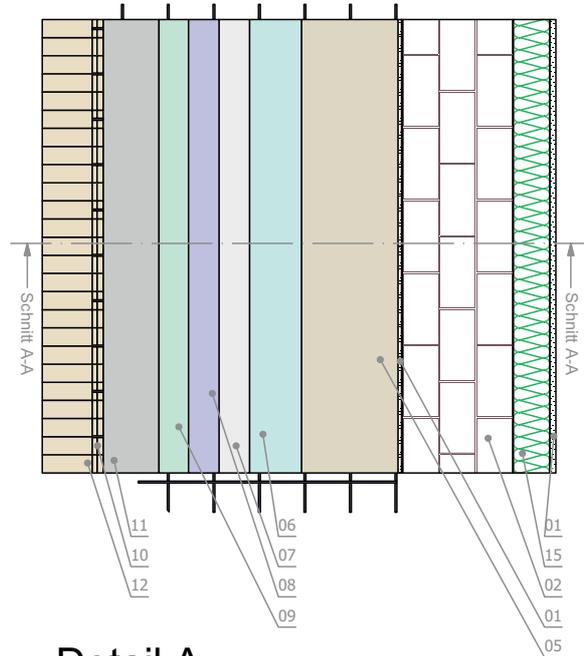
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Herstellen der aufgehenden Wand
	Fertigstellung des Bodenaufbaus, der Wand und der Dämmung der Wand
	Fertigstellung des Innenausbaus der Wand und der Decke

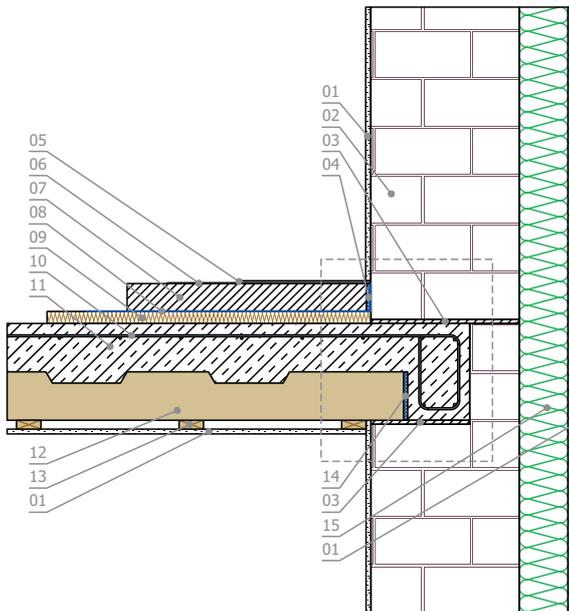
3D Bild



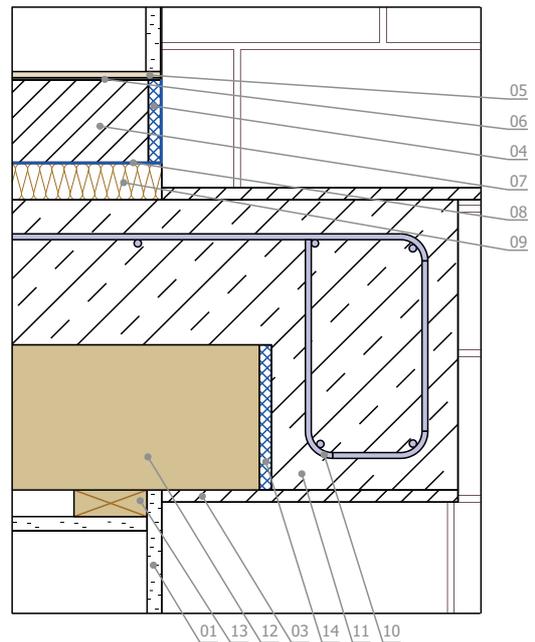
Grundriss



Schnitt A-A



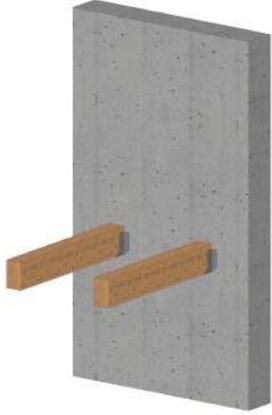
Detail A



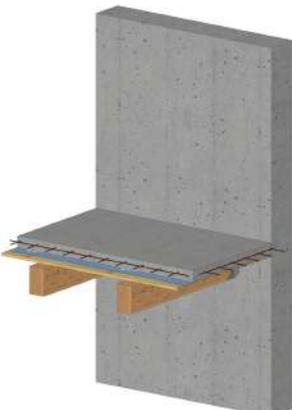
- 01. Beplankung, Putz
- 02. Mauerwerk
- 03. Mörtel
- 04. Randdämmstreifen
- 05. Fußbodenbelag
- 06. Trittschalldämmung
- 07. Estrich
- 08. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 09. Holzfaserdämmung
- 10. Bewehrung

- 11. Stahlbeton
- 12. Massivholz
- 13. Unterkonstruktion
- 14. Hirnholzschutz
- 15. Steinwolle

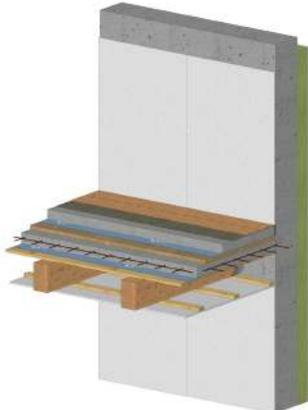
### 3.3.6 Anschluss an eine durchgehende Außenwand aus Stahlbeton - vertikale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung der Stahlbetonwand</p>
	<p>Befestigung der Holzelemente an der Stahlbetonwand. Diese Befestigung kann entweder durch Balkenschuhe oder aber durch an die Wand montierte Auflagerbalken erfolgen.</p>
	<p>Montage der Schalung aus Holzwerkstoffplatten oder Bretterschalung</p>

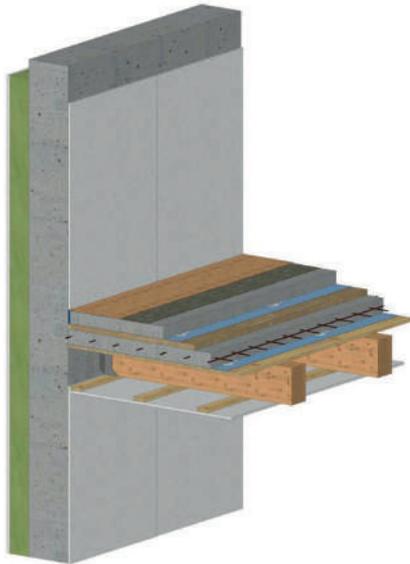
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Dichtebene um die Wasseraufnahme des Holzes und ein Durchdringen des Betonanmachwassers zu minimieren. Diese Folie sollte am Rand über die Fuge bis über OK Betonplatte hochgezogen werden.</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel zwischen Holz und Beton entsprechend der statischen Berechnung und der Bewehrung</p>
	<p>Betonage der Betondecke</p>

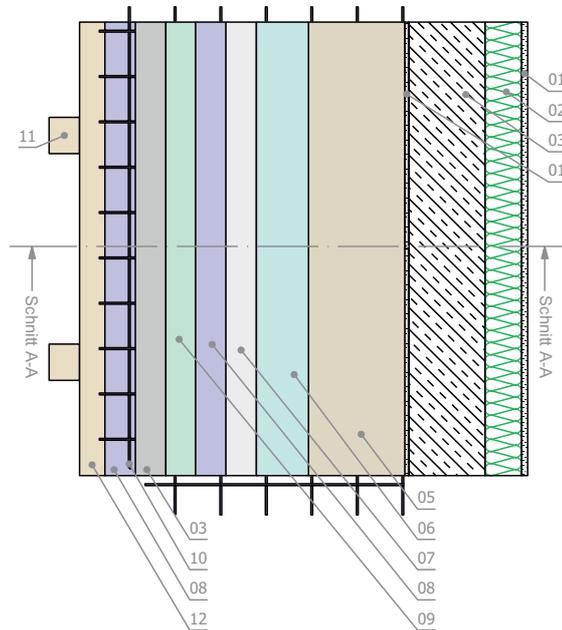
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Deckenaufbaus
	Fertigstellung des Innenausbaus der Wand und der Decke

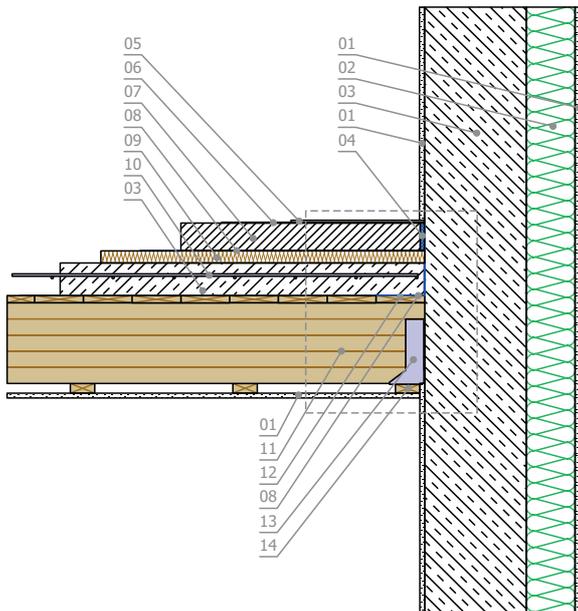
3D Bild



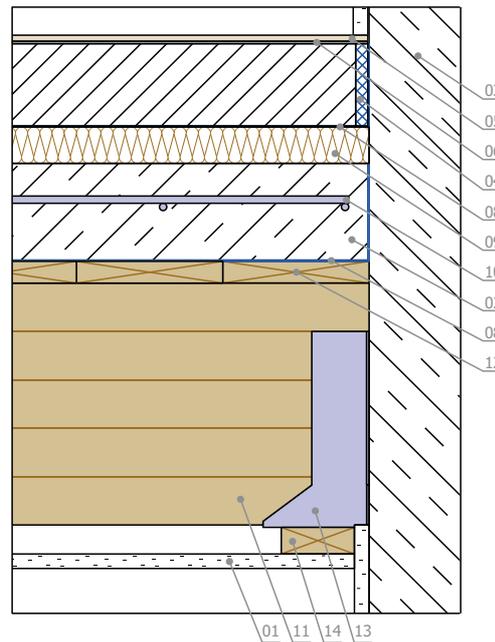
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- |                      |                                  |                       |
|----------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Trittschalldämmung           | 11. Brettschichtholz  |
| 02. Steinwolle       | 07. Estrich                      | 12. Schalung          |
| 03. Stahlbeton       | 08. PE-Folie an Wand hochgezogen | 13. Balkenschuh       |
| 04. Randdämmstreifen | 09. Holzfaserdämmung             | 14. Unterkonstruktion |
| 05. Fußbodenbelag    | 10. Bewehrung                    |                       |

Bemerkung

- Für die Übertragung größerer Horizontallasten können Rückbiegeanschlüsse in die Stahlbetonwand einbaut werden. Alternativ kann die Horizontallast auch über ein an die Stahlbetonwand gedübeltes Beiholz in die Wand eingeleitet werden (siehe hierzu auch Anschluss in Abs. 3.3.3)

### 3.3.7 Anschluss an eine Außenwand in Holzständerbauweise - vertikale Belastung

Bild	Beschreibung
	Herstellung und Montage der Wand
	Schließen der Wand

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Montage der Decke inkl. Schalung
	Montage der Wand
	Schließen der Wand

Weiter auf der nächste Seite

		Fortsetzung
Bild	Beschreibung	
	<p>Einbau einer Folie zur Minimierung des Wassereintrags in die Konstruktion. Die Folie sollte an der Wand „hochgezogen“, so dass auch über diese Fläche kein Wasser in die Wand eindringen kann. Die Stöße der Folien sollten verklebt werden, um die Dichtigkeit sicherzustellen.</p>	
	<p>Einbau der Verbindungsmittel und der Bewehrung</p>	
	<p>Betonage der Decke</p>	

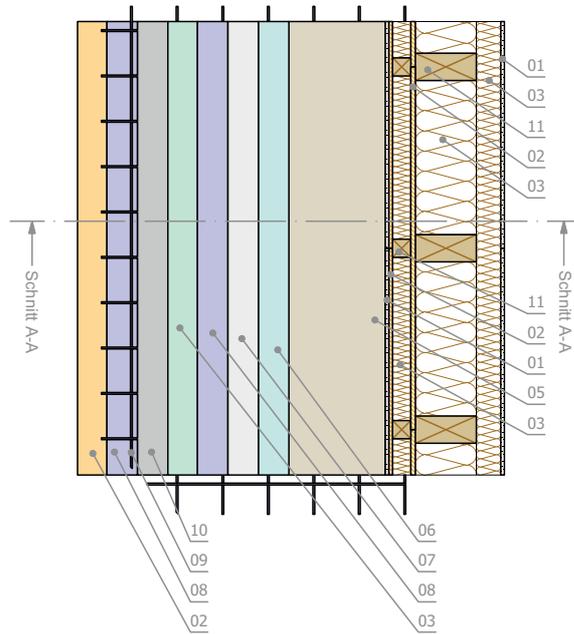
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Trittschalldämmung und der zusätzlichen Ebenen auf der Innenseite
	Fertigstellung der Innenansichten

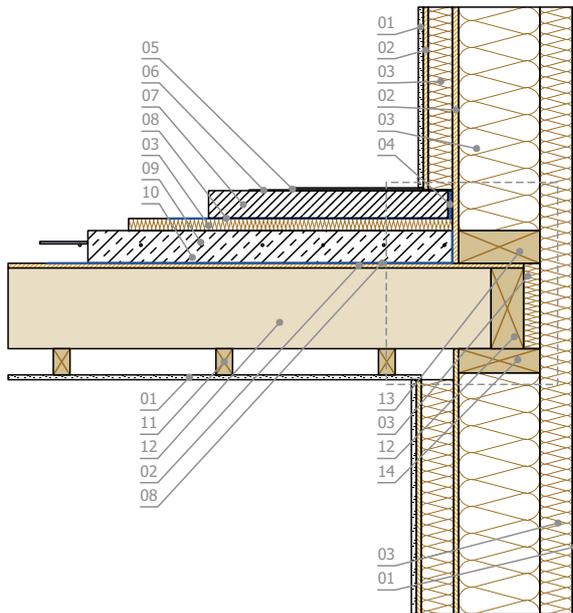
3D Bild



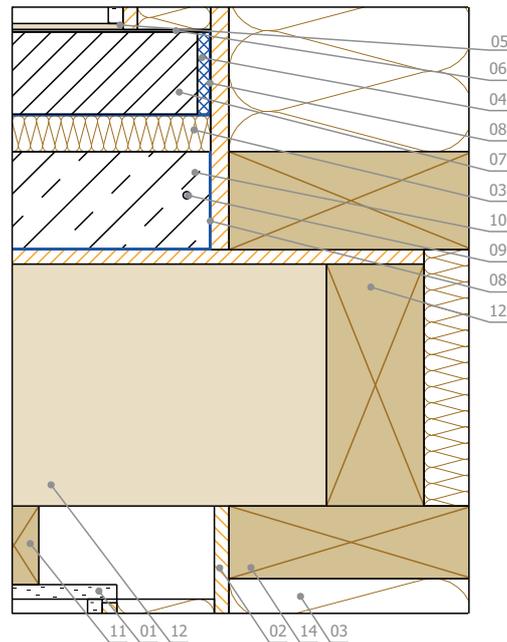
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Beplankung, Putz
- 02. HWS
- 03. Holzfaserdämmung
- 04. Randdämmstreifen
- 05. Fußbodenbelag

- 06. Trittschalldämmung
- 07. Estrich
- 08. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 09. Bewehrung
- 10. Stahlbeton

- 11. Unterkonstruktion
- 12. Balken
- 13. Schwelle
- 14. Rähm

### 3.3.8 Anschluss an eine Außenwand aus Brettsperrholz - vertikale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Montage der Wand</p>
	<p>Montage der Brettsperrholzdecke; die Verbindungsmittel zur Verbindung von Brettsperrholzelemente und Beton werden eingebaut</p>
	<p>Einbau der Bewehrung und Vorbereitung der Decke für die Betonage; diese Vorbereitung kann durch das vorsichtige Bewässern oder durch das Aufbringen einer dünnen Zementschlempe erfolgen</p>

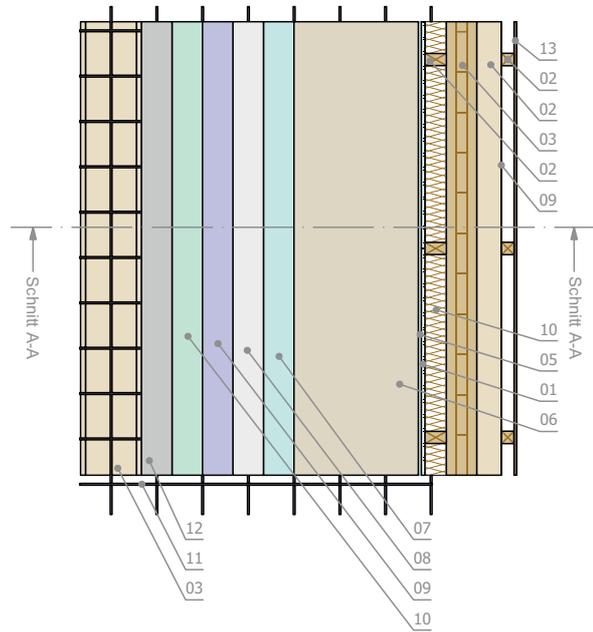
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Betonage der Decke
	Innenausbau der Wand und der Decke
	Fertigstellung des Innenausbaus

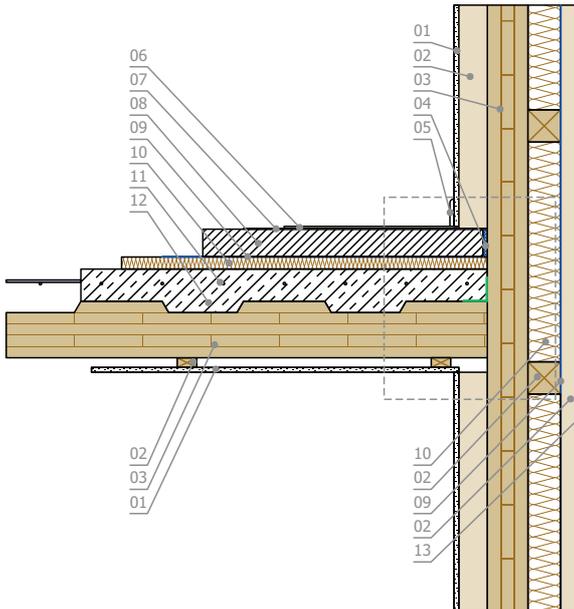
3D Bild



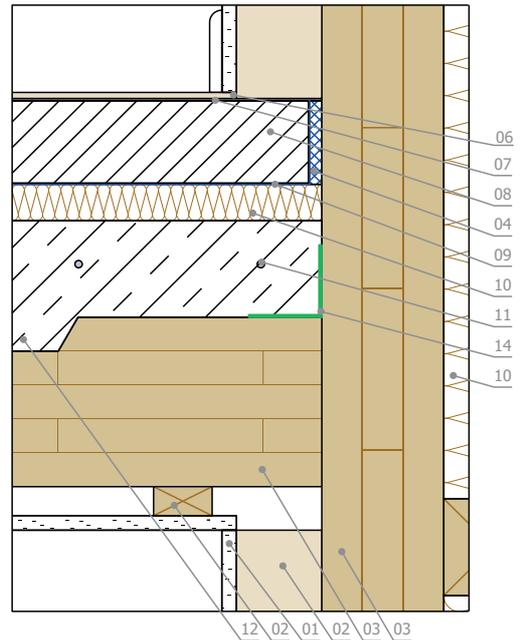
Grundriss



Schnitt A-A

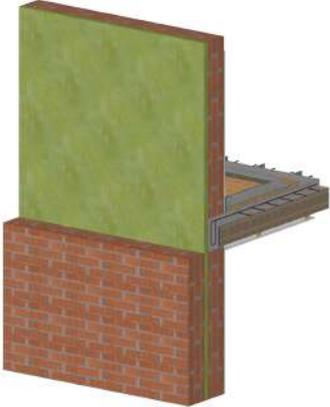
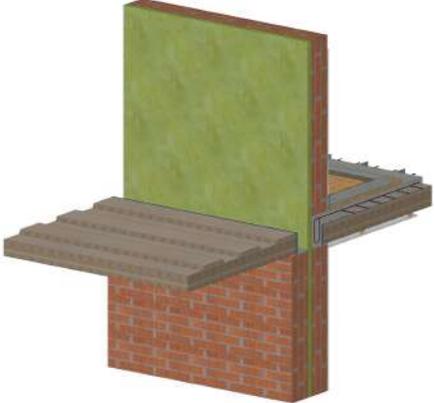
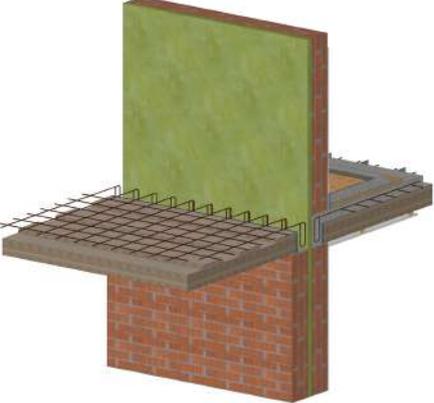


Detail A

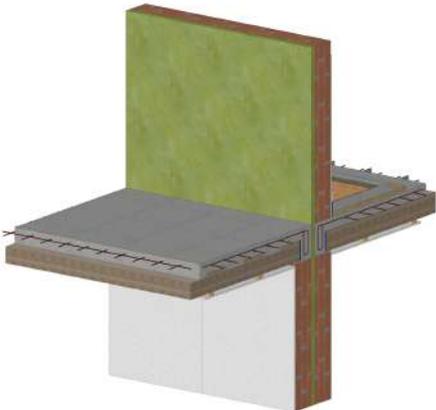
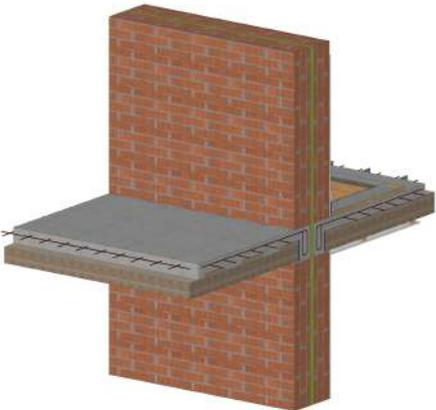
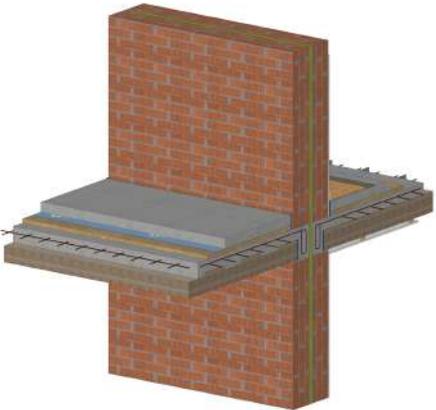


- |                       |                                  |                |
|-----------------------|----------------------------------|----------------|
| 01. Beplankung, Putz  | 06. Fußbodenbelag                | 11. Bewehrung  |
| 02. Unterkonstruktion | 07. Trittschalldämmung           | 12. Stahlbeton |
| 03. BSP               | 08. Estrich                      | 13. Fassade    |
| 04. Randdämmstreifen  | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen | 14. Klebeband  |
| 05. Sockelleiste      | 10. Holzfaserdämmung             |                |

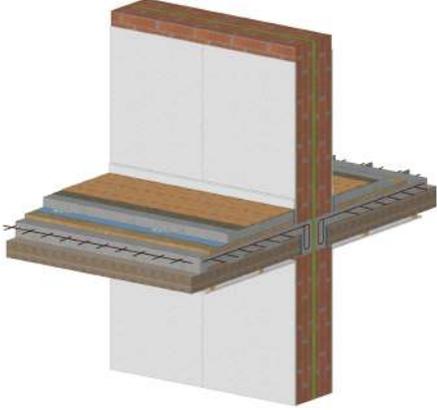
### 3.3.9 Gebäudetrennwand aus Mauerwerk

Bild	Beschreibung
	<p>Fertigstellung der Wand</p>
	<p>Montage des flächigen Holzelements in ein Mörtelbett; der Hirnholzschutz ist vor dem Einbau anzubringen; ebenso empfiehlt es sich, die Verbindungsmittel vorzumontieren</p>
	<p>Einbau der Bewehrung und Vorbereitung der Fuge zwischen Holz und Beton zur Reduktion der Feuchteufnahmen des Holzes und um ein Durchdringen des Betonanmachwasser zu verhindern</p>

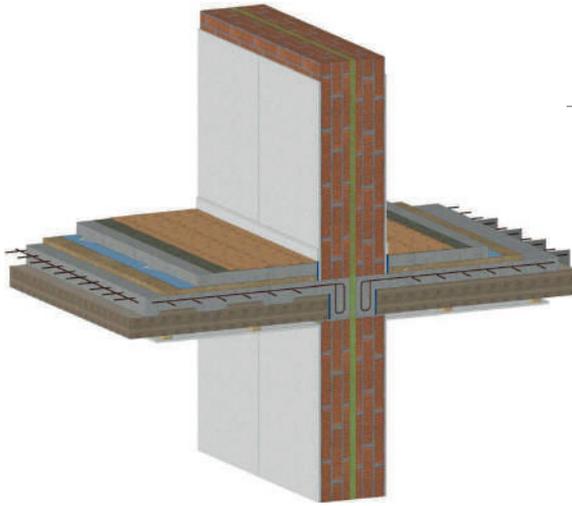
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Betonage der Decke
	Fertigstellung der aufgehenden Wand
	Einbau des Fußbodenaufbaus

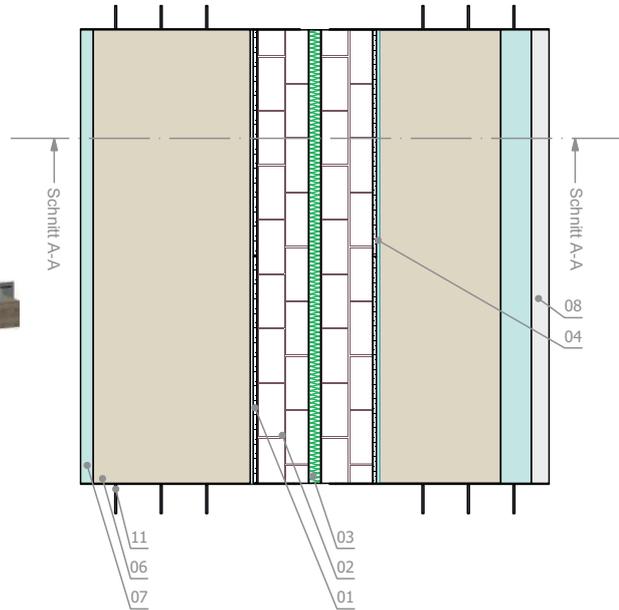
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Innenausbaus

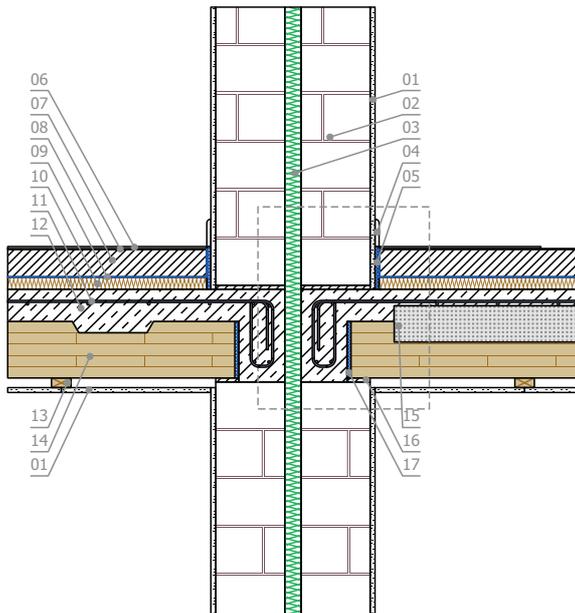
3D Bild



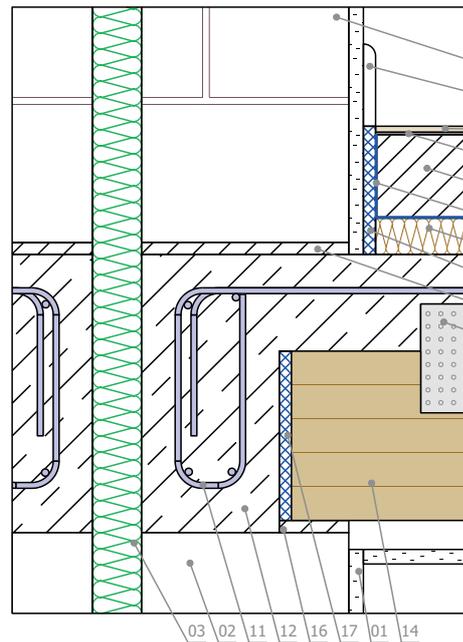
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Beplankung, Putz
- 02. Mauerwerk
- 03. Steinwolle
- 04. Sockelleiste
- 05. Randdämmstreifen

- 06. Fußbodenbelag
- 07. Trittschalldämmung
- 08. Estrich
- 09. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 10. Holzfaserdämmung

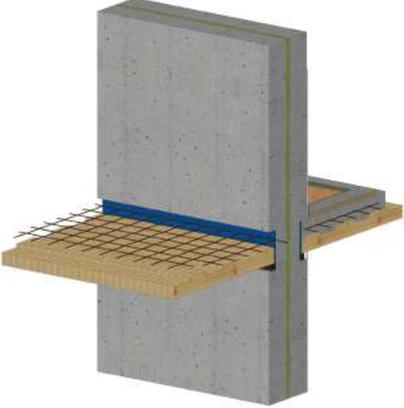
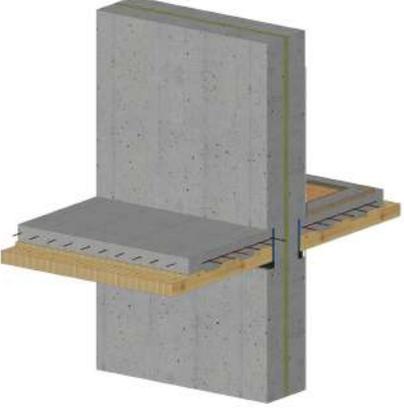
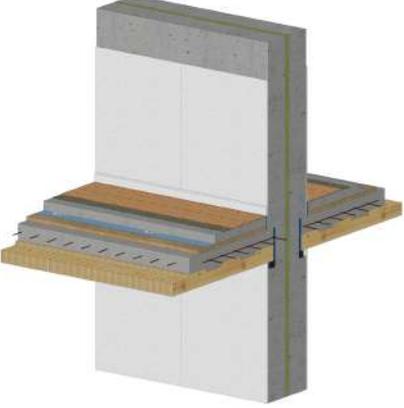
- 11. Bewehrung
- 12. Stahlbeton
- 13. Unterkonstruktion
- 14. BSP
- 15. HBV-Verbindung

- 16. Mörtel
- 17. Hirnholzschutz

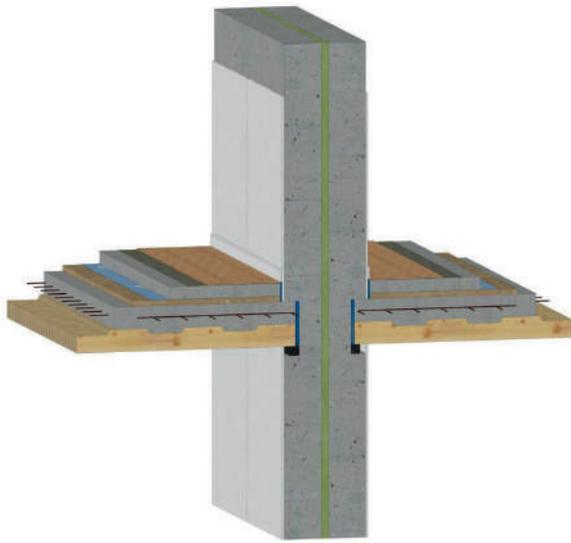
### 3.3.10 Gebäudetrennwand in Stahlbetonbauweise

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung der Stahlbetonwand mit Aussparung zur Auflagerung der Decke</p>
	<p>Einbau eines Neoprenlagers o. vgl., so dass Toleranzen aufgenommen werden können und so dass die Lastleitung aus dem Holzträger hinter der Bewehrung der Wand erfolgt.</p>
	<p>Einbau der vorbereiteten Holzelemente; im Rahmen der Vorbereitung wird ein Hirnholzschutz empfohlen; sollte die Gefahr einer Kondensatbildung vorhanden sein, ist der Kontaktbereich zu dämmen</p>

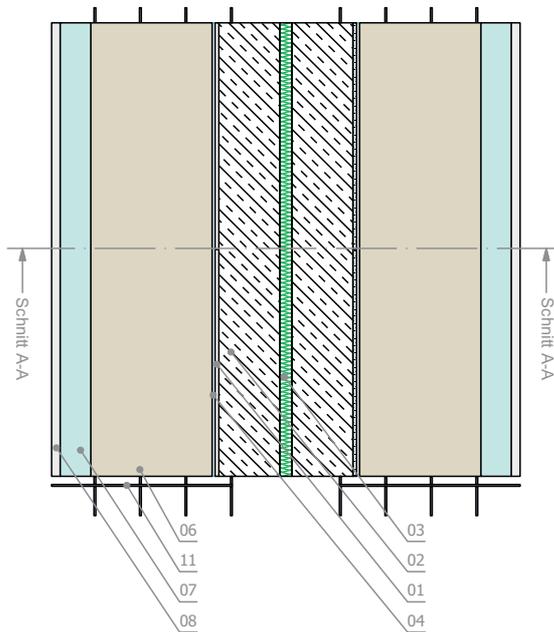
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau der Bewehrung und Einbau der Verbindungsmittel; Vorbereitung der Fuge durch Einbau einer Folie, durch vorsichtiges Vornässen der Holzplatte oder durch Aufbringen einer Zementschlempe; sollten Horizontallasten aus der Betonplatte übertragen werden, ist diese Decke über eine Anschlussbewehrung aus der Wand anzuschließen.</p>
	<p>Betonage der gesamten Decke</p>
	<p>Fertigstellung des Innenausbaus</p>

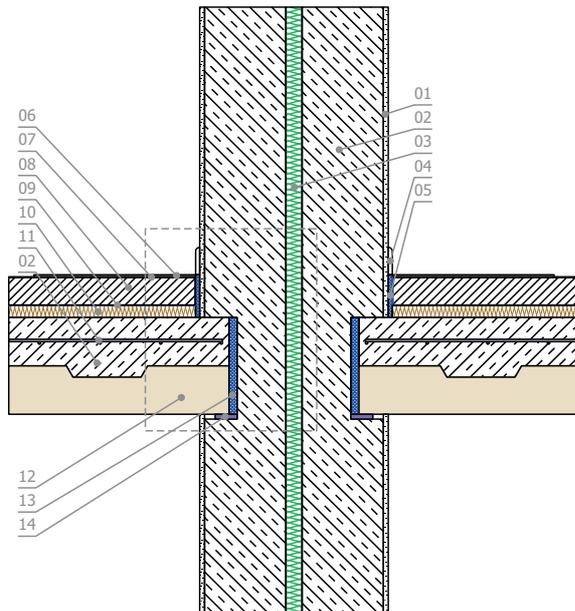
3D Bild



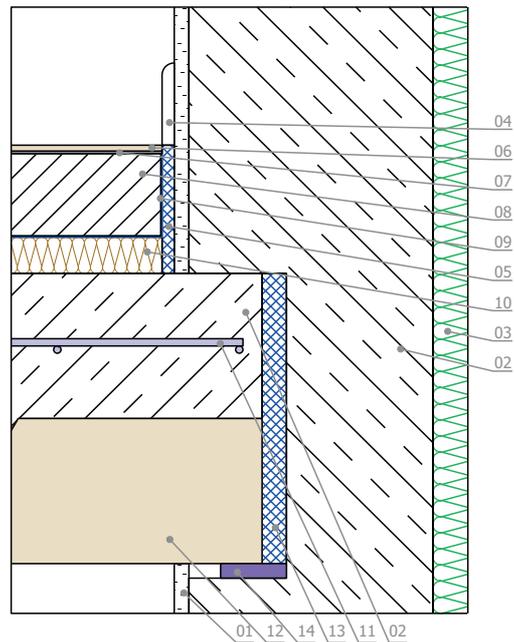
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Beplankung, Putz
- 02. Stahlbeton
- 03. Steinwolle
- 04. Sockelleiste
- 05. Randdämmstreifen

- 06. Fußbodenbelag
- 07. Trittschalldämmung
- 08. Estrich
- 09. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 10. Holzfaserdämmung

- 11. Bewehrung
- 12. Brettschichtholz
- 13. Hirnholzschutz
- 14. EPDM

Bemerkung

- Horizontallasten in der Betonplatte können – sofern sie nicht auf einen anderen Weg übertragen werden können – über Rückbiegeanschlüsse in der Wand abgetragen werden.

**3.3.11 Gebäudetrennwand in Holzständerbauweise**

Bild	Beschreibung
	Stellen der Wand
	Schließen der Wand
	Einbau der Holzelemente der Decke

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Schalung
	Montage der aufgehenden Wand
	Verschließen der aufgehenden Wand

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Trennlage zwischen Holz und Beton (i.d.R. Einbau einer Folie) um eine Feuchteaufnahme der Holzbauteile aus dem Anmachwasser zu verhindern. Die Folie ist über OK Betonplatte hochzuziehen. Die Stöße sind zu verkleben.</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel und Einbau der Bewehrung</p>
	<p>Betonage der Decke</p>

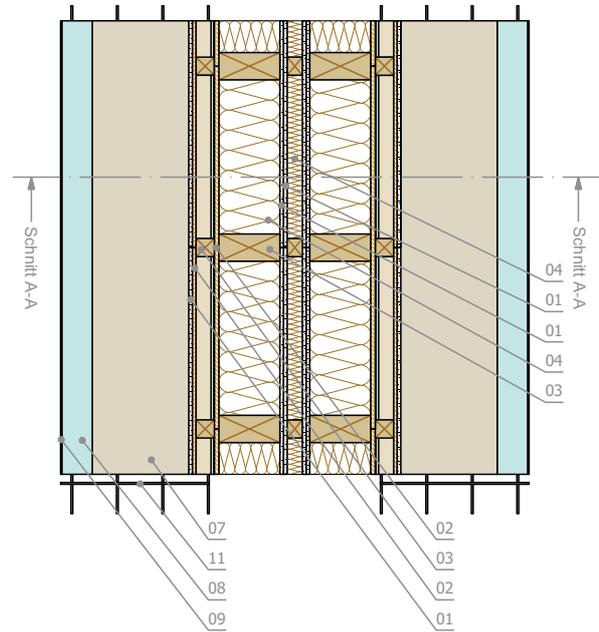
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbaus

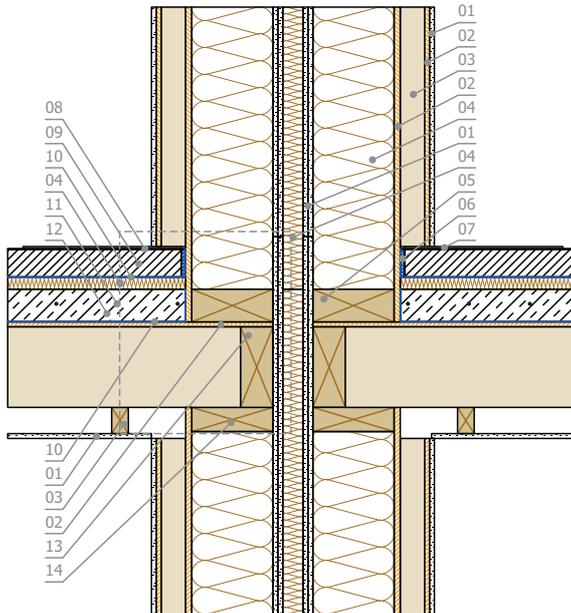
3D Bild



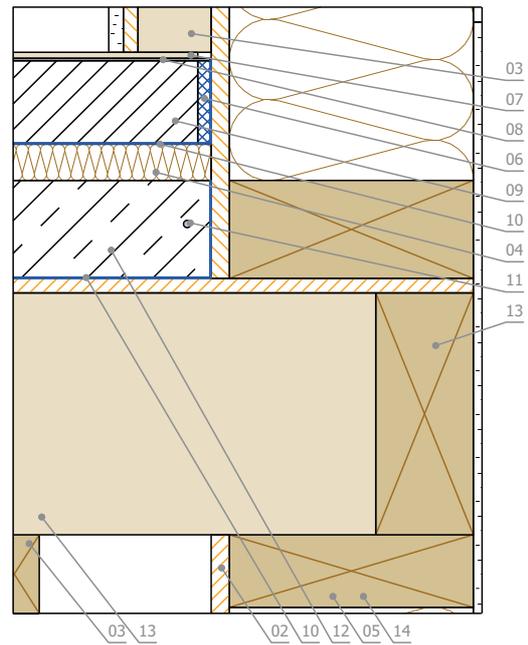
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



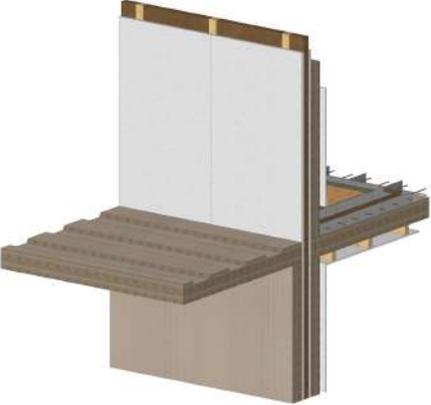
- 01. Beplankung, Putz
- 02. HWS
- 03. Unterkonstruktion
- 04. Holzfaserdämmung
- 05. Schwelle
- 06. Randdämmstreifen
- 07. Fußbodenbelag
- 08. Trittschalldämmung
- 09. Estrich
- 10. PE-Folie an Wand hochgezogen

- 11. Bewehrung
- 12. Stahlbeton
- 13. Balken
- 14. Rähm

Bemerkung

- Für größeren Horizontallasten kann ein Füllholz zwischen die Balken eingebaut werden, dass über Holz-Beton-Verbindungsmitel mit der Betonplatte verbunden ist. Die Lasten aus diesem Füllholz werden dann entweder über die Querbiegung der Balken oder über die Schalung als Scheibe bis in die Wand übertragen.

**3.3.12 Gebäudetrennwand in Brettsperrholzbauweise**

Bild	Beschreibung
	Herstellung der Gebäudetrennwand
	Einbau der Holzelemente
	Einbau der aufsteigenden Wand

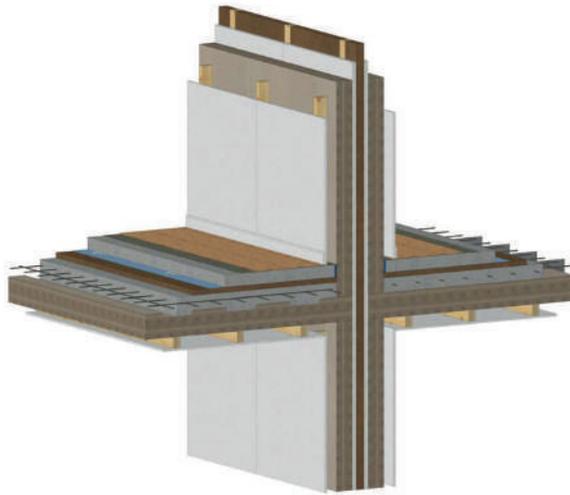
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, Einbau der Bewehrung und Vorbereitung der Decke durch Einbau einer Folie, durch das vorsichtige Vornässen der Decke oder durch Aufbringen einer Zement-schlempe</p>
	<p>Betonage der Decke</p>
	<p>Einbau der Trittschalldämmung</p>

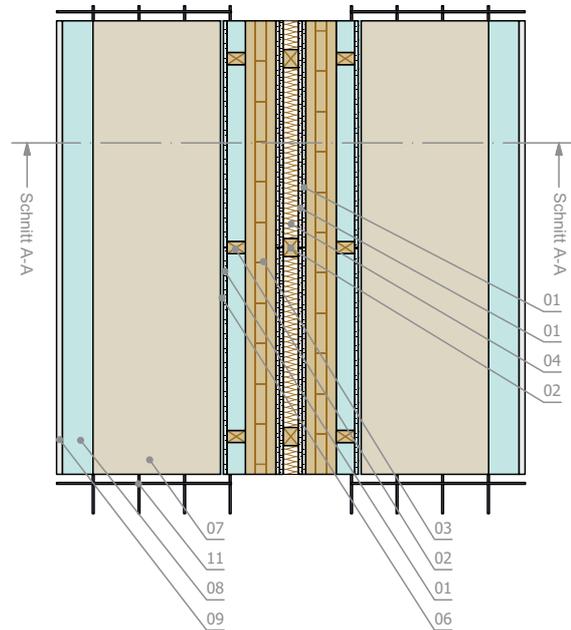
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Innenausbaus

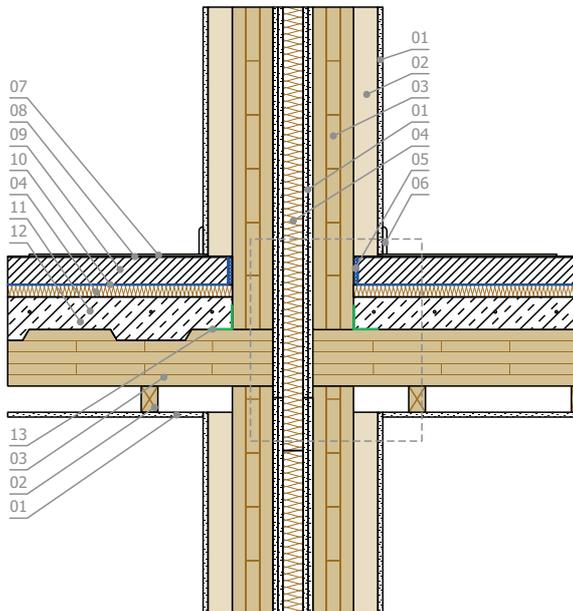
3D Bild



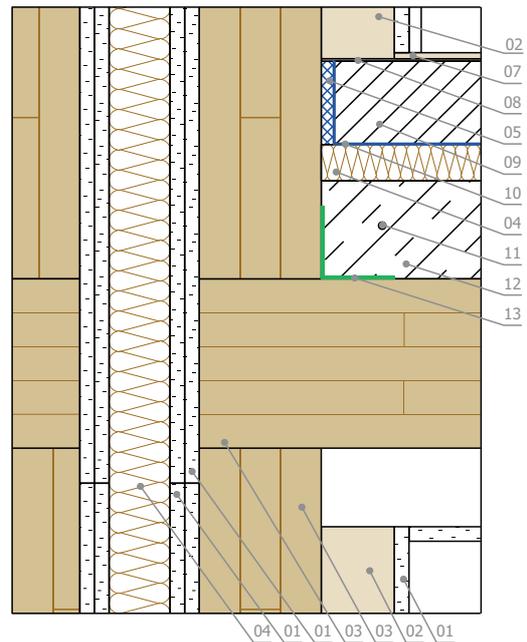
Grundriss



Schnitt A-A



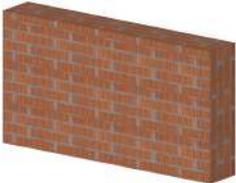
Detail A



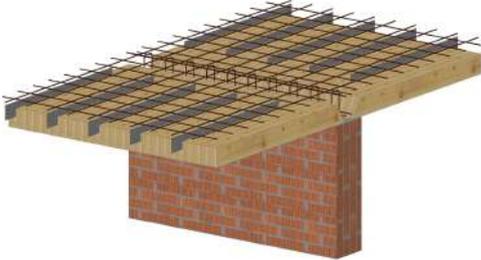
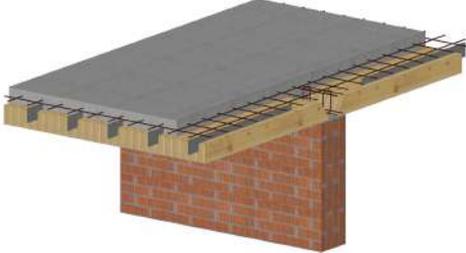
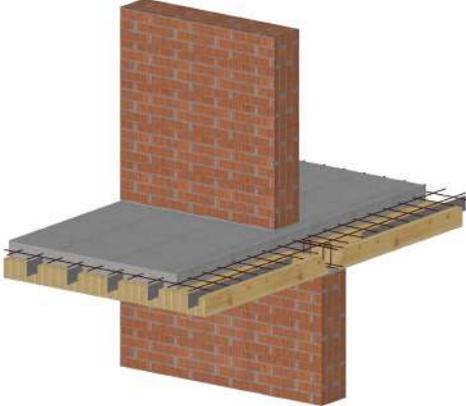
- |                       |                                  |
|-----------------------|----------------------------------|
| 01. Beplankung, Putz  | 06. Sockelleiste                 |
| 02. Unterkonstruktion | 07. Fußbodenbelag                |
| 03. BSP               | 08. Trittschalldämmung           |
| 04. Holzfaserdämmung  | 09. Estrich                      |
| 05. Randdämmstreifen  | 10. PE-Folie an Wand hochgezogen |

- |                |
|----------------|
| 11. Bewehrung  |
| 12. Stahlbeton |
| 13. Klebeband  |

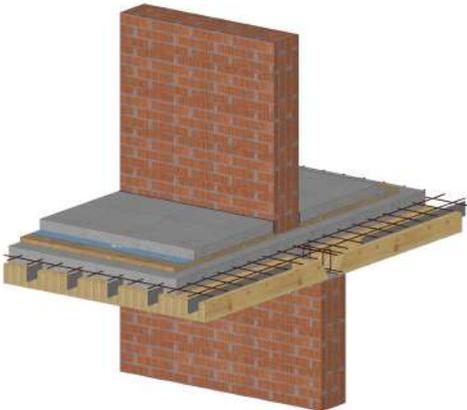
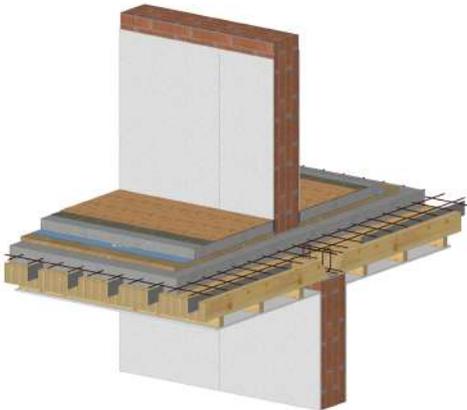
### 3.3.13 Tragende Innenwand aus Mauerwerk - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellen der Wand</p>
	<p>Einbau der Holzelemente in ein Mörtelbett; da die Holzelemente in ein Mörtelbett gelegt werden, sind diese Elemente auf Schalungsträger aufzulagern; die Holzelemente werden i.d.R. als Einfeldträger ausgeführt, um durch den dabei entstehenden Betoneinbauelementen zwischen den Holzelementen keinen Querdruck in den Deckenelementen aus den aufgehenden Wänden zu erzeugen</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, sofern diese auf der Baustelle eingebaut werden sollen</p>

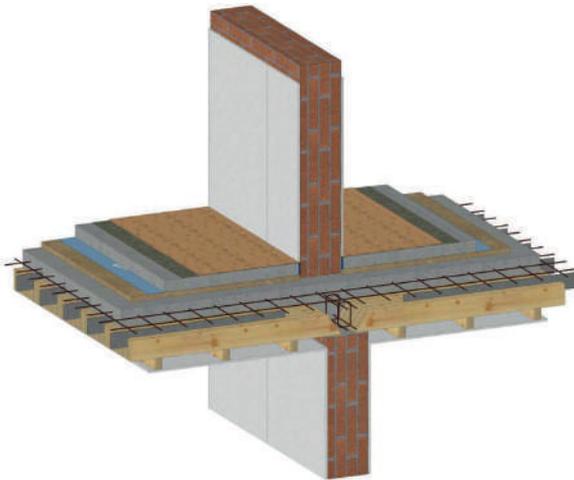
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Vorbereitung der Decke durch Einbau einer Folie, durch vorsichtiges Vornässen oder durch Aufbringen einer Zementschlempe; Einbau der Bewehrung
	Betonage der gesamten Decke
	Herstellung der aufsteigenden Wände

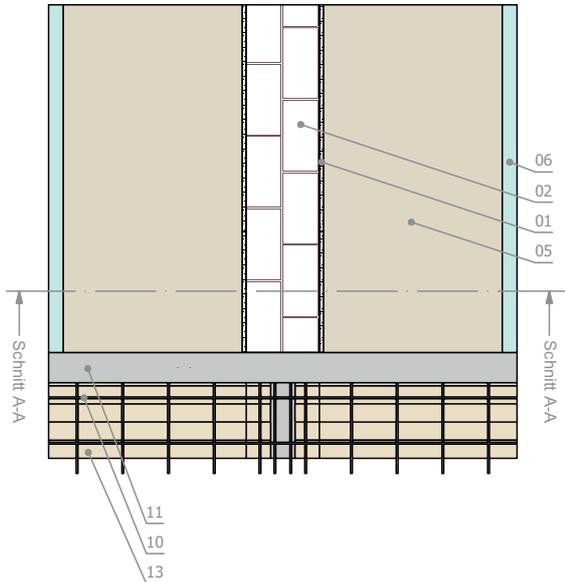
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbaus

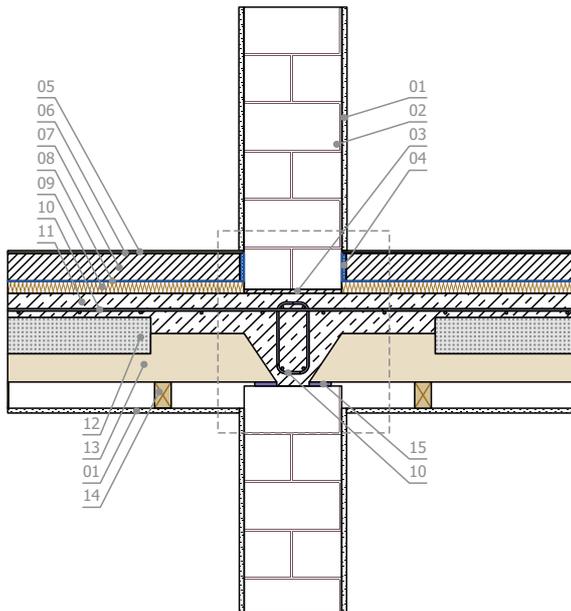
3D Bild



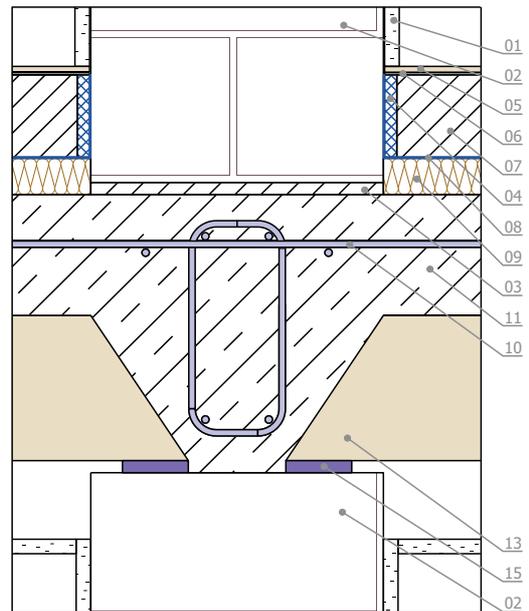
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A

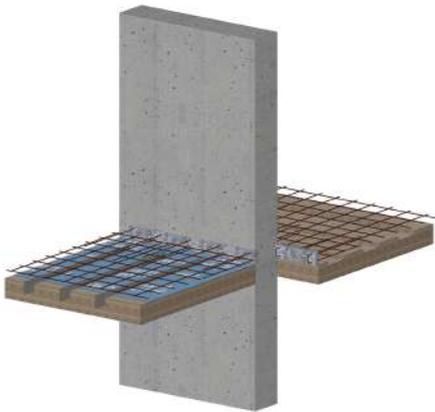
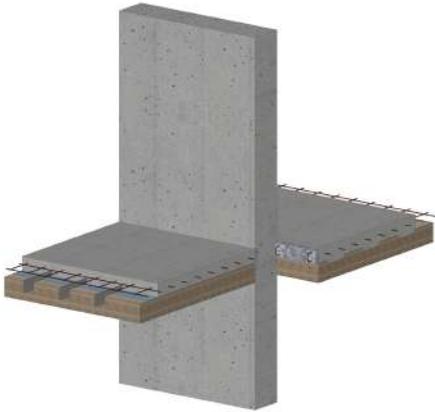


- |                      |                                  |                       |
|----------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Trittschalldämmung           | 11. Stahlbeton        |
| 02. Mauerwerk        | 07. Estrich                      | 12. HBV-Verbindung    |
| 03. Mörtel           | 08. PE-Folie an Wand hochgezogen | 13. Brettschichtholz  |
| 04. Randdämmstreifen | 09. Holzfaserdämmung             | 14. Unterkonstruktion |
| 05. Fußbodenbelag    | 10. Bewehrung                    | 15. EPDM              |

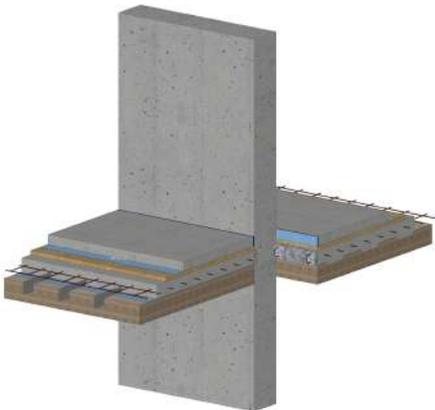
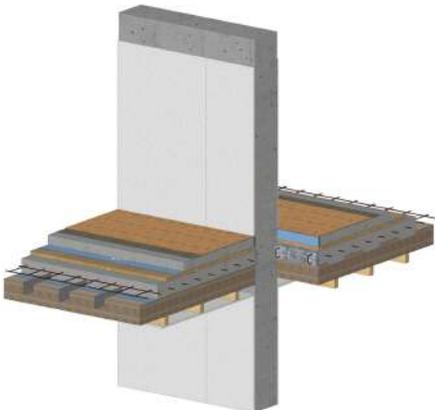
### 3.3.14 Tragende Innenwand aus Stahlbeton - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellung der Betonwand mit eingelegte Rückbiegeanschlüsse, sofern diese für die Lastausleitung des Scheibenschubs aus der Betonplatte notwendig sind.</p>
	<p>Befestigung der Holzelemente an der Decke durch Auflagerung auf einem Streichbalken, angedübelter L-Winkel oder vgl.. Die Holzelemente sind mit einem Hirnholzschutz zu versehen</p>
	<p>Einbau einer Abdichtung in Form einer Folie oder Reduktion der eindringenden Feuchte durch vorsichtiges Vornässen oder Aufbringen einer Zementschlemp</p>

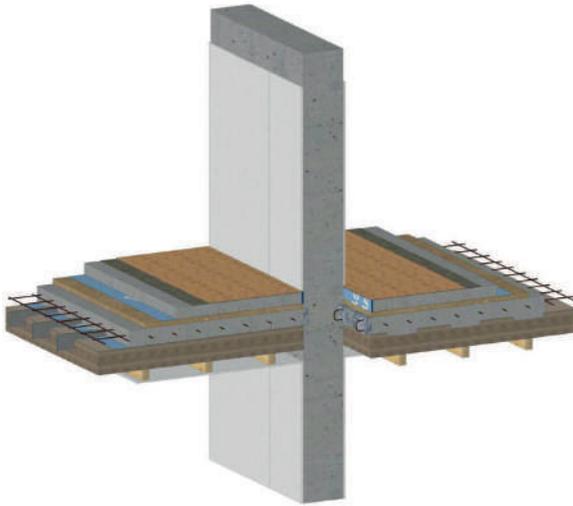
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau der Verbindungen zwischen Holz und Beton sofern diese nicht vorgefertigt werden</p>
	<p>Einbau der Bewehrung und ggfls Anschluss an die Wand durch die u.U. lokal eingebauten Rückbiegeanschlüsse</p>
	<p>Betonage der Decke</p>

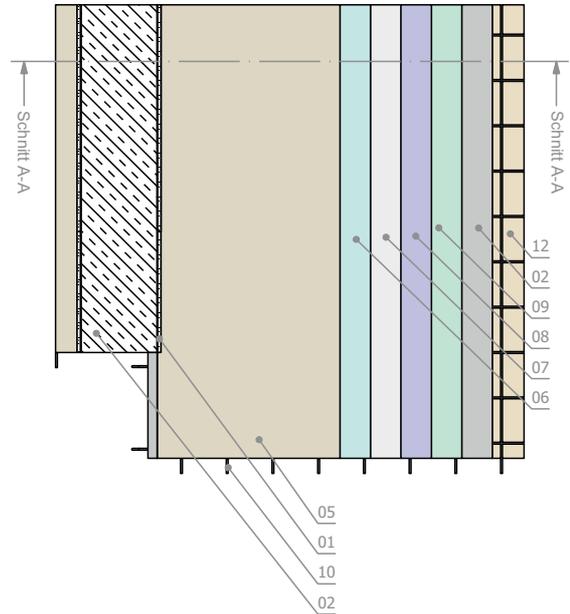
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbaus

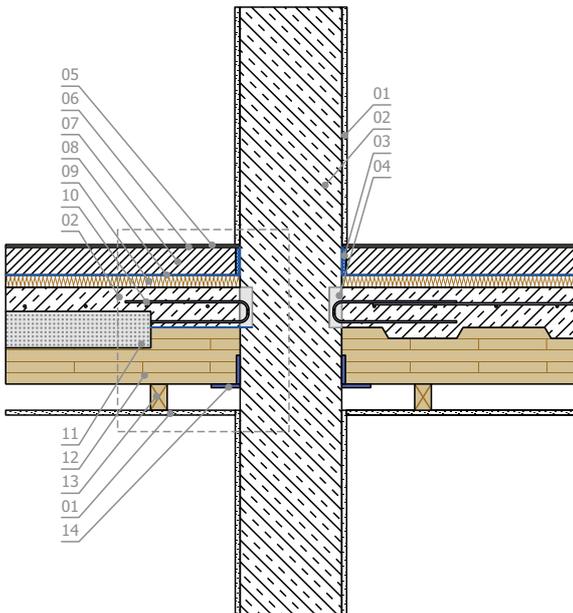
3D Bild



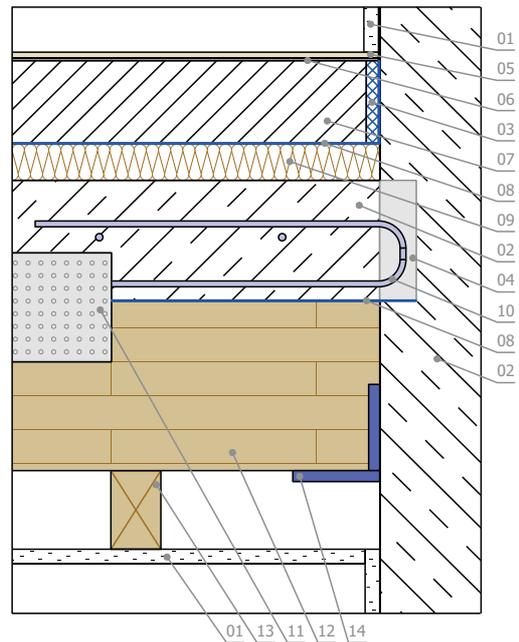
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- |                        |                                  |                            |
|------------------------|----------------------------------|----------------------------|
| 01. Beplankung, Putz   | 06. Trittschalldämmung           | 11. HBV-Verbindung         |
| 02. Stahlbeton         | 07. Estrich                      | 12. BSP                    |
| 03. Randdämmstreifen   | 08. PE-Folie an Wand hochgezogen | 13. Unterkonstruktion      |
| 04. Rückbiegeanschluss | 09. Holzfaserdämmung             | 14. Stahlwinkel (L-Winkel) |
| 05. Fußbodenbelag      | 10. Bewehrung                    |                            |

### 3.3.15 Tragende Innenwand in Holzständerbauweise - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	Stellen der Wand
	Schließen der Wand
	Montage der Deckenbauteile

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Schalung
	Einbau der aufsteigenden Wand inkl. der Verbindungsmittel zur Übertragung der horizontalen und vertikalen Belastungen
	Schließen der aufsteigenden Wand

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Trennlage (z.B. Folie), um ein Eindringen der Feuchte in die Konstruktion zu verhindern; diese Trennlage ist an der Fuge zwischen Wand und Decke hochzuziehen, damit kein Wasser in diese Fuge eindringt</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel (sofern nicht vorgefertigt) und der Bewehrung</p>
	<p>Betonage der Decke</p>

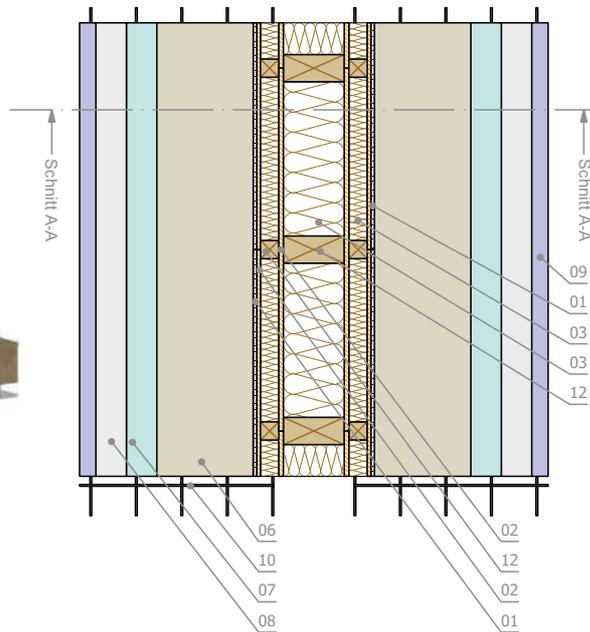
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbau

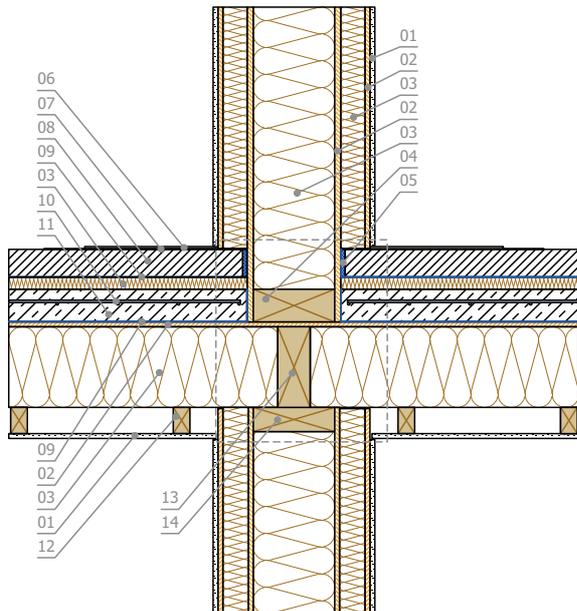
3D Bild



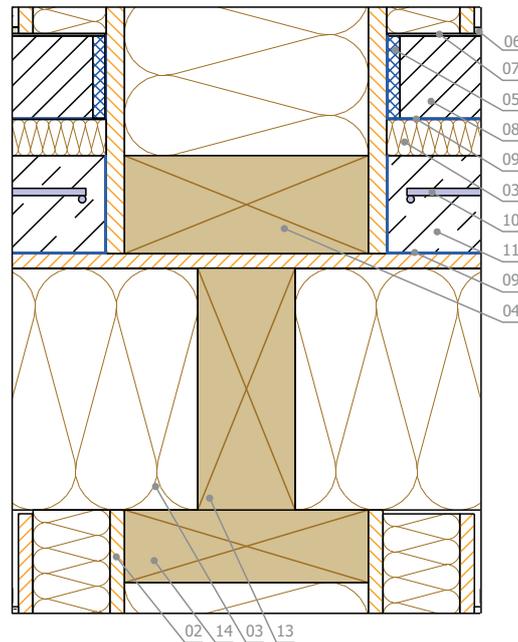
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- |                      |                                  |                       |
|----------------------|----------------------------------|-----------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Fußbodenbelag                | 11. Stahlbeton        |
| 02. HWS              | 07. Trittschalldämmung           | 12. Unterkonstruktion |
| 03. Holzfaserdämmung | 08. Estrich                      | 13. Balken            |
| 04. Schwelle         | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen | 14. Rähm              |
| 05. Randdämmstreifen | 10. Bewehrung                    |                       |

Bemerkung

- Für größeren Horizontallasten kann ein Füllholz zwischen die Balken eingebaut werden, dass über Holz-Beton-Verbindungsmitel mit der Betonplatte verbunden ist. Die Lasten aus diesem Füllholz werden dann entweder über die Querbiegung der Balken oder über die Schalung als Scheibe bis in die Wand übertragen.

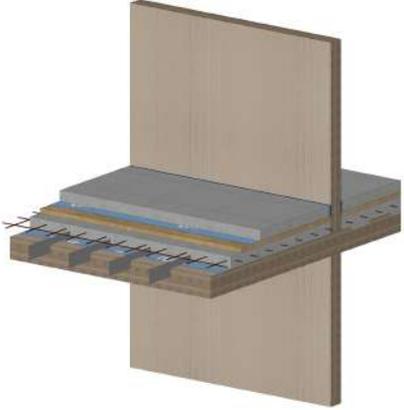
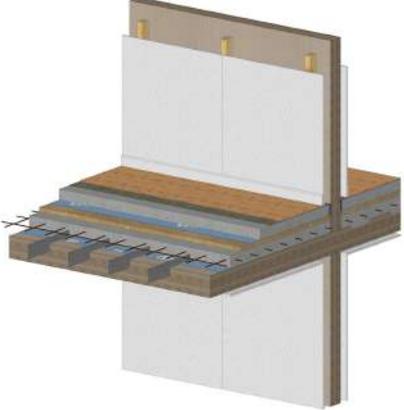
### 3.3.16 Tragende Innenwand aus Brettsperrholz - vertikale und horizontale Belastung

Bild	Beschreibung
	Montage der Wand
	Einbau der Deckenelemente
	Einbau der aufsteigenden Wand

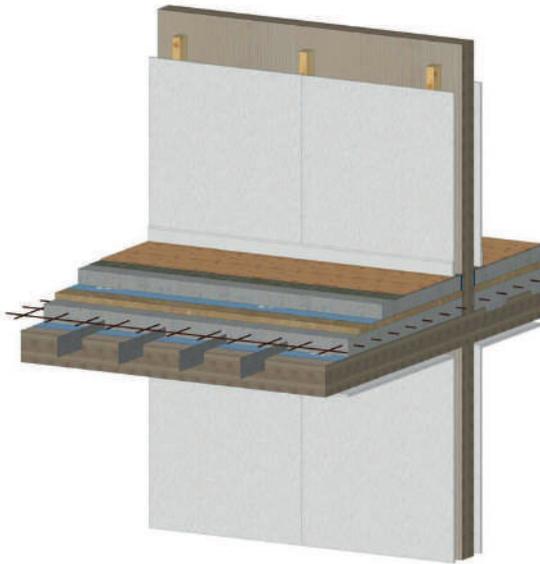
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Trennlage; in der Fläche wird dies entweder durch eine Folie, durch ein vorsichtiges Vornässen oder durch Aufbringen einer Zementschlemppe erreicht; die Fuge zwischen Decke und Wand muss z.B. durch eine hochgezogene Folie oder durch Abkleben dieser Fuge geschlossen werden</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, sofern diese nicht vorgefertigt werden</p>
	<p>Einbau der Bewehrung</p>

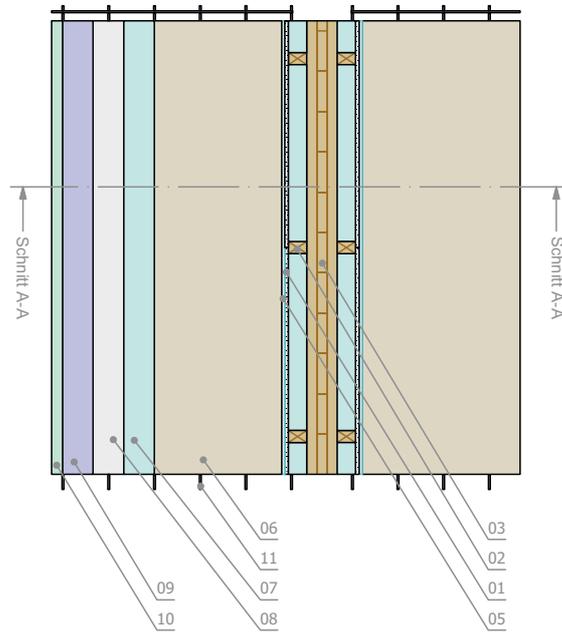
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Betonage der Decke
	Fertigstellung der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbaus

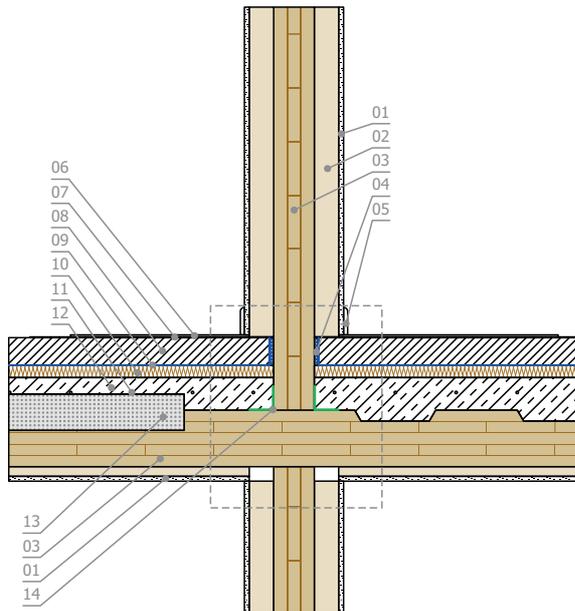
3D Bild



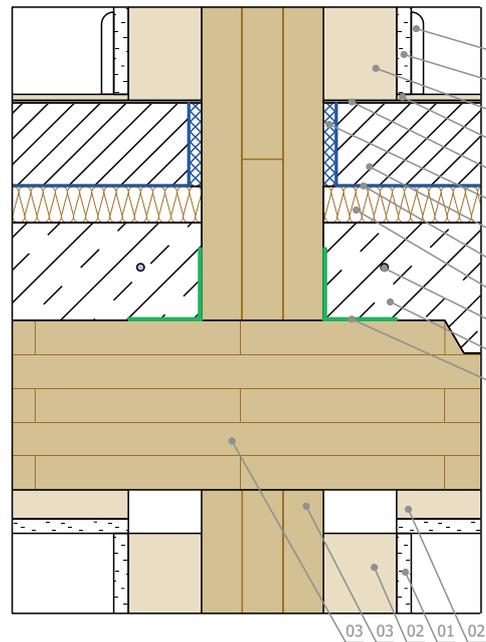
Grundriss



Schnitt A-A

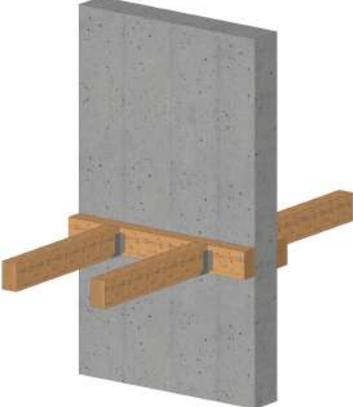


Detail A

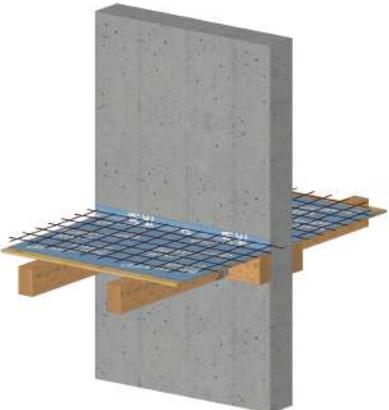


- |                       |                                  |                    |
|-----------------------|----------------------------------|--------------------|
| 01. Bepankung, Putz   | 06. Fußbodenbelag                | 11. Bewehrung      |
| 02. Unterkonstruktion | 07. Trittschalldämmung           | 12. Stahlbeton     |
| 03. BSP               | 08. Estrich                      | 13. HBV-Verbindung |
| 04. Randdämmstreifen  | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen | 14. Klebeband      |
| 05. Sockelleiste      | 10. Holzfaserdämmung             |                    |

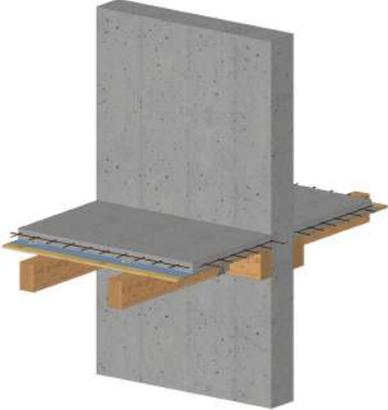
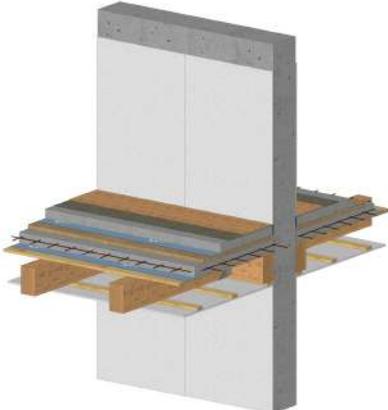
### 3.3.17 Tragende Innenwand aus Stahlbeton

Bild	Beschreibung
	Betonage der Wand
	Anbringen eines Streichbalkens zur Lagerung der Holzbauteile
	Befestigung der Holzbalken an den Streichbalken

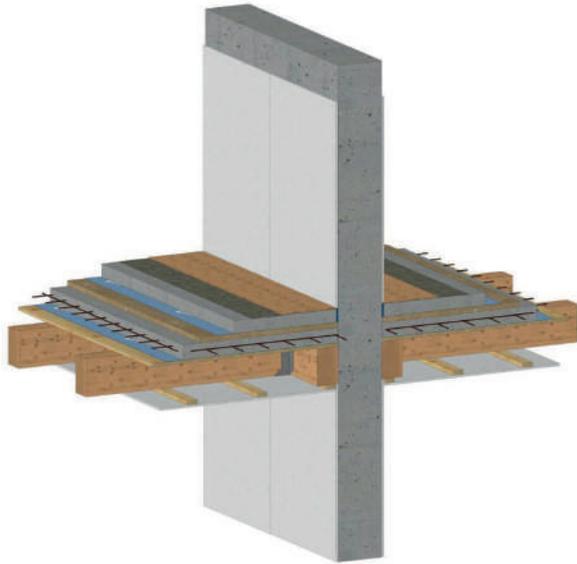
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Schalung
	Einbau einer Folie zur Reduktion des in die Konstruktion eindringendes Anmachwassers. Die Folie ist am Ende hochzuziehen, um die Fuge zwischen der Decke und der Wand zu schließen.
	Einbau der Verbindungsmittel und der Bewehrung. Sollten horizontale Belastungen aus der Deckenscheibe übertragen werden, können die Verbindungsmittel auch in den Streichbalken eingebaut werden, so dass Horizontallasten über diesen Streichbalken in die Wandscheibe eingeleitet werden können.

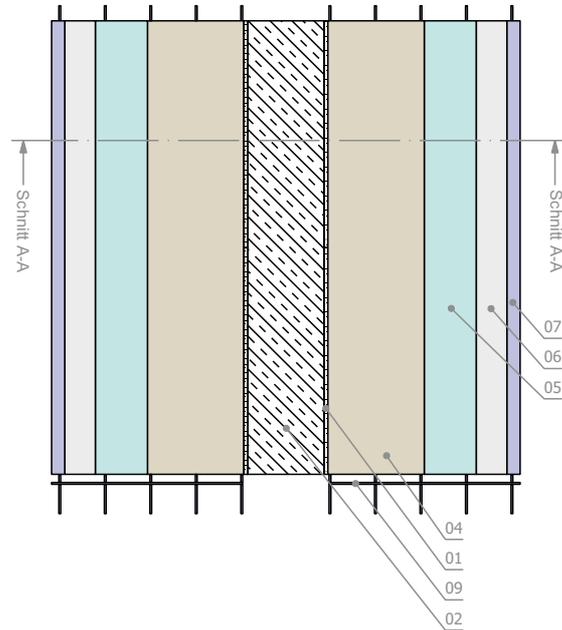
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Betonage der Decke
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Innenausbaus

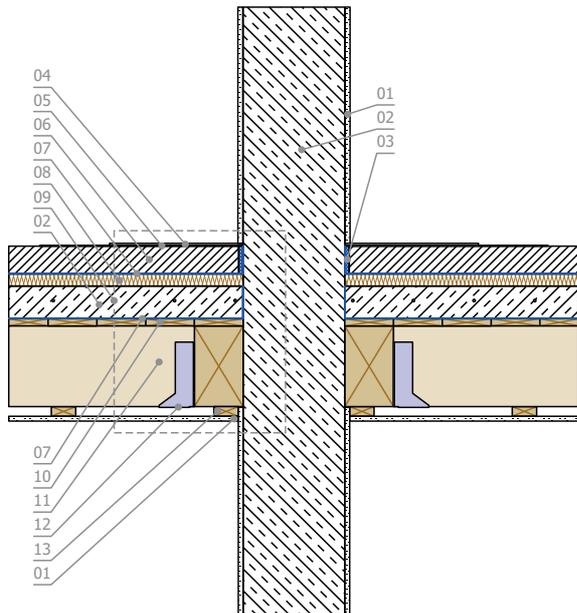
3D Bild



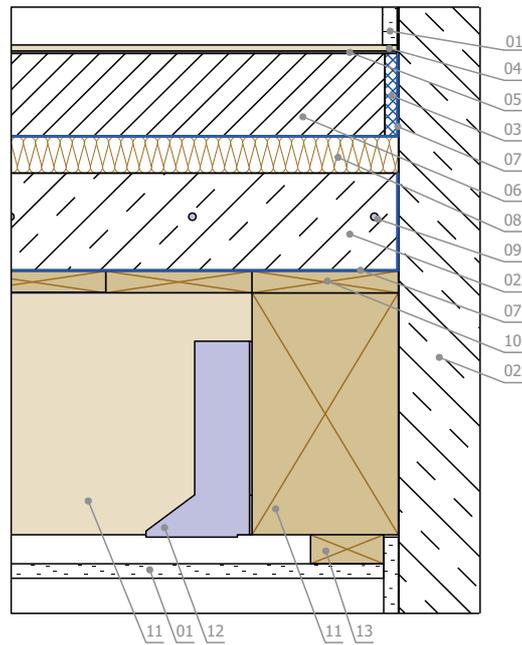
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Beplankung, Putz
- 02. Stahlbeton
- 03. Randdämmstreifen
- 04. Fußbodenbelag
- 05. Trittschalldämmung

- 06. Estrich
- 07. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 08. Holzfaserdämmung
- 09. Bewehrung
- 10. Schalung

- 11. Balken
- 12. Balkenschuh
- 13. Unterkonstruktion

### 3.3.18 Tragende Innenwand in Holzständerbauweise

Bild	Beschreibung
	<p>Herstellen der Wand</p>
	<p>Schließen der Wand durch Aufbringen der Holzwerkstoffelemente</p>
	<p>Einbau der Deckenbauteile und Anschluss der Holzelemente der Decke zur Übertragung der horizontalen und vertikalen Belastungen z.B. durch Einbau von Füllhölzern zwischen den Balken (hier nicht dargestellt)</p>

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Schalung
	Einbau der aufgehenden Wand inkl. der für den horizontalen und vertikalen Lastabtrag notwendigen Verbindungsmittel
	Schließen der Wand

Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Trennlage zur Reduktion der eindringenden Feuchte in die Konstruktion und Reduktion des durch die Decke durchdringende Anmachwasser; im Bereich des Übergangs Wand-Decke ist diese Trennlage hochzuziehen</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, sofern diese nicht vorgefertigt werden</p>
	<p>Einbau der Bewehrung</p>

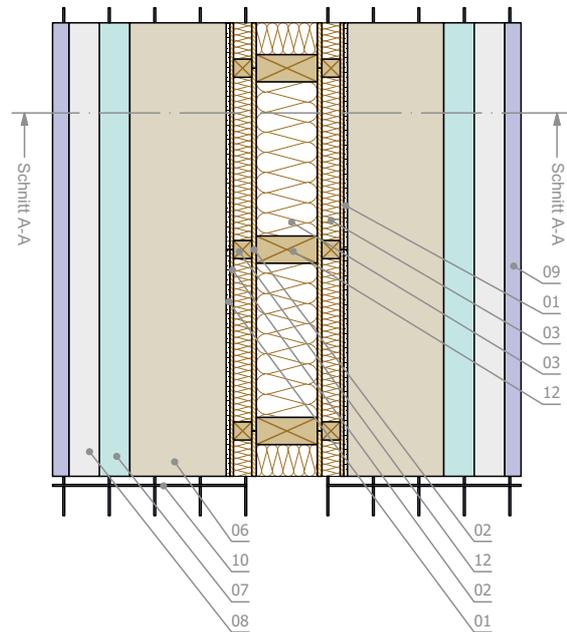
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
 A 3D cutaway diagram showing a concrete slab (grey) resting on a wall. The wall is made of a light-colored, textured material. The slab is supported by a blue metal bracket or reinforcement.	Betonage
 A 3D cutaway diagram showing the installation of a floor slab (grey) with acoustic insulation (yellow) between the slab and the wall. The wall is made of a light-colored, textured material. The slab is supported by a blue metal bracket or reinforcement.	Einbau der Trittschalldämmung
 A 3D cutaway diagram showing the final interior finish of the wall and floor. The wall is covered with a white, smooth material. The floor is covered with a grey material. The wall is supported by a blue metal bracket or reinforcement.	Fertigstellung des Innenausbaus

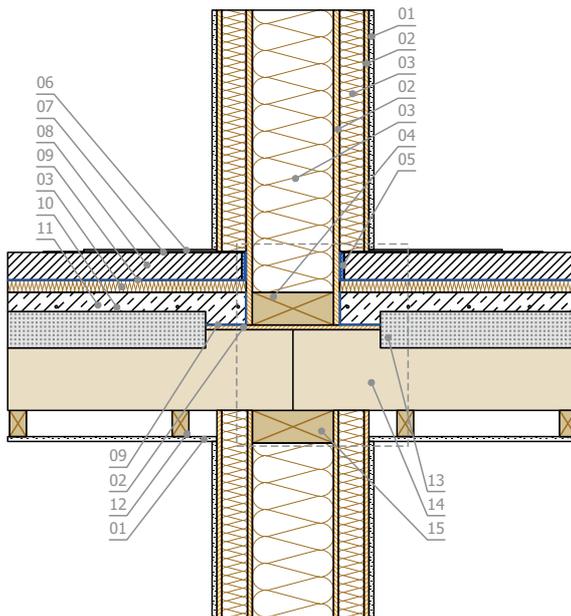
3D Bild



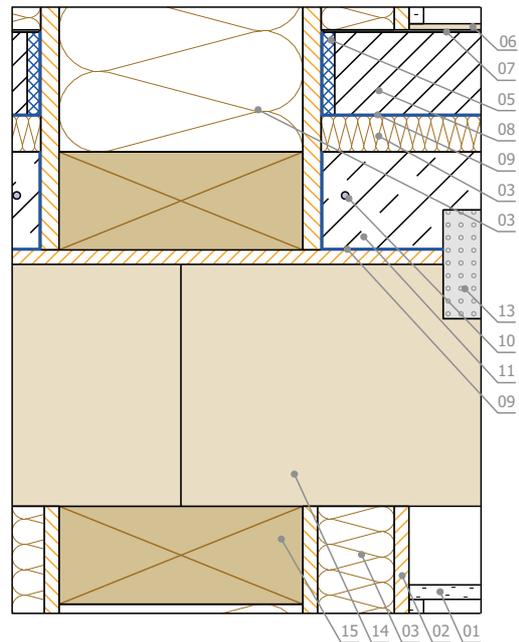
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- |                      |                                  |
|----------------------|----------------------------------|
| 01. Beplankung, Putz | 06. Fußbodenbelag                |
| 02. HWS              | 07. Trittschalldämmung           |
| 03. Holzfaserdämmung | 08. Estrich                      |
| 04. Schwelle         | 09. PE-Folie an Wand hochgezogen |
| 05. Randdämmstreifen | 10. Bewehrung                    |

- |                       |
|-----------------------|
| 11. Stahlbeton        |
| 12. Unterkonstruktion |
| 13. HBV-Verbindung    |
| 14. Balken            |
| 15. Rähm              |

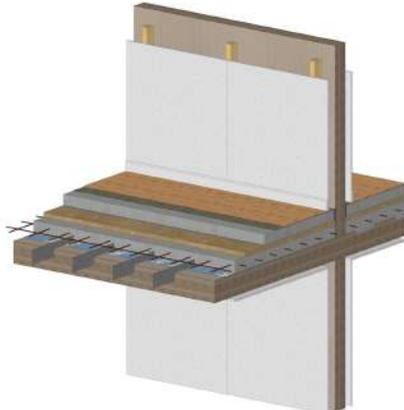
### 3.3.19 Tragende Innenwand aus Brettsperrholz

Bild	Beschreibung
	<p>Stellen der Wand</p>
	<p>Einbau der Decke als durchlaufendes Brettsperrholzelement, sofern der Schwingungsnachweis dies erlaubt.</p>
	<p>Stellen der aufgehenden Wand</p>

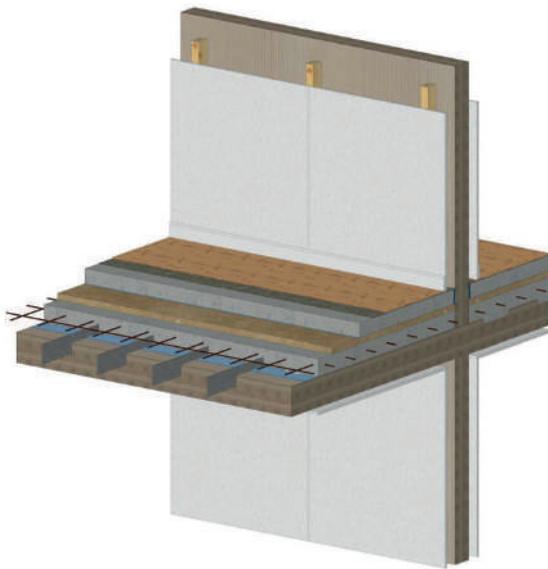
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Vorbereitung der Decke indem entweder eine Folie eingebaut wird oder aber die Decke vorsichtig vorgeätzt wird bzw. eine Zementschlempe aufgebracht wird. Die Fuge zwischen Decke und Wand ist vor dem Vornässen gesondert abzukleben, so dass kein Anmachwasser in die Fuge eindringen kann.</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, sofern diese nicht im angelieferten Element bereits eingebaut sind. Im Fall des Übertrags von Horizontalkräften sind zusätzliche Verbindungsmittel einzubauen, die die Belastung aus der Betonscheibe in die Holzelemente übertragen.</p>
	<p>Einbau der Bewehrung</p>

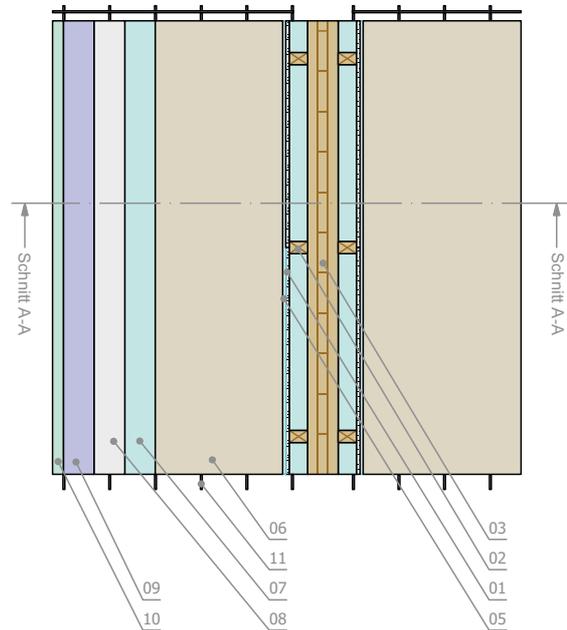
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Betonage der gesamten Decke
	Einbau der Trittschalldämmung und Fertigstellung des Fußbodenaufbaus

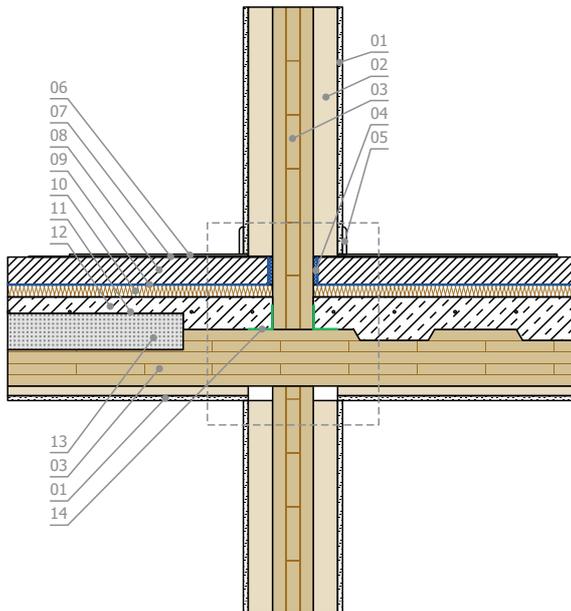
3D Bild



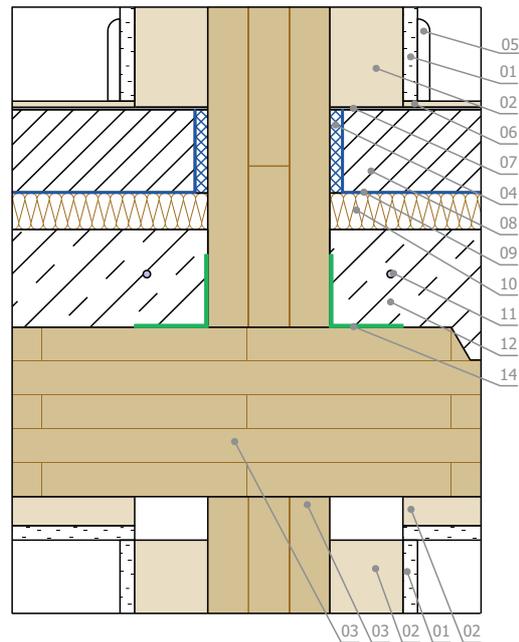
Grundriss



Schnitt A-A



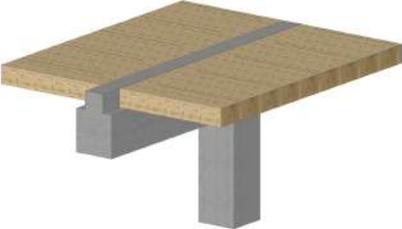
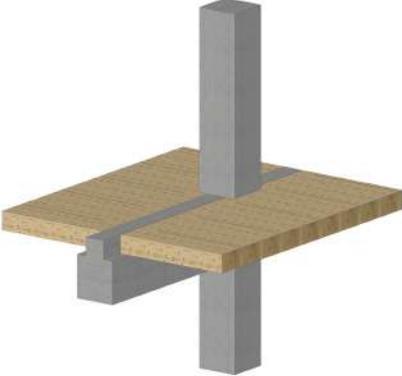
Detail A



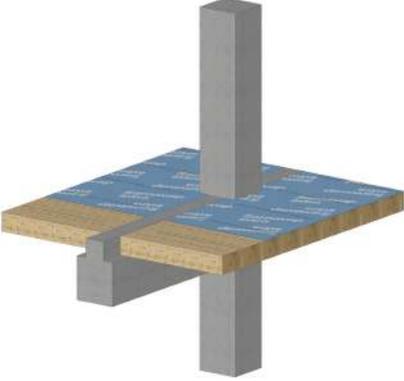
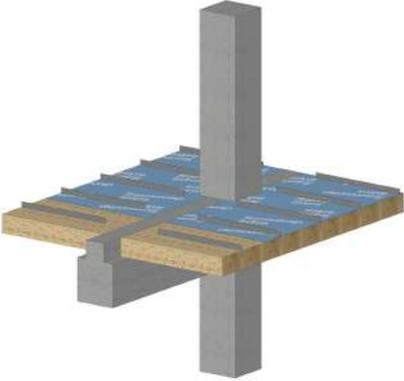
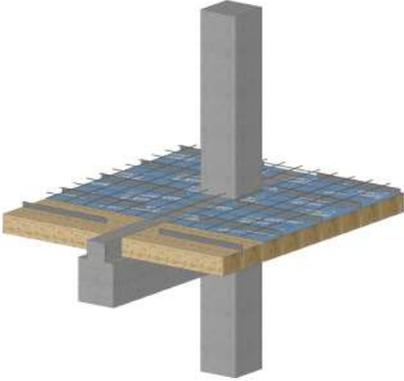
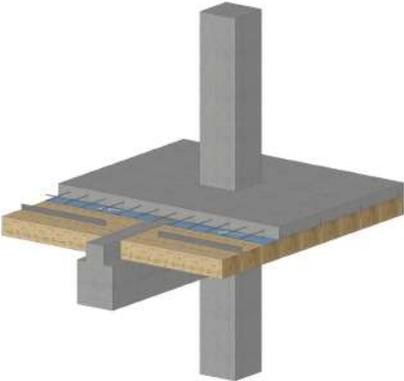
- 01. Beplankung, Putz
- 02. Unterkonstruktion
- 03. BSP
- 04. Randdämmstreifen
- 05. Sockelleiste
- 06. Fußbodenbelag
- 07. Trittschalldämmung
- 08. Estrich
- 09. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 10. Holzfaserdämmung

- 11. Bewehrung
- 12. Stahlbeton
- 13. HBV-Verbindung
- 14. Klebeband

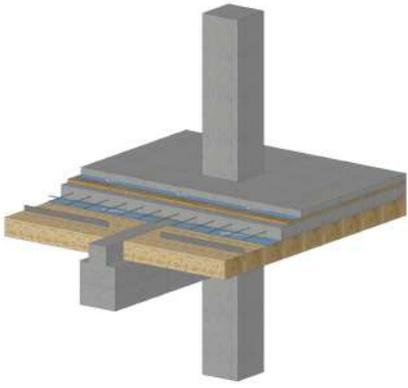
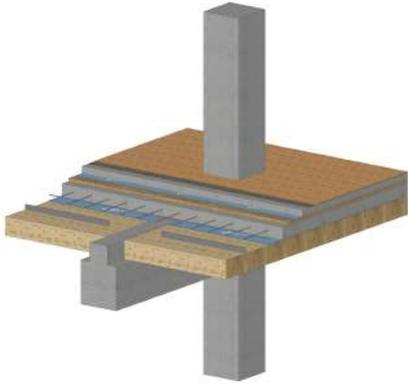
### 3.3.20 Anschluss an einen Betonunterzug

Bild	Beschreibung
	<p>Betonage der Stütze</p>
	<p>Betonage des Unterzugs</p>
	<p>Montage der Holzelemente entweder in einem Mörtelbett oder auf einem Neoprenlager</p>
	<p>Betonage der weitergehenden Stütze</p>

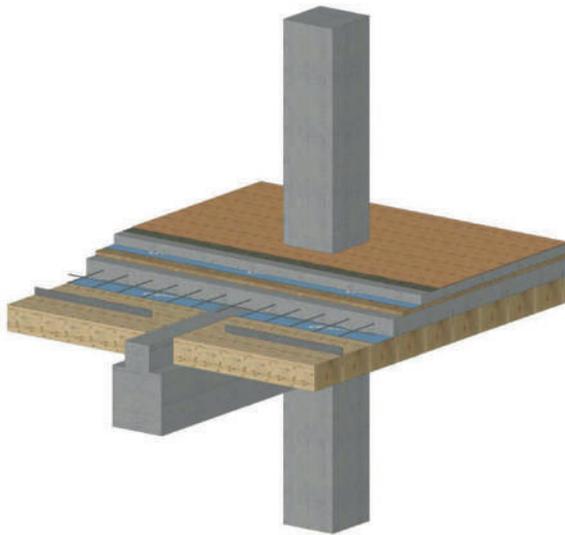
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Vorbereitung der Holzelemente durch Einbau einer Folie, vorsichtiges Vernässen oder Aufbringen einer Zementschlempe</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel, sofern diese nicht zuvor bereits eingebaut wurden</p>
	<p>Einbau der Bewehrung</p>
	<p>Betonage der Decke</p>

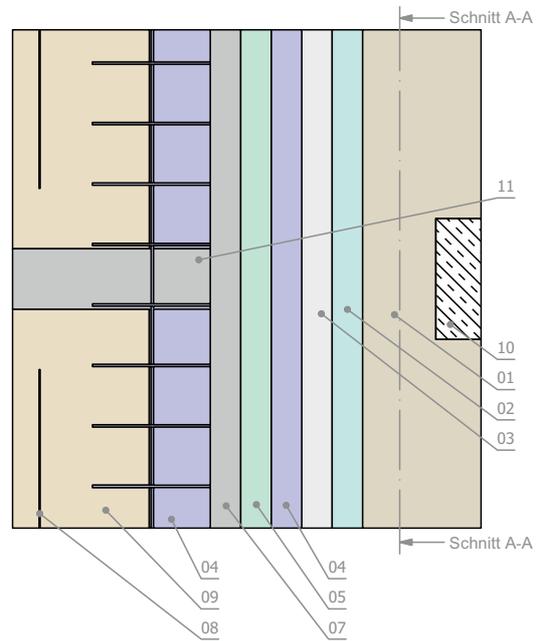
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
 <p>A 3D cutaway diagram showing a cross-section of a floor construction. A central vertical grey pillar is supported by a base. The floor above the pillar consists of several layers: a top grey layer, a blue insulation layer, a wooden plank layer, and a concrete slab. The diagram illustrates the process of installing acoustic insulation (Trittschalldämmung) into the floor structure.</p>	Einbau der Trittschalldämmung der Decke
 <p>A 3D cutaway diagram showing a cross-section of a floor construction, similar to the previous one but with a different top layer. The central vertical grey pillar is supported by a base. The floor above the pillar consists of several layers: a top brown layer, a blue insulation layer, a wooden plank layer, and a concrete slab. The diagram illustrates the final assembly of the floor construction (Fertigstellung des Fußbodenaufbaus).</p>	Fertigstellung des Fußbodenaufbaus

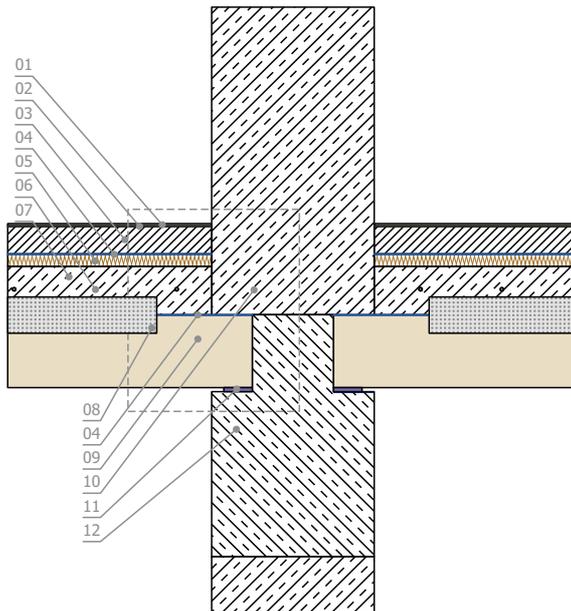
3D Bild



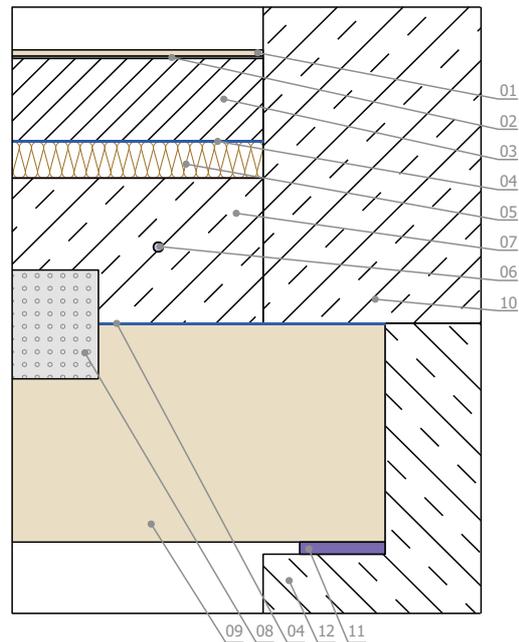
Grundriss



Schnitt A-A



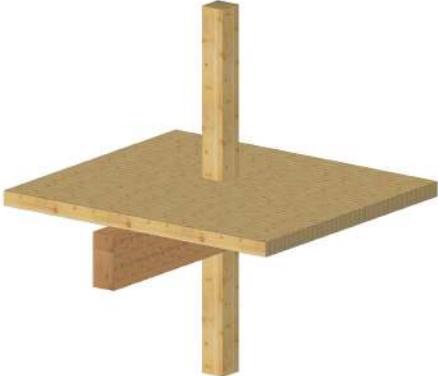
Detail A



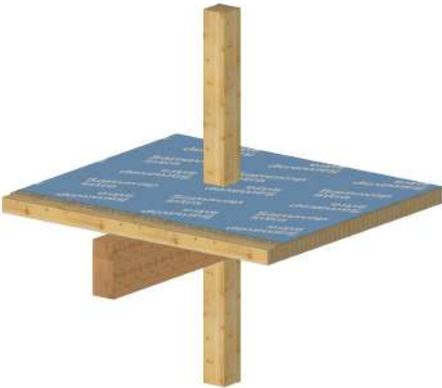
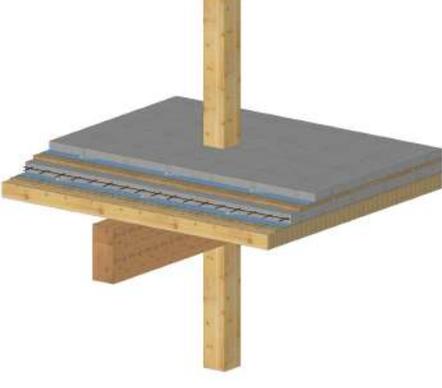
- |                                  |                      |
|----------------------------------|----------------------|
| 01. Beplankung, Putz             | 06. Bewehrung        |
| 02. Trittschalldämmung           | 07. Stahlbeton       |
| 03. Estrich                      | 08. HBV-Verbindung   |
| 04. PE-Folie an Wand hochgezogen | 09. Brettschichtholz |
| 05. Holzfaserdämmung             | 10. Stahlbetonstütze |

- |                        |
|------------------------|
| 11. EPDM               |
| 12. Stahlbetonunterzug |

### 3.3.21 Anschluss an eine Stütze und Unterzug

Bild	Beschreibung
	<p>Stellen der Stütze</p>
	<p>Einbau des Unterzugs; sollten höhere Lasten auftreten, kann es vorteilhaft sein, die Stütze durchlaufen zu lassen und die Unterzüge zu stoßen, so dass die Belastungen aus den darüber liegenden Geschossen nicht über den Querdruck im Unterzug übertragen werden muss.</p>
	<p>Einbau der Stütze des nächsten Geschoss</p>
	<p>Einbau der flächigen Holzelemente</p>

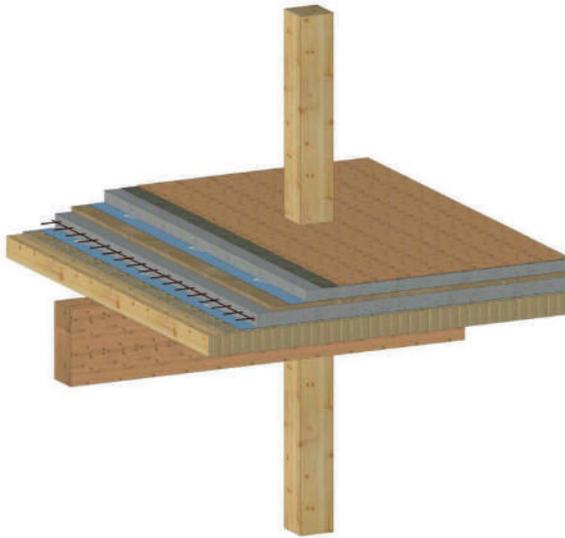
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	<p>Einbau einer Trennlage oder vorsichtiges Vornässen der Bauteile oder Aufbringen einer Zementschlempe zur Reduktion der Wasseraufnahme der Holzelemente und zur Verhinderung des Durchdringens von Anmachwasser</p>
	<p>Einbau der Verbindungsmittel und der Bewehrung</p>
	<p>Betonage der gesamten Decke, wobei der Stützenbereich abzustellen ist</p>
	<p>Einbau des Fußbodenaufbaus</p>

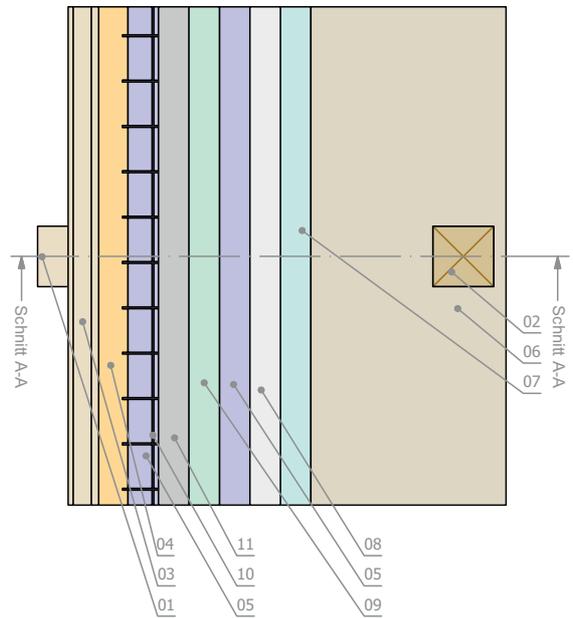
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Fertigstellung des Fußbodenaufbaus

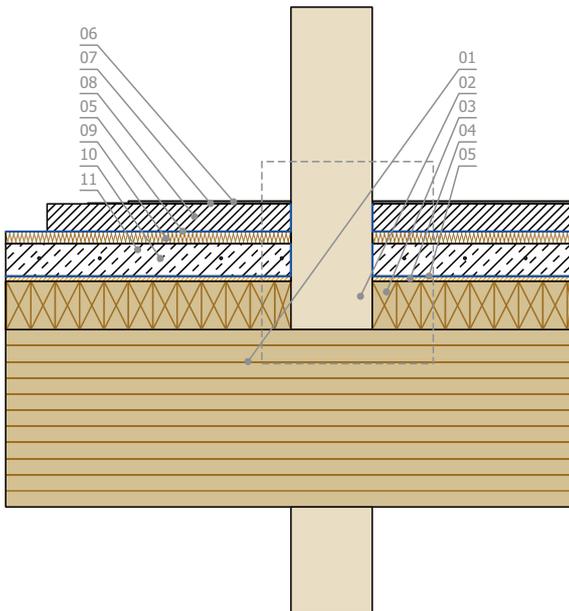
3D Bild



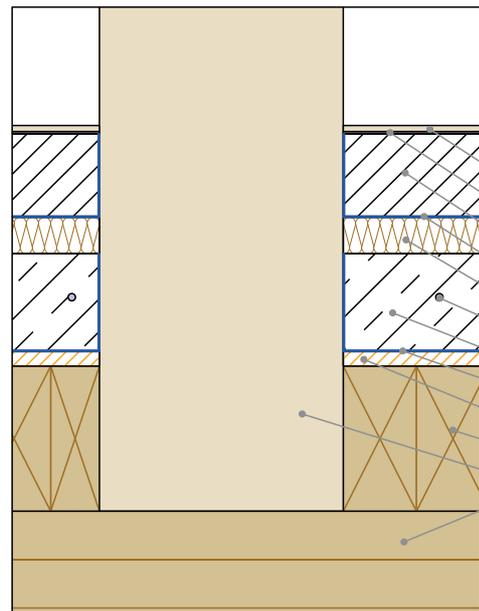
Grundriss



Schnitt A-A



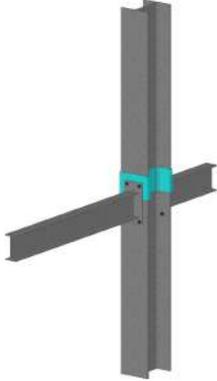
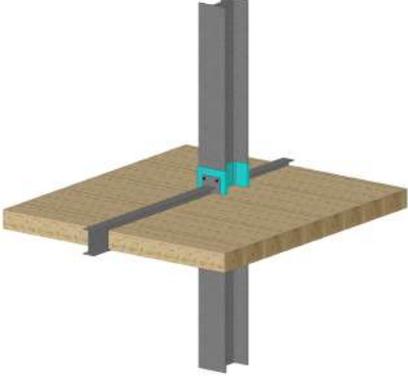
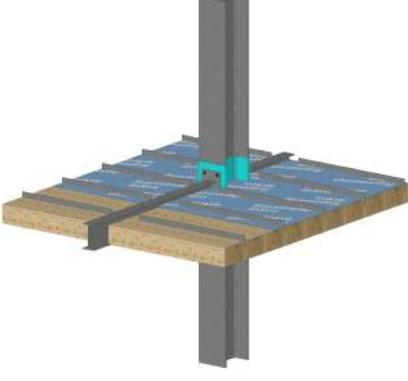
Detail A



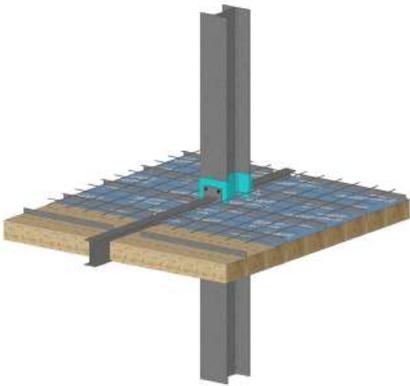
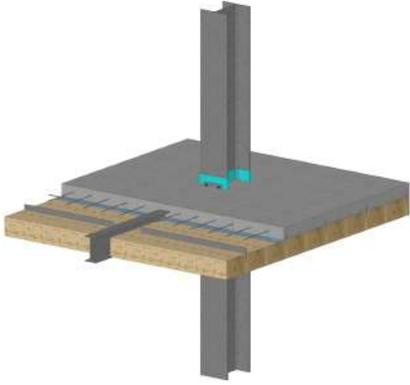
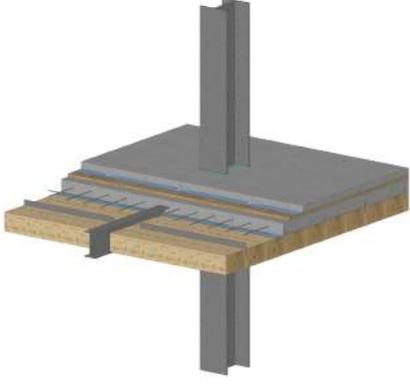
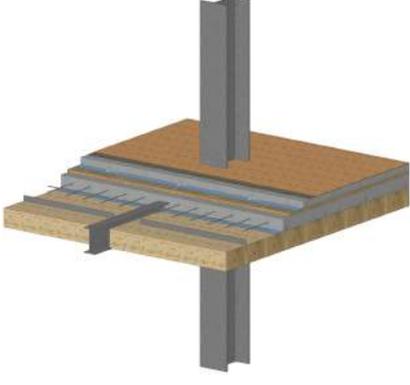
- |                                  |                        |
|----------------------------------|------------------------|
| 01. Brettschichtholz             | 06. Fußbodenbelag      |
| 02. Pfosten                      | 07. Trittschalldämmung |
| 03. Brettschichtholz             | 08. Estrich            |
| 04. HWS                          | 09. Holzfaserdämmung   |
| 05. PE-Folie an Wand hochgezogen | 10. Bewehrung          |

11. Stahlbeton

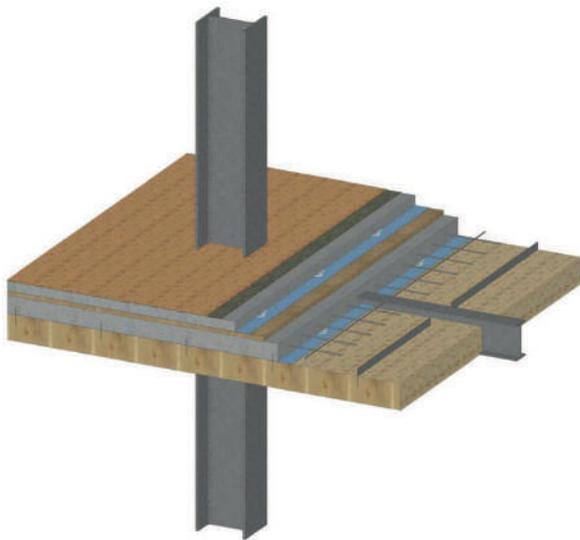
### 3.3.22 Anschluss in einem Stahl-Skelettbau

Bild	Beschreibung
	<p>Montage der Stahlstützen</p>
	<p>Montage der Unterzüge</p>
	<p>Einbau der Holzelemente, wobei – je nach statischen Anforderungen und Montagemöglichkeiten – u.U. auf den Untergerurten der Stahlprofile aufgelegt werden können. Im Stützenbereich ist – je nach verwendetem Holzelement – u.U. eine Auflagerung durch angeschweißte Bleche zu schaffen</p>
	<p>Vorbereitung der Fuge zwischen Holz und Beton. Je nach verwendetem Verbindungsmittel kann dies durch eine Folie, ein vorsichtiges Vornässen oder durch das Aufbringen einer dünnen Zementschlempe erfolgen. Ggflls. Einbau der Verbindungsmittel, sofern dies nicht bereits in den vorgefertigten Elementen erfolgt ist.</p>

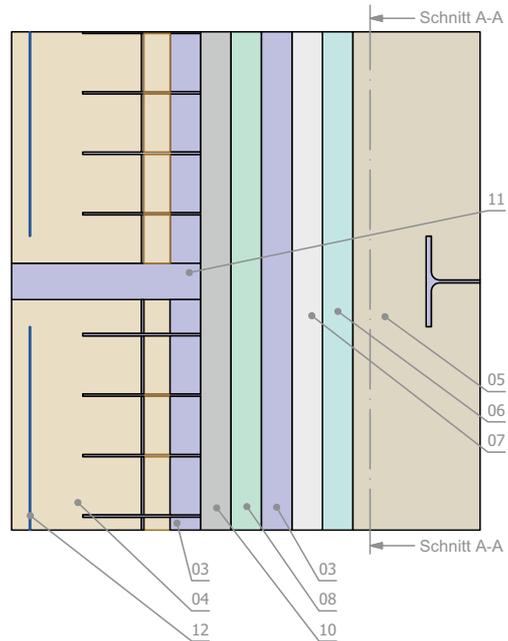
Weiter auf der nächste Seite

Fortsetzung	
Bild	Beschreibung
	Einbau der Bewehrung und Schalung der Randbereiche der Decke
	Betonage der gesamten Decke
	Einbau der Trittschalldämmung
	Fertigstellung des Fußbodenaufbaus

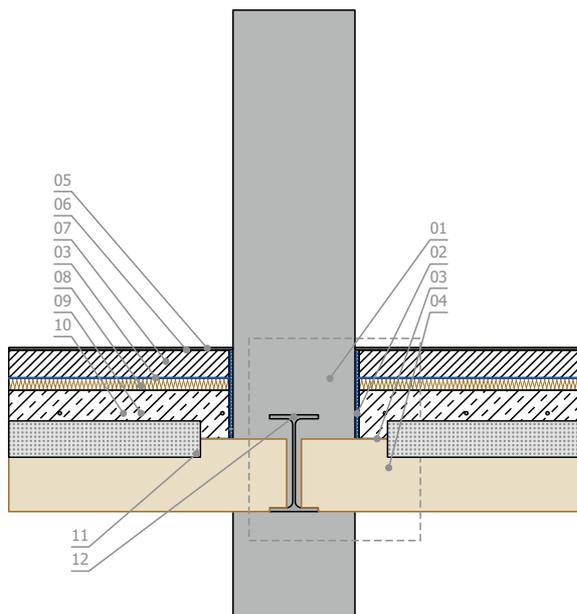
3D Bild



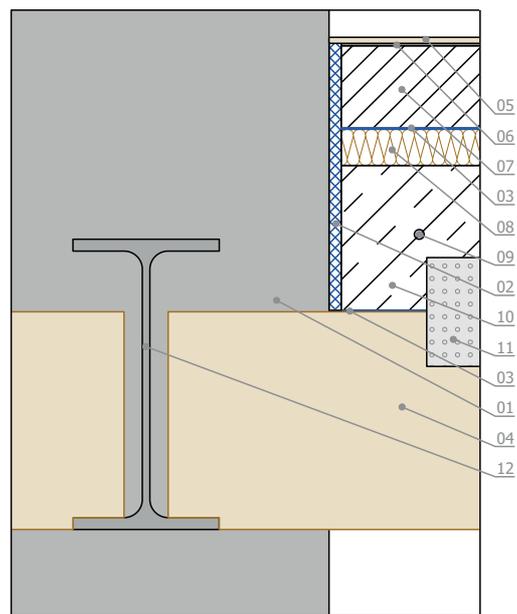
Grundriss



Schnitt A-A



Detail A



- 01. Stahlstütze
- 02. Randdämmstreifen
- 03. PE-Folie an Wand hochgezogen
- 04. Brettschichtholz
- 05. Fußbodenbelag
- 06. Trittschalldämmung
- 07. Estrich
- 08. Holzfaserdämmung
- 09. Bewehrung
- 10. Stahlbeton

- 11. HBV-Verbindung
- 12. Stahlträger

# 4 Kosten

## 4.1 Grundlagen der Kostenermittlung

### 4.1.1 Allgemeines

Die Baukosten entscheiden wesentlich über die Anwendung von bestimmten Bauweisen. Allerdings hängen diese Kosten von einer Vielzahl von Faktoren wie z.B. Schwierigkeit der Bauaufgabe, Region, Konkurrenzsituation, Erfahrung im Holz-Beton-Verbundbau und allgemeine Auftragslage, ab. Daher können keine allgemein gültigen Kenngrößen für die Kosten bestimmt werden. Um aber dennoch eine Entscheidungsgrundlage zu ermöglichen, werden die Kosten für verschiedene Situationen ermittelt bzw. abgeschätzt (siehe auch Merk (2017) und Kanzler (2020)).

Diese Kostenermittlung erfolgt dabei durch folgende Schritte

- Bemessung und Optimierung der Deckenbauteile auf Basis der in Dias u. a. (2018) definierten Bemessung
- Ermittlung der Herstellkosten unter Berücksichtigung des Materials und Arbeitsaufwand

Die dabei verwendeten Kostenansätze wurde durch Abfrage von Unternehmen aus dem süddeutschen Raum ermittelt. Dadurch werden vermutlich keine repräsentativen Ergebnisse erzielt, jedoch ist davon auszugehen, dass die Größenordnung der Kosten dadurch bestimmt werden kann.

Die Kalkulationswerte basieren auf Bauwerken mit dem Bauvolumen eines Einfamilienhauses. Bei Materialeinkäufen sowie Tätigkeiten von Subunternehmer sind allgemeine Geschäfts- und Gemeinkosten sowie Risiko und Gewinn in den Preisen enthalten. Die Kosten stellen also die netto Herstellkosten für das ausführende Gewerk dar.

Nicht berücksichtigt sind besondere Grundrissgeometrien und baustellenspezifische Kosten wie Randschalung, Nutzung des Krans oder Betonpumpe. Hinzu kommt, dass die Auswirkungen der Bauzeit auf die Kosten und der schnellere Nutzungsbeginn nicht berücksichtigt werden, obwohl Kanzler (2020) an einem konkreten Beispiel zeigt, dass durch die Verwendung von Holz-Beton-Verbunddecken eine deutlich schnellere Bauzeit mit weniger Transporten erreicht werden kann.

### 4.1.2 Löhne

Die Löhne werden vereinfacht als Mittellohn für den Neubau angesetzt. Es wird unterschieden zwischen Beton- und Holzbauarbeiten, da bei Betonarbeiten üblicherweise einige ergänzende, günstige Hilfskräfte eingesetzt werden, während bei den Holzbauarbeiten oft die Bauteile vorgefertigt werden. Diese Vorfertigung erfordert aber qualifiziertes Personal, so dass folgende

Stundensätze verwendet werden:

- Holzarbeiten Netto-Mittelohn 53 €/h
- Stahlbetonarbeiten Netto-Mittelohn 48 €/h

Im Hinblick auf die Arbeitsaufteilung wird davon ausgegangen, dass die Herstellung und Lieferung der Holzkonstruktion inklusive Einbau der Verbindungsmittel vom Zimmereibetrieb übernommen werden. Alle anderen Arbeiten wie Anbringen der Hilfsunterstützung, Verlegen der Bewehrung und Betonieren werden von der Stahlbetonbaufirma übernommen.

### 4.1.3 Rüstung/Hilfsunterstützung

Teilweise müssen die untersuchten Deckensysteme unterstützt werden, insbesondere dann wenn ein Werkstoffwechsel am Übergang Wand ↔ Decke statt findet. Darüber hinaus ist häufig der Verformungsnachweis für die Bemessung maßgebend, so dass sich die Unterstützung im Bauzustand lohnt.

Für das Verlegen und Abbauen von Jochträger werden 0,05h/m angesetzt. Abschreibung, Verzinsung und Reparatur (AVR) sind dabei berücksichtigt. Hilfsstützen werden mit 0,2h/Stück berechnet. Hinzu kommt noch der Transport zur Baustelle, der mit 1,50 €/Einheit erfasst wird.

### 4.1.4 Beton und Betonstahl

Die Preise für Ortbeton variieren stark mit Betonklasse, Ort der Baustelle und Abnahmemenge. Je nach verwendetem Verbindungsmittel kann der Fall auftreten, dass der Größtkorndurchmesser i.d.R. auf 16mm begrenzt ist. Diese Begrenzung des Größtkorndurchmesser wird in der Kostenberechnung durch einen Aufschlag von 4%/m<sup>3</sup> erfasst.

Die zusätzlichen Kosten für die Überwachung der Betondruckfestigkeit ab einer Klasse von C30/37 wird durch einen Aufschlag von 10%/m<sup>3</sup> berücksichtigt. Die durchschnittlichen Kosten für Ortbeton in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse sind in Tab. 4.1 zusammengestellt.

Tabelle 4.1: Kosten für den Beton

Betondruckfestigkeitsklasse	Grundpreis [€/m <sup>3</sup> ]	Größtkorn 16mm	Betonüberwachung	Gesamt [€/m <sup>3</sup> ]
C20/25	73,45	4%		76,39
C25/30	80,65	4%		83,88
C30/37	87,3	4%	10%	99,52
C35/45	94,7	4%	10%	107,96
C50/60	105,88	4%	10%	120,70

Für das Betonieren mit Kran fallen 0,9h/m<sup>3</sup> und somit Lohnkosten von 43,20 €/m<sup>3</sup> an.

Betonstahl inklusive Verlegen wird im Werk mit 1,13 €/kg berücksichtigt. Auf der Baustelle wird aufgrund der Umstände mit einem etwas höheren Preis von 1,25 €/kg gerechnet. Bei Brettstapelelementen ist am Stoß zum Übertragen des Schubflusses eine Verschraubung der Überfaltung notwendig, hierfür werden 2,20 €/m Spannweite kalkuliert, was 0,88 €/m<sup>2</sup> bei

untersuchten Elementen entspricht. Bei allen Betonelementen die einachsig gespannt sind ist über der Stoßfuge bauseits eine Verteilerbewehrung von 20% einzulegen. Dieser Streifen ist circa 70cm breit. Dadurch ergeben sich bei einer Elementbreite von 2,5m Mehrkosten von rund 0,90 €/m<sup>2</sup>.

## 4.1.5 Stabförmigen Holzelemente

### 4.1.5.1 Holz

Für die Balken wird meist Nadelholz der Festigkeitsklasse C24 verwendet. Das Vollholz ist in seiner Höhe begrenzt und als Stangenware bis  $b/h = 14/24\text{cm}$  verfügbar. Damit ist im weiteren Verlauf die Vollholzhöhe auf 24cm begrenzt. Die Kosten für Nadelholz C24 liegt bei etwa 375 €/m<sup>3</sup>. Da die Abmessungen von Nadelholz allerdings begrenzt sind, kommt ab einer Querschnittshöhe von etwa 24cm i.d.R. Brettschichtholz zum Einsatz. Im Rahmen dieser Untersuchungen wird dabei ein Brettschichtholz der Güteklasse GL24h gewählt. Bei einer nicht sichtbaren Ausführung werden für das Brettschichtholz 550 €/m<sup>3</sup> angesetzt, während im sichtbaren Bereich von Kosten in Höhe von 600 €/m<sup>3</sup> ausgegangen wird. Zu diesen Kosten kommen die in Tab. 4.2 zusammengestellten Zuschläge

Tabelle 4.2: Zuschläge bei stabförmigen Holzbauteilen

	Vollholz	Brettschichtholz
Hobeln & Fasen	2,22 €/m <sup>2</sup> bzw. 50 €/m <sup>3</sup>	
Abbund	2,75 €/m	
Lieferung	3,76 €/m	7,08 €/m
Aufrichten inkl. Einbau der Verbindungsmittel	5,10 €/m	

### 4.1.5.2 Schalung und Trennfolie

Um den Abstand zwischen den stabförmigen Bauteilen zu überbrücken, kann eine Schalung aus Brettern oder Holzwerkstoffplatten eingesetzt werden.

Um eine Auffeuchtung der Holzbauteile aber auch ein Durchdringen von Anmachwasser des Betons zu verhindern, wird der Einbau einer Folie empfohlen. Je nach verwendetem Verbindungsmittel ist dieser Einbau auch durch die Zulassung des Verbindungsmittels vorgegeben.

Im Rahmen dieser Studie wurden die in Tab. 4.3 zusammengestellten Holzwerkstoffe untersucht. In dieser Tabelle sind Kosten für Lieferung und Montage inklusive Befestigungsmittel enthalten.

## 4.1.6 Flächige Holzelemente - Brettstapelement

Als flächige Elemente können alle zur Verfügung stehenden Elemente verwendet werden. So kommen typischerweise Brettstapel oder Brettsperrholzdecken zum Einsatz. Die Vorteile der Brettsperrholzdecke gegenüber Brettstapelementen sind im Wesentlichen die gleichmäßigere Untersicht wie auch die Verfügbarkeit. Nachteilig bei der Brettsperrholzdecke im Vergleich zu Brettstapelementen ist, dass

Tabelle 4.3: Sichtbare und nicht sichtbare Schalung

d [mm]	Aufwand [h/m <sup>2</sup> ]	Material [€/m <sup>2</sup> ]	Verschnitt [%]	Lohnkosten [€/m <sup>2</sup> ]	Gesamtkosten [€/m <sup>2</sup> ]
Platten nicht sichtbar – OSB					
18	0,30	5,34	7	15,90	21,69
25	0,35	7,41	7	18,55	26,57
Platten nicht sichtbar – Fichte Dreischicht					
19	0,30	22,50	7	15,90	40,05
27	0,35	31,00	7	18,55	51,81
Trennfolie – Difu-Stop 1,5x50m					
0,5	0,07	0,79	10	3,53	4,42

- nur die Längslagen am Lastabtrag teilnehmen, so dass weniger effektiv wirksame Querschnittsfläche vorliegt und
- die Rollschubtragfähigkeit die Tragfähigkeit des Bauteils beeinflussen kann, da die Belastung an der Fuge in den Querschnitt übertragen werden.

Bei beiden Systemen ist im Wesentlichen von einem einaxialen Lastabtrag auszugehen, da der Stoß i.d.R. nicht ausreichend momententragfähig ausgebildet werden kann.

Aufgrund der größeren lastabtragenden Fläche und der damit verbundenen höheren Steifigkeit des Holzes werden bei diesem Vergleich „nur“ Brettstapelelemente untersucht.

Für die Ermittlung der Kosten werden im Rahmen dieser Untersuchungen die in Tab. 4.4 zusammengestellten Kostenansätze verwendet.

Tabelle 4.4: Kosten der Brettstapelelemente

Höhe in cm	Brettstapel [€/m <sup>3</sup> ]	
	Sichtqualität	Industriequalität
10	600,00	500,00
12	583,33	475,00
14	571,43	457,14
16	556,25	437,50
18	550,00	427,78
20	545,00	430,00
22	545,46	422,73
24	541,47	416,67

Zusätzlich in Tab. 4.4 zusammengestellten Materialpreis müssen noch folgende Kosten berücksichtigt werden:

Kerven einfräsen	9,00 €/m <sup>2</sup>
Transport	5,00 €/m <sup>3</sup>
Element verlegen (sichtbar/ nicht sichtbar)	17,00 €/m <sup>2</sup>
Schrauben zur Abhebesicherung (inkl. Einbau)	4,40 €/m <sup>2</sup>

### 4.1.7 Verbindungsmittel

Prinzipiell stehen für die Verbindung zwischen Holz und Beton eine Vielzahl an Verbindungsmittel zur Verfügung. Allerdings werden im Folgenden für stabförmige Bauteile Schrauben und für flächige Bauteile Kerven als Verbindungsmittel angenommen (siehe Merk (2017)).

### 4.1.8 Stahlbetondecken

Um einen Vergleich der Holz-Beton-Verbundbauweise mit herkömmlichen Bausystemen zu erhalten, sollen die Kosten der Holz-Beton-Verbunddecke mit denjenigen einer Stahlbetondecke verglichen werden. Diese Stahlbetondecken können als Ortbeton, als Halbfertigteil mit Ortbetonergänzung oder als Fertigteil realisiert werden.

Durch die Verwendung von Halbfertigteilplatten wird gegenüber dem Ortbeton der Schalungsaufwand reduziert. Darüber muss die Deckenuntersicht nur verputzt werden. Weiterhin wird weniger Wasser in das Gebäude eingebracht. Im Vergleich zu Fertigteilplatten ist der Aufwand für die Anschlüsse der einzelnen Bauteile deutlich geringer. Daher wird bei der Kostenbetrachtung „nur“ die Lösung mit Halbfertigteilplatten untersucht. Dabei wird eine Dicke der Halbfertigteilplatten von 6cm gewählt. Die Elemente haben üblicherweise eine Breite von 2,50m und Längen bis 9m. Bei Längen darüber hinaus ist mit Mehrkosten für Herstellung und Transport zu rechnen. Dies wird mit 3,00 €/m<sup>2</sup> angenommen. Standardmäßig werden die Elemente mit der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellt.

Die Mindestbewehrung Q188A entspricht 3,02kg/m<sup>2</sup> und kostet 3,42 €/m<sup>2</sup> für die werkseitige Bewehrung. Nach dem Verlegen der Elemente werden die Hilfsjoche mit einem maximalen Abstand von 1,75m für bündige Stöße der Untersicht angebracht. Gleichzeitig wird die Querbewehrung sowie längs der Stöße eine rund 60cm breite Q-Matte verlegt. Hier wird mit 1,25 €/kg Stahl für Material und Einbau gerechnet. Nach dem Einbau des Ortbetons werden die Fugen gespachtelt. Im sichtbaren Bereich ist hierfür die Oberflächenanforderung Q3 einzuhalten. Somit ergeben sich die in Tab. 4.5 zusammengestellten Kosten.

Tabelle 4.5: Angesetzte Kosten der Halbfertigteile

Herstellen und Liefern bis 30km	
d=6cm	10,20 [€/m <sup>2</sup> ]
Bewehrung	
Bewehrung werkseitig eingebaut	1,15 [€/kg]
Bewehrung auf Baustelle	1,25 [€/kg]
Einheben & Verlegen	0,14 [€/m <sup>2</sup> ]
Montage	
Verlegen der Elemente inkl. Hilfsjoche stellen, ausrichten, abbauen	0,06 [€/m <sup>2</sup> ]

### 4.1.9 Holzbalkendecke

Um Holz-Beton-Verbunddecken nicht nur mit Stahlbetondecken zu vergleichen, wird auch eine reine Holzbalkendecke als Referenzgröße bestimmt. Dazu werden die gleichen Kostenansätze verwendet wie bei der Holz-Beton-Verbunddecke. Die zusätzlichen Maßnahmen zur

Erhöhung des Schall- und ggfls. Brandschutzes werden hier nicht berücksichtigt, so dass die Holzbalkendecke tendenziell teurer sein wird als hier bestimmt.

#### 4.1.10 Ausbau, sichtbare Untersicht

Bei den beiden untersuchten HBV-Systemen ist mit einfachen Mitteln eine Untersicht in Sichtqualität herzustellen. Stahlbetondecken erfordern zusätzliche Maßnahmen nach dem Verlegen. Die Oberfläche ist porenfrei und schalungsglatt hergestellt, jedoch müssen im Nachgang die Fugen verspachtelt werden. Für das Verspachteln fallen folgende Kosten an:

Fugen spachteln Q3 Anforderung:	10,00 €/m
Fugen spachteln ohne Oberflächenanforderung:	5,60 €/m

#### 4.1.11 Randschalung, Verkleidungen, Nebenarbeiten

Bei allen Ausführungen ist aus bauphysikalischen Gründen ein Randdämmstreifen nötig. Die Randschalung kann in Verbindung mit diesem Streifen ausgeführt werden, sodass für ein Einfamilienhaus mit umlaufend 40 Meter lediglich Mehrkosten von zwei Schaumdosen, Materialmehrkosten und eine zusätzliche Arbeitsstunde entstehen. Dies wird insgesamt mit 11,00 €/m angesetzt. Holzbalkendecken und stabförmige HBV-Decken haben den Nachteil, dass sie zwischen ihren Auflagern Hohlräume haben. Diese müssen mindestens ausgedämmt und bei der stabförmige HBV-Decke zusätzlich verkleidet werden. Hier fallen je nach Aufbau mindestens 0,30 €/m/cm Gebäudehöhe an.

## 4.2 Ermittlung der Kosten

Die Bemessung der Holz-Beton-Verbunddecken ist im Rahmen dieses Projekts automatisiert, so dass durch numerische Optimierungsprozesse die wirtschaftlichste Lösung berechnet werden kann. Dabei werden folgende Parameter optimiert:

- Holzhöhe
- Holzbreite
- Betonhöhe
- Trägerabstand
- Anzahl der Verbindungsmittel beziehungsweise  $\gamma$ -Wert

Als Randbedingungen werden folgende Grenzen angesetzt:

- Nadelholz:  $8\text{cm} \leq h_2 \leq 24\text{cm}$  und gerade Zahlen (Stangenware)
- Brettschichtholz:  $h_2 \leq 34\text{cm}$ ; Höhe und Breite in natürlichen Zahlen
- Balkenbreite:  $10\text{cm} \leq b_2 \leq 24\text{cm}$  (bei Nadelholz 16cm)
- Betonhöhe:  $h_1 \geq 6\text{cm}$
- alle Nachweise  $\leq 100\%$

Als Eingangsgrößen werden folgende Werte verwendet

- Spannweite

- Betonfestigkeitsklasse (von C20/25 bis C50/60)
- Holzgüte (C24, Gl24h)

### 4.3 Kosten einer HBV-Decke aus stabförmigen Bauteilen

Mit den in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Kosten ergeben sich – unter Berücksichtigung der Optimierung der Querschnitte im Hinblick auf die Kosten bei Einhaltung aller relevanten Nachweise – für Holz-Beton-Verbunddecken mit stabförmigen Holzbauanteilen in Sichtqualität die in Tab. 4.6 zusammengestellten Kosten und in Industriequalität die in Tab. 4.7 zusammengestellten Kosten.

Tabelle 4.6: Ermittelte Kosten einer Holzbalken-Beton-Verbunddecke in Sichtqualität für eine Ausbaulast von  $2\text{ kN/m}^2$  und einer Verkehrslast von  $2\text{ kN/m}^2$

	Spannweite in m						
	4	5	6	7	8	9	10
Betongüte	C20/25	C20/25	C25/30	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
$b_{\text{Beton}}$ [cm] (=Achsmaß Balken)	128,2	126,9	123,5	118,8	164,8	174,4	138,8
$h_{\text{Beton}}$ [cm]	7	7	7	7	7	7	7,9
Holzgüte	C24	C24	C24	C24	Gl24h	Gl24h	Gl24h
$b_{\text{Holz}}$ [cm]	10	10	10	10	10	10	10
$h_{\text{Holz}}$ [cm]	16	21	24	24	31	35	36
Anzahl VBM	13,1	13,4	15,3	17,6	21,0	22,3	23,2
$s_{\text{eff}}$ [cm]	5,95	5,88	5,29	4,78	2,89	2,57	3,11
Verbindungsmitel [€/m <sup>2</sup> ]	11,53	11,79	13,46	15,49	18,48	19,62	20,42
Beton [€/m <sup>2</sup> ]	5,35	5,35	5,87	8,45	8,45	8,45	9,54
Holzbalken [€/m <sup>2</sup> ]	5,30	7,03	8,26	8,59	11,29	12,04	15,56
Schalung & Folie [€/m <sup>2</sup> ]	23,29	23,29	23,29	23,29	23,29	23,29	23,29
Bewehrung [€/m <sup>2</sup> ]	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76
Randschalung [€/m <sup>2</sup> ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Hilfsstützen [€/m <sup>2</sup> ]	1,87	1,51	1,30	1,15	0,73	0,61	0,69
Holz liefern [€/m <sup>2</sup> ]	2,93	2,96	3,04	3,16	4,30	4,06	5,10
Aufrichten [€/m <sup>2</sup> ]	3,98	4,02	4,13	4,29	3,09	2,92	3,67
Schalung verlegen [€/m <sup>2</sup> ]	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43
Betonieren	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,41
Summe Kosten [€/m <sup>2</sup> ]	84,87	86,57	89,97	95,04	100,24	101,62	109,28

Tabelle 4.7: Ermittelte Kosten einer Holzbalken-Beton-Verbunddecke in Industriequalität für eine Ausbaulast von  $2\text{ kN/m}^2$  und einer Verkehrslast von  $2\text{ kN/m}^2$

	Spannweite in m						
	4	5	6	7	8	9	10
Betongüte	C20/25	C20/25	C25/30	C50/60	C50/60	C50/60	C50/60
$b_{\text{Beton}}$ [cm] (=Achismaß Balken)	125,6	127,8	120,7	116,1	164,5	170,0	143,9
$h_{\text{Beton}}$ [cm]	7	7	7	7	7	7	7,8
Holzgüte	C24	C24	C24	C24	Gl24h	Gl24h	Gl24h
$b_{\text{Holz}}$ [cm]	10	10	10	10	10	10	10
$h_{\text{Holz}}$ [cm]	16	21	24	24	30	35	36
Anzahl VBM	12,8	13,1	14,9	17,1	21,1	21,7	22,6
$s_{\text{eff}}$ [cm]	6,22	5,97	5,56	5,04	2,88	2,71	3,07
Verbindungsmittel [ $\text{€/m}^2$ ]	11,26	11,53	13,11	15,05	18,57	19,10	19,89
Beton [ $\text{€/m}^2$ ]	5,35	5,35	5,87	8,45	8,45	8,45	9,41
Holzbalken [ $\text{€/m}^2$ ]	5,41	6,98	8,45	8,79	10,94	12,35	15,01
Schalung + Folie [ $\text{€/m}^2$ ]	6,13	6,13	6,13	6,13	6,13	6,13	6,13
Bewehrung [ $\text{€/m}^2$ ]	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76	3,76
Randschalung [ $\text{€/m}^2$ ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Hilfsstützen [ $\text{€/m}^2$ ]	1,91	1,50	1,33	1,18	0,73	0,63	0,67
Holz liefern [ $\text{€/m}^2$ ]	2,99	2,94	3,12	3,24	4,30	4,16	4,92
Aufrichten [ $\text{€/m}^2$ ]	4,06	3,99	4,23	4,39	3,10	3,00	3,54
Schalung verlegen [ $\text{€/m}^2$ ]	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43	19,43
Betonieren	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,37
Summe Kosten [ $\text{€/m}^2$ ]	67,74	69,04	72,85	77,84	82,84	84,44	90,54

## 4.4 Kosten einer Holz-Beton-Verbunddecke aus Brettstapel

Bei der Verwendung eines Brettstapels als Holz-Element ergeben sich für Decken in Sichtqualität die in Tab. 4.8 zusammengestellten Kosten, während für Decken in Industriequalität diese in Tab. 4.9 gegeben sind.

## 4.5 Vergleich der Kosten

In Abb. 4.1 sind die Kosten der Rohdecke der einzelnen Varianten in Abhängigkeit der Spannweite dargestellt.

Wie daraus ersichtlich wird, ist die Stahlbetondecke im größten Anwendungsbereich kostengünstiger. Anzumerken ist allerdings auch, dass die Bauhöhe nicht monetär bewertet wurde, so dass die Holzbalkendecke und die Holzbalken-Beton-Verbunddecke ab etwa 7m Spannweite zwar vergleichbare Kosten aufweist; die resultierende Bauteilhöhe im Vergleich zur Stahlbetondecke aber deutlich höher ist.

In Abb. 4.2 sind die Kosten der Decken in Sichtqualität dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Holz-Beton-Verbunddecke wirtschaftlicher wird, sofern die Stahlbetondecke als ein axial gespanntes System ausgebildet wird und eine vergleichbare Untersicht (=Holzuntersicht) gewünscht ist. Sollte es ausreichen, die Decke nur zu streichen, ist die Stahlbetonbauweise kostengünstiger als die Holz-Beton-Verbundbauweise.

Tabelle 4.8: Ermittelte Kosten einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke in Sichtqualität für eine Ausbaulast von  $2\text{kN/m}^2$  und einer Verkehrslast von  $2\text{kN/m}^2$ 

	Spannweite in m						
	4	5	6	7	8	9	10
Betonsorte	C20/25	C25/30	C50/60	C50/60	C25/30	C50/60	C50/60
$h_{\text{Beton}}$ [cm]	6,0	7,2	6,1	7,7	7,1	6,9	7,9
$h_{\text{Holz}}$ [cm]	8	8	10	12	15	18	20
Verbindungsmittel [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Beton [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,58	6,04	7,36	9,29	5,96	8,33	9,54
Brettstapelelement [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	52,80	52,80	61,00	70,00	85,71	99,00	109,00
Bewehrung [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67
Kerven einfräsen [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
Transport [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Element verlegen [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Hilfsjoch [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	9,75	7,80	6,50	5,57	4,88	4,33	3,90
Randschalung [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Betonieren [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	2,59	3,11	2,64	3,33	3,07	2,98	3,41
Kosten [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	112,19	112,21	121,96	132,66	144,08	159,11	170,31

Tabelle 4.9: Ermittelte Kosten einer Brettstapel-Beton-Verbunddecke in Industriequalität für eine Ausbaulast von  $2\text{kN/m}^2$  und einer Verkehrslast von  $2\text{kN/m}^2$ 

	Spannweite in m						
	4	5	6	7	8	9	10
Betonsorte	C20/25	C25/30	C50/60	C50/60	C25/30	C50/60	C50/60
$h_{\text{Beton}}$ [cm]	6,0	7,2	6,1	7,7	7,1	6,9	7,9
$h_{\text{Holz}}$ [cm]	8	8	10	12	15	18	20
Verbindungsmittel [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Beton [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	3,74	4,49	6,95	8,78	5,17	7,87	9,01
Brettstapelelement [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	44,00	44,00	50,00	57,00	68,57	77,00	86,00
Bewehrung [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67	4,67
Kerven einfräsen [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
Transport	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Element verlegen [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Hilfsjoch [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	9,75	7,80	6,50	5,57	4,88	4,33	3,90
Randschalung [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40	4,40
Betonieren	2,59	3,11	2,64	3,33	3,07	2,98	3,41
Kosten [ $\text{€}/\text{m}^2$ ]	102,55	101,87	110,55	119,14	126,15	136,65	146,78

Zusammenfassend ergibt sich, dass ab einer Spannweite von 6m die Brettstapel-Beton-Verbunddecke etwa 40% teurer sind als die Rohdecke in Stahlbetonbauweise bzw. als die gestrichene Stahlbetondecke, während die Holzbalken- bzw. Balken-Beton-Verbunddecke vergleichbare Kosten aufweist wie die Stahlbetondecke, sofern die Gesamtbauteilhöhe nicht berücksichtigt werden muss.

Wird allerdings die vergleichbare Untersicht gewünscht, zeigt sich, dass die Brettstapel-Beton-Verbunddecke bei etwa gleicher Bauhöhe etwa 40% günstiger als die Ausführung in Stahlbetonbauweise ist.

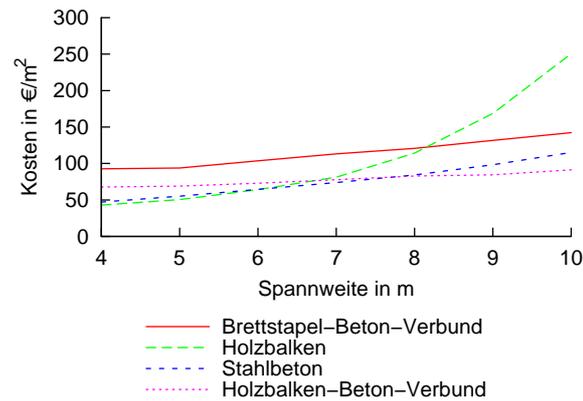


Abbildung 4.1: Vergleich der Kosten der Rohdecke

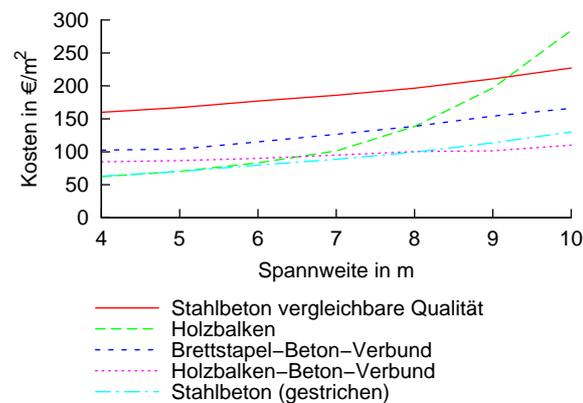


Abbildung 4.2: Vergleich der Kosten der Decke in Sichtqualität

## 4.6 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Abschnitts sind die erwarteten Kosten einer Holz-Beton-Verbunddecke ermittelt worden. Aufgrund der Vielzahl an Einflussfaktoren auf die Kosten weichen die realen Kosten sicherlich von diesen Werten ab. Aber dennoch wird erwartet, dass die Tendenz der Auswertung auch mit realen Kosten gleich bleibt.

Aus dem Vergleich zeigt sich, dass die Holz-Beton-Verbundbauweise bei uneingeschränkter Bauteilhöhe konkurrenzfähig zur Stahlbetonbauweise ist.

Sollte eine vergleichbare Bauteilhöhe erzielt werden, sind anstatt Balken flächige Elemente wie z.B. der Brettstapel zu verwenden. Beim Kostenvergleich zwischen der Stahlbetondecke und der Brettstapel-Beton-Verbunddecke zeigt sich, dass die Brettstapel-Beton-Verbunddecke dann kostengünstiger als die Stahlbetondecke wird, wenn

- eine einaxialer Lastabtrag auch bei der Stahlbetondecke vorliegt und
- eine vergleichbare Untersicht erzielt werden soll.

## 5 Zusammenfassung

Holz-Beton-Verbunddecken stellen eine Möglichkeit dar, die Vorteile des jeweiligen Werkstoffs miteinander zu verbinden. Bei der Realisierung dieser Verbundbauweise werden die Beteiligten vor die Herausforderung gestellt, mit den Besonderheiten dieser Bauweise umzugehen. Die Auswirkungen dieser Besonderheiten beeinflussen dabei den Entwurf, die Berechnung, die Werkplanung und die Bestimmung der Baukosten.

Im Rahmen dieses Projekts wurden daher die wesentlichen Grundlagen der Bemessung zusammengestellt und die Hintergründe dargelegt. Darauf aufbauend wurden Entwurfsgrundsätze entwickelt, die die Besonderheiten des Holz-Beton-Verbunds berücksichtigen. Daraus wurden anschließend Detaillösungen abgeleitet, die den Planenden bei der Umsetzung dieser Bauweise unterstützen sollen. Abschließend sind grobe Kosten ermittelt worden, mit deren Hilfe der optimale und wirtschaftliche Anwendungsbereich von Holz-Beton-Verbundbauteilen bestimmt werden können. Dabei zeigt sich, dass die Holzbalken-Beton-Verbundbauweise im Neubau gegenüber herkömmlichen Stahlbetondecken mit Halbfertigteilplatten als verlorene Schalung dann wirtschaftlich ist, wenn die gesamte Höhe der Decke nicht begrenzt wird. Sollte flächige Holzelemente zur Anwendung kommen, werden – insbesondere aus statischer Sicht – Vorteile bei der Verwendung der Brettstapelbauweise gesehen, da bei dieser Bauweise der gesamte Querschnitt tragend angesetzt wird. Der Nachteil einer einaxialen Lastabtragung dieser Bauteile wird als eher gering eingeschätzt, da bedingt durch die Elementbreiten z.B. der Brettsperrholzelemente eine wirkliche zweiachsig Lastabtragung nur sehr aufwändig realisiert werden könnte. Daher ist aufgrund der geringen Momententragfähigkeit rechtwinklig zur Stoßfuge bei der Betrachtung einer gesamten Decke in diesem Fall auch eher von einem im Wesentlichen einaxialen Lastabtrag auszugehen. Mit diesen Brettstapel-Beton-Verbunddecken gelingt es ähnlich dicke Decken zu realisieren, wie sie im Stahlbetonbau üblich sind. Aus Sicht der Wirtschaftlichkeit zeigt sich allerdings, dass diese Art von Verbunddecken sich dann lohnen, wenn nicht nur die Kosten der Rohdecken betrachtet werden, sondern die gesamte Decke inklusive der Untersicht in Betracht gezogen wird. Dabei zeigt sich, dass eine nur gestrichene Stahlbetondecke zwar kostengünstiger als eine Brettstapel-Beton-Verbunddecke ist; wird allerdings eine vergleichbare Untersicht angestrebt, wird die Brettstapel-Beton-Verbunddecke kostengünstiger, da keine weiteren Maßnahmen für den Innenausbau der Decke notwendig sind.

Diese Vorteile können aber nur dann genutzt werden, wenn die Holz-Beton-Verbundbauweise entlang der gesamten Planungs- und Ausführungskette ohne größere Schwierigkeiten angewandt werden kann. Diese Untersuchungen leisten dazu hoffentlich einen Beitrag zur Unterstützung der Planenden und Ausführenden bei dieser Bauweise. Gelingt es, diese Bauweise als übliche Bauweise zu etablieren, wird dem Holzbau die Anwendung auch im bisher im Wesentlichen durch den Stahlbetonbau dominierten Bereich des Büro- und Mehrgeschossbaus ermöglicht.



## 6 Literaturverzeichnis

- [Blass u. a. 1995] BLASS, H.-J. ; EHLBECK, J. ; LINDEN, M. v. d. ; SCHLAGER, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. 1995 ( T2710)
- [Blaß u. Laskewitz 2003] BLASS, H.J. ; LASKEWITZ, B.: Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmittel und Zwischenschichten. In: *bauen mit holz* (2003), Nr. 1 & 2, 26 bzw. 30. <http://holz.vaka.kit.edu/public/31.pdf> abgerufen am 01.10.2016
- [BMVBW 2013] BMVBW: *Leitfaden Nachhaltiges Bauen - Anlage 6: Bewertung der Nachhaltigkeit von Gebäuden und Liegenschaften*. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2013
- [Bou Said 2003] BOU SAID, E.: *Contribution à la modelisation des effets différés du bois et du béton sous conditions climatiques variables. Application aux structures mixtes bois-béton*, Dissertation, 2003
- [Braun u. a. 1998] BRAUN, H.-J. ; SCHAAL, W. ; SCHNECK, F.: Der Brettstapel als Verbundelement - Vorschlag für einen Berechnungsansatz. In: *Bautechnik* 75 (1998), Nr. 8, S. 539–547
- [Dabaon u. a. 1993] DABAON, M. ; TSCHEMMERNEGG, F. ; HASSEN, K. ; LATEEF, T. A.: Zur Tragfähigkeit von Verbundträgern bei teilweiser Verdübelung. In: *Stahlbau* 62 (1993), S. 3–9
- [Dias u. a. 2017] DIAS, A. ; FRAGIAOCOMO, M. ; HARRIS, R. ; KUKLIC, P. ; RAJICIC, V. ; SCHÄNZLIN, J.: *Technical Specification – 2nd Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures – Working Draft / Project Team CEN/TC 250-SC5.T2*. 2017. – Forschungsbericht
- [Dias u. a. 2018] DIAS, A. ; FRAGIAOCOMO, M. ; HARRIS, R. ; KUKLIC, P. ; RAJICIC, V. ; SCHÄNZLIN, J.: *Technical Specification – Final Draft - Eurocode 5: Design of Timber Structures - Part 1-3: Structural design of timber concrete composite structures*. 2018
- [DIBt ] <https://www.dibt.de/de/Service/Service-Suche.html>
- [DIN EN 14374: 2005 - 02 2005] DIN EN 14374: 2005 - 02 : *Holzbauwerke - Furnierschichtholz für tragende Zwecke - Anforderungen; Deutsche Fassung*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2005
- [DIN EN 1990 EN 1] DIN EN 1990: *Eurocode 0: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010

- [DIN EN 1991-1-1: 2010 - 12 2010] DIN EN 1991-1-1: 2010 - 12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1991-1-5: 2010 - 12 2010] DIN EN 1991-1-5: 2010 - 12: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1992-1-1: 2010 2010] DIN EN 1992-1-1: 2010: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1992-1-1/NAD: 2010 2010] DIN EN 1992-1-1/NAD: 2010: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1994-1-1: 2010 2010] DIN EN 1994-1-1: 2010: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013 2013] DIN EN 1995-1-1 / NA: 2013: *Nationaler Anhang - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2013
- [DIN EN 1995-1-1:2010-12 2010] DIN EN 1995-1-1:2010-12: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines- Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [DIN EN 1995-2 / NA: 2011 - 08 2011] DIN EN 1995-2 / NA: 2011 - 08: *Nationaler Anhang - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2011
- [DIN EN 1995-2: 2010 2010] DIN EN 1995-2: 2010: *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken*. DIN-Deutsches Institut für Normung e.V., 2010
- [Dischinger 1939] DISCHINGER, F.: Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücke. In: *Der Bauingenieur* 14 (1939), Nr. 5 u. 6, S. 53–63
- [ETA-13/0699 ] ETA-13/0699: *SFS VB Schrauben - SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton Verbundkonstruktionen*. SFS intec AG FasteningSystems, Rosenbergsaustrasse 10, 9435 Heerbrugg, Schweiz,
- [ETA-13/0818 ] ETA-13/0818: *SEPA 2000wood-concrete composite floor - Holz-Beton-Verbunddecke*. Sepa Oy, Vesannontie 7, 72600 Keitele, Finnland,

- [ETA-17/0353] ETA-17/0353: *Solaio Compound - Holz-Beton-Verbunddecke*. Coperlegno s.r.l., Via Ardeatina 933; 00178 Roma, Italien,
- [Eurocode 2 2011] EUROCODE 2: *DIN EN 1992-1-1:2011-01 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. 2011
- [Eurocode 5 2010] EUROCODE 5: *DIN EN 1995-1-1 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten; Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau*. 2010
- [FMPA 1996] FMPA: Belastungsversuch an einem Holz-Beton-Verbundelement. 1996. – Forschungsbericht
- [Fragiacomo 2000] FRAGIACOMO, M.: *Comportamento a lungo termine di travi composte legno-calcestruzzo*, Universität Trieste, Dissertation, 2000
- [Fries 2001] FRIES, J.: *Beitrag zum Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen*, Institut für Konstruktion und Entwurf Universität Stuttgart (Mitteilung 2001-1), Dissertation, Dezember 2001
- [Gerold u. a. 2001] GEROLD, M. ; KUHLMANN, U. ; DI RISIO, T. ; SULZBERGER, L. ; SCHÄNZLIN, J.: *Verformungs- und Dehnungsmessungen von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2001 (Mitteilung 2001-5X)
- [Grosse u. a. 2003] GROSSE, M. ; HARTNACK, R. ; LEHMANN, S. ; RAUTENSTRAUCH, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. In: *Bautechnik* 80 (2003), S. 534–541 und 693–701
- [Johansen 1949] JOHANSEN, K. W.: *Theory of timber connections*. 1949
- [Jung 2012] JUNG, P.: Holz-Beton-Verbunddecken in der Praxis und ihre Wirtschaftlichkeit. In: *Holz-Beton-Verbunddecken in Theorie und Praxis*, Hrsg.: Bau und Wissen, CH-Wildegg, 2012
- [Kanzler 2020] KANZLER, A.: *Potential der Substitution von Betonbauteilen durchvorgefertigte Bauteile am Beispiel der Erweiterung des KKO in Kempten*, Hochschule Biberach, Diplomarbeit, 2020
- [Khorsandnia u. a. 2014] KHORSANDNIA, N. ; SCHÄNZLIN, J. ; VALIPOUR, H. ; CREWS, K.: Time-dependent behaviour of timber-concrete composite members: Numerical verification, sensitivity and influence of material properties. In: *Construction and Building Materials* 66 (2014), S. 192–208. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.079>. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2014.05.079
- [Kreuzinger 1994] KREUZINGER, H.: *Verbundkonstruktionen Holz / Beton*. 1994
- [Kudla 2017] KUDLA, K.: *Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Diss., 2017

- [Kuhlmann u. a. 2006] KUHLMANN, U. ; MERKLE, J. Schäand R. ; BUX, H.: Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit integrierten Slim-Floor-Profilen / Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart. 2006. – Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben Deutsche Bundesstiftung Umwelt AZ 21168
- [Kupfer u. Kirmair 1987] KUPFER, H. ; KIRMAIR, H.: Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. In: *Bauingenieur* 62 (1987), S. 371–377
- [Merk 2017] MERK, C.: *Optimierung von Holz-Beton-Verbunddecken und Vergleich der Wirtschaftlichkeit*, Hochschule Biberach, Bachelor-Thesis, 2017
- [Michelfelder 2006] MICHELFELDER, B.: *Trag- und Verformungsverhalten von Kernen bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation, 2006. <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:93-opus-28911>
- [ÖIB ] <https://www.oib.or.at/de/datenbanken/eta-expert>
- [d. S. Monteiro 2015] S. MONTEIRO, S. R.: *Load distribution on timber-concrete composite floors*, University of Coimbra, Portugal, PhD-Thesis, Oktober 2015
- [Schänzlin 2003] SCHÄNZLIN, J.: *Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Dissertation, 2003
- [Schänzlin 2019] SCHÄNZLIN, J.: *Begrenzung der Druckstrebenneigung* / Hochschule Biberach, Institut für Holzbau. 2019. – Forschungsbericht
- [Schänzlin 2020] SCHÄNZLIN, J.: *Abschätzung der Steifigkeit der Verbindung mit unter Druck beanspruchten Würth Assy Plus VG-Schrauben bei Holz-Beton-Vverbunddecken* / Institut für Holzbau, Hochschule Biberach. 2020. – Forschungsbericht
- [Z-9.1-342 ] Z-9.1-342: *SFS VB Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. SFS intec AG, Rosenbergsaustraße 10, 9435 Heerbrugg, Schweiz,
- [Z-9.1-445 ] Z-9.1-445: *Timco II und III Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem*. Sieglinde Amrath – Timco II Vertrieb Deutschland, Kratellen 15, 78355 Hohenfels,
- [Z-9.1-474 ] Z-9.1-474: *Dennert Holz-Beton Verbundelemente*. Veit Dennert KG, Veit-Dennert-Straße 7, 96132 Schlüsselfeld,
- [Z-9.1-557 ] Z-9.1-557: *Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern*. TiComTec GmbH, Goethestraße 60 , 63808 Haibach,
- [Z-9.1-603 ] Z-9.1-603: *TCC Schrauben als Verbindungsmittel für das TCC Holz-Beton-Verbundsystem*. Com-Ing AG, Alpsteinstrasse 15 , 9050 Appenzell, Schweiz,
- [Z-9.1-648 ] Z-9.1-648: *Würth ASSYplus VG Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Adolf Würth GmbH & Co.KG, Reinhold-Würth-Straße 12-17, 74653 Künzelsau-Gaisbach,

- [Z-9.1-803 ] Z-9.1-803: *SWG Timtec VG Plus - Vollgewindeschrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen*. Schraubenwerk Gaisbach GmbH, Am Bahnhof 50 , 74638 Waldenburg,
- [Z-9.1-845 ] Z-9.1-845: *Star-Drive und RAPID Schrauben als Verbindungsmittel für das Schmid Schrauben Holz-Beton-Verbundsystem*. Schmid Schrauben Hainfeld GmbH, Landstal 10, 3170 HAINFELD, Österreich,
- [Z-9.1-851 ] Z-9.1-851: *BiFRi Verbund-Anker als Verbindungsmittel für das FRIEDRICH Holz-Beton-Verbundsystem*. FRIEDRICH UG Verbundsysteme, Hofer Straße 21, 95233 Helmbrechts,
- [Z-9.1-857 ] Z-9.1-857: *SFix-3 Schubfix-Schraube als Verbindungsmittel für das Elascon Holz-Beton-Verbund-System (SFix-3 Elascon HBV-System)*. Elascon GmbH, Am Rosengarten 4F, 79183 Waldkirch,
- [Z-9.1-861 ] Z-9.1-861: *Hobet Schrauben als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundsysteme*. SIHGA GmbH, Gewerbepark Kleinreith 4, 4694 Ohlsdorf, Österreich,
- [Z-9.1-862 ] Z-9.1-862: *PMJ-6090 Schrauben als Verbindungsmittel in Holz-Beton-Verbundsystemen*. PMJ-tec AG, Industriestrasse 34, 1791 Courtaman, Schweiz,



# A Beispiele von LV-Texte für den Holz-Beton-Verbundbau

## A.1 Allgemeines

Das Erstellen von Leistungsverzeichnissen hängt von der jeweiligen Bauaufgabe ab. Daher können im Folgenden nur Beispiele von LV-Texte vorgestellt werden, da diese Texte auf die jeweiligen Bauaufgabe und die jeweiligen Randbedingungen anzupassen sind. Diese Bausteine sind entsprechend der Details zu kombinieren und zu einem gesamten Verzeichnis bauspezifisch zusammenzustellen.

Die vertikalen lastabtragenden Bauteile werden durch diese Beispiele nicht erfasst; ebenso der Fußbodenaufbau ab Oberkante Beton ist außerhalb dieser Beispiele.

## A.2 Unterstützung

### Pos. ... **Liefern und Abtransport der Hilfsjoche**

bestehend aus Rüststützen und Querträgern aus Holz mit mind. 140mm Breite

Kontaktfläche der Querträger zur Decke gehobelt und rundgefast

Konstruktive Befestigung zwischen Rüststütze und Querträger

Anzahl und Abstand der Hilfsjoche entsprechend den Vorgaben des Tragwerksplaners

Sind keine Angaben vorhanden, maximaler Abstand der Querträger von 2,0m und der Stützen von 1,0m

Belastbarkeit pro Joch etwa 18,0 kN/m und je Geschoss;

Werden mehrere Geschosse durchgestützt, erhöht sich die notwendige Belastbarkeit in Abhängigkeit der Geschossanzahl

*Abrechnung nach lfdm Hilfsjoch*

**Pos. ... Ein- und Ausbau der Hilfsjoche**

Umsetzen der Hilfsjoche entsprechend des Bauablaufs inkl. des Transports auf der Baustelle

Die notwendigen Hebezeuge und Geräte sind in die Position mit einzurechnen.

Verschleißbauteile sind in die Position mit einzurechnen

*Abrechnung nach lfdm Hilfsjoch*

**Pos. ... Hirnholzschutz**

Behandlung aller Hirnholzflächen mit dauerelastischem Hirnholzschutz zur Reduktion der eindringenden Feuchte aus dem Beton

Verwendetes Produkt: \_\_\_\_\_

*Abrechnung nach  $m^2$*

## A.3 Holzbauteile

**Pos. ... Liefern Holzbalken**

Liefern von Konstruktionsvollholz, sichtbar, Nadelholz.

Festigkeitsklasse: C24 DIN EN 14081-1

Qualität: herzfrei, scharfkantig, Ästigkeit bis 2/5, Rissbreite bis 3% der Querschnittsseite, Harzgallen bis 5 mm, Verfärbungen und Insektenbefall nicht zulässig.

Maßtoleranz: Klasse 2

Holzfeuchte: entsprechend der ausgleichsfeuchte der Nutzungsklasse

Nutzungsklasse DIN EN 1995-1-1: NK \_\_\_\_\_

Gebrauchsklasse DIN 68800: GK \_\_\_\_\_

Oberfläche: allseitig egalisiert und gefast / auf Fertigmaß gehobelt und gefast

Breite: \_\_\_\_\_ cm

Höhe: \_\_\_\_\_ cm

Einzellänge: bis \_\_\_\_\_ m, gemäß Holzliste des AG

*Abrechnung nach  $m^3$*

- Pos. ... **Abbund und Aufstellen, Bauschnitt-  
holz/Konstruktionsvollholz, Decken**  
Abbinden und Aufstellen von Bauschnittholz und  
Konstruktionsvollholz, für Deckenkonstruktionen,  
Anschlüsse lt. statischer Berechnung und Konstrukti-  
onszeichnungen / zimmermannsmäßig.  
Querschnitt: \_\_\_\_ x \_\_\_\_ cm  
Einzellänge: bis \_\_\_\_ m  
Konstruktionsvollholz: sichtbar / nicht sichtbar

*Abrechnung nach m*

- Pos. ... **BSH - Sichtqualität, GL24h, Nadel-  
holz, bis 20/40cm, gehobelt**  
Liefen von Brettschichtholz aus Nadelholz, gehobelt,  
Bläue und Rotstreifigkeit auf 10% der Oberfläche  
und fest verwachsene Äste zulässig, ohne extreme  
klimatische Wechselbeanspruchung.  
Verklebung: Resorcinharz  
Festigkeitsklasse: GL 24h DIN EN 14080  
Lamellendicke: 42 / 38 mm  
Nutzungsstufe DIN EN 1995-1-1: NK \_\_\_\_  
Gebrauchsklasse DIN 68800: GK \_\_\_\_  
Einbau: innen, sichtbar  
Oberflächenqualität: Industrie- / Sicht- / Auslesequa-  
lität  
Breite: \_\_\_\_ cm  
Höhe: \_\_\_\_ cm  
Einzellänge: bis \_\_\_\_ m, gemäß Holzliste des AG

*Abrechnung nach m<sup>3</sup>*

- Pos. ... **Abbund und Aufstellen, Brettschicht-  
holz**  
Abbinden und Aufstellen von Brettschichtholz,  
Anschlüsse lt. statischer Berechnung und Konstrukti-  
onszeichnungen / zimmermannsmäßig.  
Funktion: Deckenkonstruktion  
Querschnitt: \_\_\_\_ x \_\_\_\_ cm  
Einzellänge: bis \_\_\_\_ m  
Brettschichtholz: sichtbar / nicht sichtbar

*Abrechnung nach m*

- Pos. ... **Massivholzdecke, Brettstapel, bis .. cm, gehobelt**  
 Brettstapeldecke, aus Einzellamellen aus Nadelholz, Ober- und Unterseite gehobelt; inkl. aller Aussparungen, Anschlussausformungen und Verbindungsmittel gem. Liste-Nr. \_\_\_\_ .  
 Festigkeitsklasse: C24  
 Lamellenbreite: \_\_\_\_ cm  
 Lamellenprofil: gefast / profiliert / mit Akustikprofil  
 Dicke: \_\_\_\_ cm  
 Unterseite: sichtbar bleibend / nicht sichtbar  
 Holzfeuchte: entsprechend der Nutzungsklasse  
 Einbauort: \_\_\_\_  
 Untergrund: \_\_\_\_

*Abrechnung nach  $m^2$*

- Pos. ... **Zulage für Vorbereitung des Auflagers als Mörtelbett**  
 Holz-Beton-Verbundbauteilen, die an mineralische Wände angeschlossen werden, sollen in ein Mörtelbett gelegt werden, um Toleranzen auszugleichen.  
 Mörtel mit Vergleichbarer Festigkeit der mineralischen Wand  
 Aufbringen direkt vor Einbau der Holzelemente  
 Einbau der Bauteile vor dem Erhärten des Mörtels  
 Dicke: 2cm

*Abrechnung nach lfdm*

Für die Verbindung zwischen den Decken und Wänden aus Holz und Holzwerkstoffen existieren eine Vielzahl an Holz-Holz-Verbindungsmittel. Für die Ausschreibung wird hier auf die üblichen Ausschreibungstexte von Holz-Holz-Verbindungen verwiesen

Sollten Rückbiegeanschlüsse für den Anschluss an Massivbauteilen notwendig werden, sind diese gesondert auszuschreiben.

- Pos. ... **Schalung, Nadelholz, gefast, gehobelt**  
 Liefern und Einbau der Schalung aus gefasteten Brettern, Nadelholz, Befestigung mit Nägeln.  
 Oberfläche: einseitig gehobelt  
 Sortierklasse: S10  
 Profil: Nut-Feder  
 Brettdicke: \_\_\_\_ mm  
 Breite: \_\_\_\_ mm  
 Die Verbindungsmittel sind in die Position mit einzurechnen.

*Abrechnung nach  $m^2$*

oder

Pos. ... **Schalung, .. -Platte, .. mm**

Schalung für Innenausbau, tragende Anwendung im Trockenbereich, aus \_\_\_\_ -Platten DIN EN \_\_\_\_

Befestigung mit feuerverzinkten Nägeln auf Holzuntergrund nach statischer Berechnung und Konstruktionszeichnungen.

Plattentyp: \_\_\_\_

Dicke: \_\_\_\_ mm

Oberfläche: ungeschliffen / geschliffen

Die Verbindungsmittel sind in die Position mit einzurechnen.

*Abrechnung nach m<sup>2</sup>*

## A.4 Vorbereitung der Bauteile

Pos. ... **Vorwässern**

Zur Reduktion der Wasseraufnahme in der Holzkonstruktion sind die verlegten Holzelemente etwa eine halbe Stunde vorher vorsichtig vorzuwässern

Stehendes Wasser ist zu vermeiden

Die Unterseite ist zu kontrollieren und durchdringendes Wasser ist zu entfernen.

*Pschl*

oder

Pos. ... **Zementschlempe**

Zur Reduktion der Wasseraufnahme in der Holzkonstruktion sind die verlegten Holzelemente mit einer dünnen Zementschlempe zu bestreichen.

Die Unterseite ist zu kontrollieren und durchdringende Zementschlempe ist zu entfernen.

*Pschl*

oder

- Pos. ... **Folie als Trennlage zwischen Holz und Beton**  
 Trennlage aus PE-Folie, Stoßüberlappung ca. 15 cm, Stöße gegen Verschieben sichern.  
 Foliendicke: 0,2 mm  
 Verlegung: einlagig / zweilagig  
 Angeb. Fabrikat: \_\_\_\_  
 Die Folie ist an den Rändern bis 5cm über OK des einzubringenden Betons hochzuziehen.

*Abrechnung nach  $m^2$*

- Pos. ... **Abkleben der offenen Fugen**  
 Die offenen Fugen sind abzukleben, um ein Eindringen des Anmachwassers in die Konstruktion zu verhindern  
 Angeb. Fabrikat: \_\_\_\_

*Abrechnung nach  $m$*

## A.5 Einbau der Verbindungsmittel

- Pos. ... **Verbindungsmittel**  
 Lieferung und Einbau der Verbindungsmittel  
 Typ entsprechend statischer Berechnung o. vgl.  
 gew. Typ: \_\_\_\_

*Abrechnung nach St.*

oder

- Pos. ... **Kerven als Verbindungsmittel**  
 Einfräßen der Kerne entsprechend den statischen Vorgaben  
 Tiefe: \_\_\_\_ mm  
 Breite: \_\_\_\_ mm

*Abrechnung nach  $lfdm$*

- Pos. ... **Kerven als Verbindungsmittel**  
 Lieferung und Montage der Abhebesicherung  
 Typ, Abstand und Abmessungen nach statischer Berechnung, o. vgl.  
 Durchmesser: \_\_\_\_ mm  
 Länge: \_\_\_\_ mm  
 Einschraubtiefe: \_\_\_\_ mm  
 gew. Typ: \_\_\_\_

*Abrechnung nach St.*

## A.6 Betonage

Pos. ... **Schalung**

Schalung für Öffnungen und Plattenränder rau, einhäufig.

Plattenstärke : \_\_\_\_

*Abrechnung nach  $m^2$*

Pos. ... **Aufbeton**

Ortbetoneergänzung der vorverlegten Holzelemente

Festigkeitsklasse: C \_\_\_\_

Expositionsklassen: \_\_\_\_/ \_\_\_\_

Deckenaufsicht: Gefälle \_\_\_\_ Grad / ohne Gefälle

Dicke: \_\_\_\_ cm

Liefern und Verarbeiten des Betons inkl. Verdichtung inkl. der notwendigen Geräte

*Abrechnung nach  $m^3$*

Pos. ... **Betonstahlmatten, Bst 500M/B500B**

Bewehrung aus Betonstahlmatten, in unterschiedlichen Mattenabmessungen, einschl. Zwischenlagerung auf der Baustelle, Zuschnitt nach Schneideskizzen und schneiden von Aussparungen und dgl.

Betonstahl: B500M / B500B

Lieferform: als Lagermatte (A) / als Listenmatte (A)

Liefern und Verlegen

Abstandshalter sind in die Position mit einzurechnen

*Abrechnung nach t*

Pos. ... **Betonstabstahl, Bst 500B**

Bewehrung aus Betonstabstahl, in unterschiedlichen Durchmesser, gem. Bewehrungsplänen, Biege- und Stahllisten der Tragwerksplanung, einschl. aller erforderlichen Anpassungsarbeiten.

Betonstabstahl: B500B

Liefern und einbauen

*Abrechnung nach t*

Pos. ... **Abdeckung, Folie, Schutz Hydration**

Nachbehandlung von Beton, Schutz gegen abfließende Hydrationswärme.

Beschwerung, Windsicherung und Kontrolle der Abdeckung,

Aufnahme und Entsorgung.

*Abrechnung nach  $m^2$*