

Technische Universität Graz
Institut für Betonbau

Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn.

Dirk Schlicke

Lessingstraße 25/1

8010 Graz

Österreich

Tel: +43 316 873-6196

Fax: +43 316 873-6694

betonbau@tugraz.at

<http://www.ibb.tugraz.at>

DVR: 008 1833 UID: ATU 574 77 929

Verformungsberechnung HBV

Thermomechanische Simulation

Dezember 2023

Bearbeiter: Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke

Auftraggeber: holz.bau forschungs gmbh
Inffeldgasse 24
8010 Graz

Dieser Bericht umfasst 11 Seiten.

1 Vorbemerkungen

1.1 Anlass

Die nachfolgenden Untersuchungen beschäftigen sich mit der numerischen Simulation des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Holz-Beton-Verbunddecken. Hierzu wurden mit dem am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz erstellten Materialmodell für erhärtenden Beton detaillierte Analysen an volumetrischen FE-Berechnungsmodellen durchgeführt. Die Untersuchung umfasst die Erstellung eines volumetrischen Berechnungsmodells sowie die Durchführung einer Parameterstudie zum Einfluss der einzelnen Einwirkungsgrößen. Im Detail wird folgenden Fragen nachgegangen:

- 1) Wie groß ist die Verformungszunahme von HBV-Bauteilen unter Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens im Beton?
- 2) Wie wirkt sich eine Vorverformung des Holzes auf die Verformungszunahme aus?
- 3) Welche Spannungsverteilungen ergeben sich im HBV infolge des zeitlichen Verhaltens mit etwaiger Vorverformung des Holzes?
- 4) Welche Einflüsse ergeben sich unter Berücksichtigung diverser Ausführungsvarianten?

1.2 Vorgehensweise

In Abstimmung mit dem Auftraggeber werden folgende Analysen durchgeführt:

(I) Systeme

Spannweite: $l = 6.000 \text{ mm}$, $b = 1.000 \text{ mm}$, $h_{\text{conc}} = 100 \text{ mm}$, $h_{\text{tim}} = 160 \text{ mm}$
 Einwirkungen: $g_{1,k} = 3,30 \text{ kN/m}^2$, $g_{2,k} = 2,00 \text{ kN/m}^2$, $p_k = 3,50 \text{ kN/m}^2$
 Beton: C30/37 | Bewehrung vernachlässigbar
 Nutzungsklasse: I

- mit "starrem" Verbund

I.a HBV mit "unidirektionalem" Holz (E-Modul: $E_{0,\text{mean}} = 11.600 \text{ N/mm}^2$, $G_{0,\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$ | $k_{\text{def}} = 0,6$ (für NK 2) | Zeitfunktion für Kriechen: $g(t) = 0,55 \cdot t^{0,15}$ (t in Jahren) | keine Überhöhung -> Vergleich mit Schänzlin möglich

I.b wie I.a aber mit ÜH

I.c HBV mit Kriechfaktor für BSP_ohne Schichtung ($E_{0,\text{mean}} = 11.600 \text{ N/mm}^2$, $G_{0,\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$ | $k_{\text{def}} = 1,00$ (näherungsweise Berücksichtigung) | Zeitfunktion für Kriechen: $g(t) = 0,55 \cdot t^{0,15}$ (t in Jahren)

I.d HBV mit Kriechfaktor für BSP_mit Schichtung (40-20-40-20-40 mm) ($E_{0,\text{mean}} = 11.600 \text{ N/mm}^2$, $E_{90,\text{mean}} = 0$, $G_{0,\text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$, $G_{90,\text{mean}} = 69 \text{ N/mm}^2$ | $k_{\text{def}} = 0,60$ für Längslagen, 6,0 für Querschlagen (näherungsweise Berücksichtigung) | Zeitfunktion für Kriechen: $g(t) = 0,55 \cdot t^{0,15}$ (t in Jahren)

- evtl. mit "nachgiebigem" Verbund -> Kernen $t_v = 20 \text{ mm}$, $l_v = 200 \text{ mm}$, 3 Kernen je Trägerhälfte $x_1 = 350 \text{ mm}$, $x_2 = 900 \text{ mm}$, $x_3 = 1.450 \text{ mm}$ | $K_{\text{ser}} = 1.250 \text{ kN/mm/m}$

I.e sonst wie I.d

I.f wie I.e jedoch ohne Überhöhung

(II) zeitlicher Ablauf

Schritt	Zeitpunkt	Vorgang	statisches System
1	$t = 0$	"Vorspannen" mit Überhöhung 30 mm (punktuell in Plattenmitte)	Zweifeldträger (ZFT)
2	$t = 0$	Betonieren	ZFT
3	$t = 3d$	Lösen der Vorspannung (= Beginn Kriechen)	Einfeldträger (EFT)
4	$t = 3d$	Beginn Lagerung	EFT mit Kragarmen (rund 0,2 l)
5	$t = 7d$	Ende der Nachbehandlung (=Beginn Schwinden)	EFT mit KA
6	$t = 14d$	Ende der Lagerung	EFT mit KA
7	$t = 14$	Montage + Aufbringung Fussbodenaufbau (= $g_{k,2}$)	EFT
8	$t = 28d$ (evtl. 21d)	volle Nutzlast	EFT
9	$t = 3a$	max. Kriechen Beton - t_{min}	EFT
10	$t = 7a$	max. Kriechen Beton - t_{max}	EFT
11	$t = \text{inf bzw. } t = 50a$	max. Kriechen Holz	EFT

(III) Einfluss gerissener Beton

(IV) Einfluss statisches System bei Lagerung (Variation der Kragarmlängen bei der Lagerung)

Für die Untersuchung wird ein thermomechanisches Berechnungsmodell zur Simulation der erhärtungsbedingten Temperatur- und Spannungsgeschichte des Betons erstellt, in dem das Materialmodell aus [1], zur zeit- und ortsdiskreten Simulation des Erhärtungsverhaltens des verwendeten Betons implementiert wird. Dieses Materialmodell berücksichtigt:

- Hydratationswärmeentwicklung,
- Grundschrinden,
- Festigkeitsentwicklung unter Berücksichtigung der Reife und
- Kriechen des erhärtenden Betons gemäß Kriechfunktion des EC2 [2].

Als Beton wurde hierbei ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit der Betonzusammensetzung und den Eigenschaften gemäß Tab. 1 berücksichtigt.

Tab. 1 Betonzusammensetzungen Regelrezepturen

Parameter	Wert
Zement: CEM III / A 32.5 N Holcim	300 kg/m ³
Wasser	145 kg/m ³
Sand und Zuschläge: 0-2 / 2-8 / 8-16	620 / 720 / 630 kg/m ³
BV ViscoCrete-1051 PCE	3 kg/m ³
Wasserzementwert	0,47 [-]
Ausbreitmaß	45 cm
Rohdichte	2410 kg/m ³
Mittlere Druckfestigkeit (28 d)	58 N/mm ²

Die Entwicklungsfunktionen der spannungsunabhängigen Betoneigenschaften stellt Abb. 1 gegenüber.

Weitere mechanische Eigenschaften, die zur Bestimmung der Spannungsentwicklung benötigt werden, sind das viskoelastische Verhalten des Betons, der Wärmeausdehnungskoeffizient und das Querdehnverhalten. Für deren zeitliche Berücksichtigung im Erhärungszeitraum wird in der vorliegenden Untersuchung auf die Überlegungen aus [1] zurückgegriffen. Dies betrifft:

- die verformungsbasierte Modellierung der Viskoelastizität gemäß [1] unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte und des Globalspannungszustands mit den Kriechfunktionen aus [2],
- eine über die Zeit konstante Berücksichtigung des Wärmeausdehnungskoeffizienten mit einer Größe gemäß [2] von $\alpha_T = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ und
- eine über die Zeit konstante Berücksichtigung des Querdehnverhalten mit einer Größe gemäß [2] von $\mu = 0,2$.

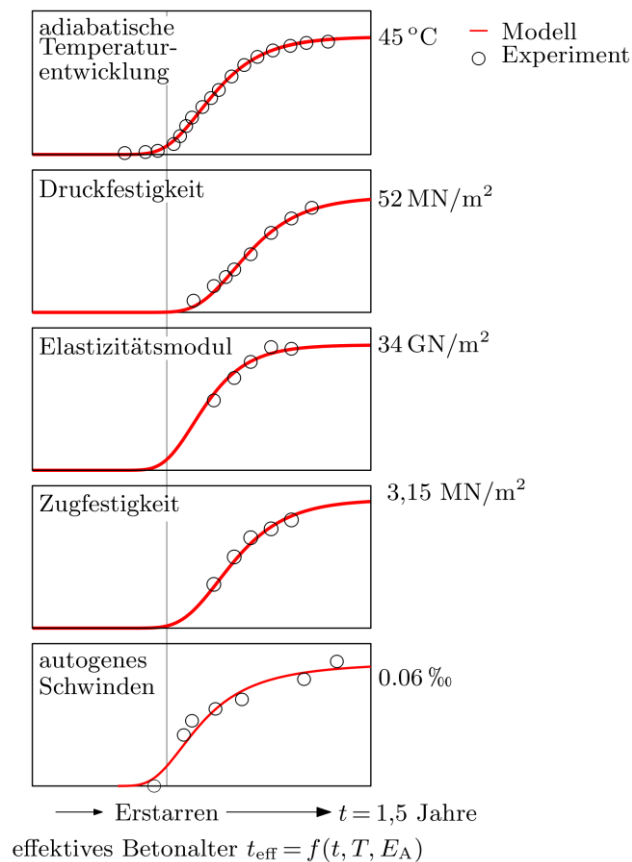


Abb. 1 Entwicklungsfunktionen der spannungsunabhängigen Betoneigenschaften

1.3 Alterung und Reife

Die Erhärtung des Betons und dessen effektive Alterung wird neben dem Ablauf von tatsächlicher Zeit auch zusätzlich von der Betontemperatur beeinflusst. Aufgrund fehlender Daten zum diesbezüglichen Verhalten des untersuchten Betons wurde dieser Einfluss durch eine temperaturabhängige Modifikation des Betonalters mit der Ansatzfunktion von Freiesleben Hansen und Pedersen [3] berücksichtigt, die bereits in verschiedenen anderen F+E-Projekten zu guten Übereinstimmungen führte, s. u.a. [1] und [4]. Das verwendete Modell zur Berücksichtigung der Reife lautet:

$$t_{\text{eff}} = \int \exp \left\{ \frac{E_A}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] \right\} dt \quad \text{Gl. (1)}$$

mit

- t_{eff} effektives Betonalter
- E_A Aktivierungsenergie, hier verwendet $E_A = 38.500 \text{ J / mol}$
- R universelle Gaskonstante, $R = 8,3143 \text{ J / mol } ^\circ\text{C}$
- T Betontemperatur
- t tatsächliche Zeit

2 Berechnungsmodell

Für die Simulation der Verformungszunahme wurden volumetrische 3D-FE-Modelle unter Ausnutzung der Symmetrie in Längsrichtung erstellt. Konkret handelt es sich um einachsiger gespannte Systemausschnitte mit einer Elementreihe in Dickenrichtung sowie zwei Materialschichten (unten Holz, oben Beton), die zur orts- und zeitdiskreten Berücksichtigung des Materialverhaltens über die Höhe jeweils fein geteilt sind. Zur Berücksichtigung des Herstellungsprozesses können diese Schichten über eine Gruppensteuerung nacheinander eingeschaltet werden. In Feldmitte wurde eine Symmetriebedingung durch Festhaltung aller Knoten in Trägerlängsrichtung eingeführt. In Vertikalrichtung wurden zudem drei Federlagerungen erstellt, die je nach gewollter Randbedingung ein- bzw. ausgeschaltet sind. Das grundsätzliche Berechnungsmodell zeigt Abb. 2.

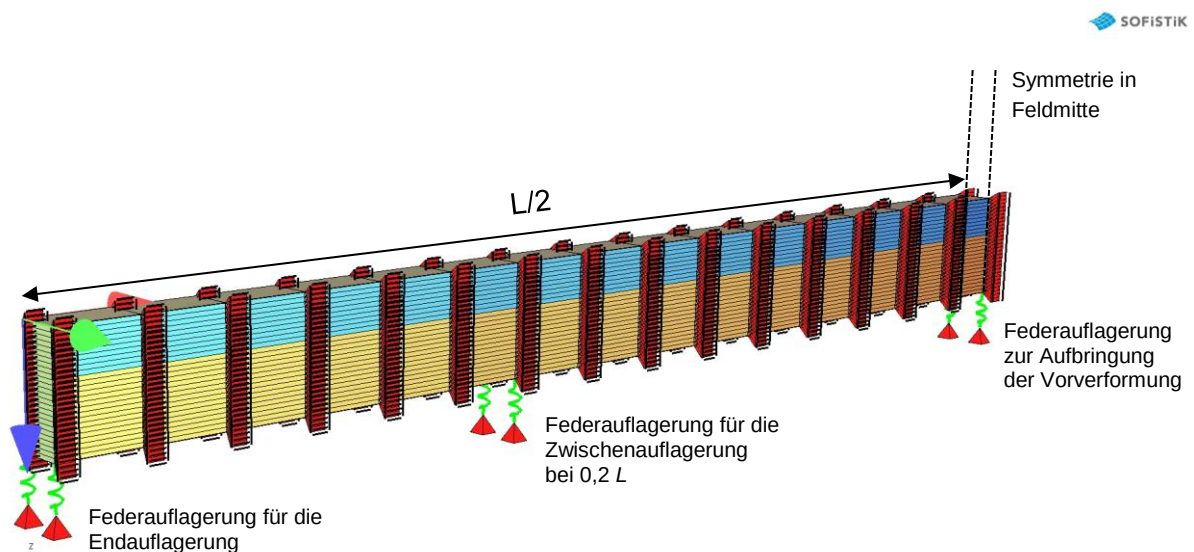


Abb. 2 Grundsätzlicher Modellaufbau

Aus diesem grundsätzlichen Modellaufbau wurden die drei nachfolgend genannten Konfigurationen erstellt:

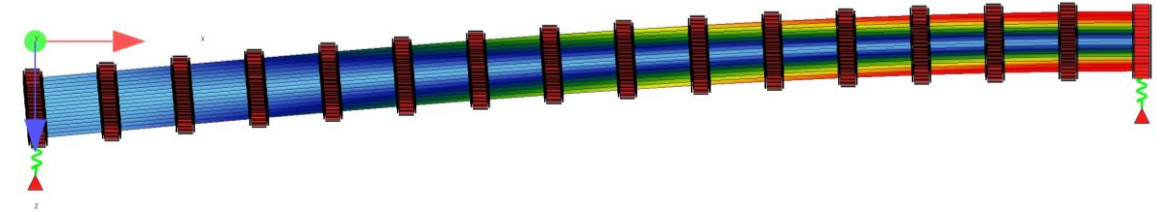
- 1) Vollholzplatte mit Aufbeton schubfest verbunden
- 2) Brettsper Holzplatte mit Aufbeton schubfest verbunden
- 3) Brettsper Holzplatte mit Kerven und Aufbeton nachgiebig verbunden

Diese Modelle werden nachfolgend aufeinander aufbauend erläutert. In der Vorstellung der Konfiguration 1 wird zudem die rechnerische Abbildung des Herstellungsprozesses mit Vorverformung des Holzes erläutert, der dann in allen weiteren Konfigurationen ident übernommen wurde.

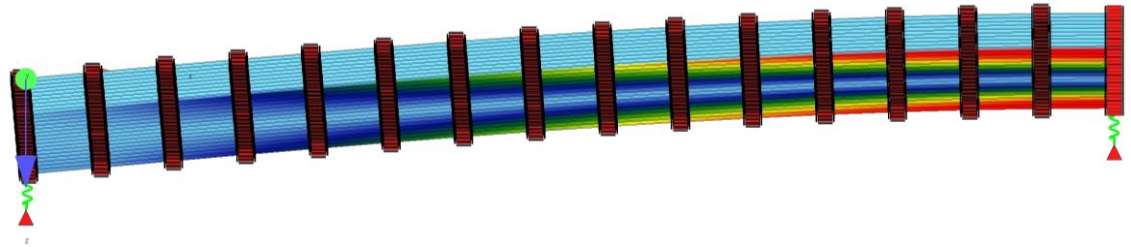
Konfiguration 1 - Vollholzplatte mit Aufbeton schubfest verbunden

Das Berechnungsmodell besteht aus zwei mit einander schubfesten Verbindung der beiden Materialsichten, die über eine Gruppensteuerung nacheinander eingeschaltet werden. Das Berechnungsmodell inklusive Bauablauf zeigt Abb. 3.

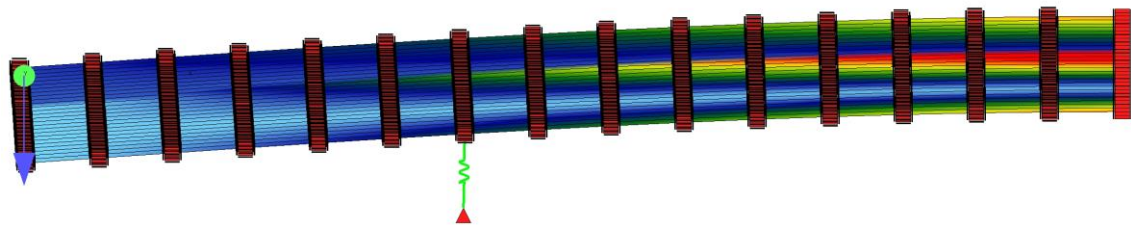
a) Herstellung Vorverformung im Holz durch Knotenverschiebung in Feldmitte



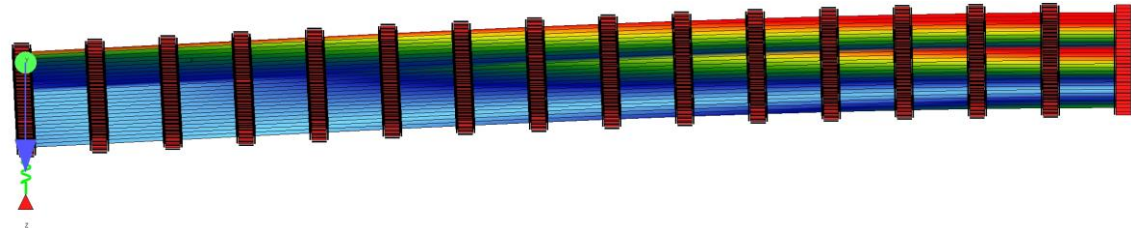
b) Einschalten des Betons im vorverformten Zustand des Holzes (Beton spannungsfrei)



c) Lösen Knotenverschiebung in Feldmitte und Zwischenauflagerung mit Randabstand $0,2 L$



d) Lösen der Zwischenauflagerung mit Randabstand $0,2 L$ und Überführung auf das Randauflager



e) Endzustand

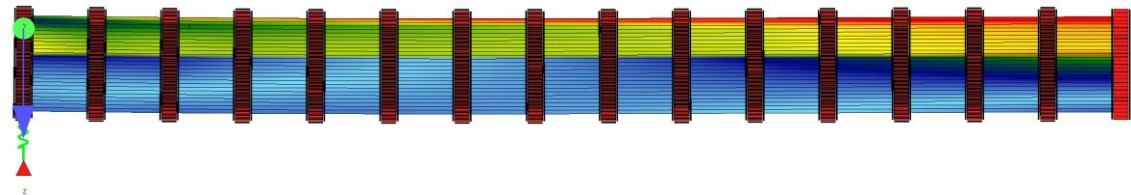


Abb. 3 3D-FE Berechnungsmodell für HBV – Konfiguration 1 inklusive Bauablauf

Konfiguration 2 - Brettsper Holzplatte mit Aufbeton schubfest verbunden

Das Berechnungsmodell der Konfiguration 2 wurde aufbauend auf der Konfiguration 1 um den schichtweisen Aufbau im Brettsper Holz erweitert. Hierzu wurde die Holzschicht um Zwischenschichten mit dem Verhalten von Querlagen erweitert. Das Berechnungsmodell zeigt Abb. 4.

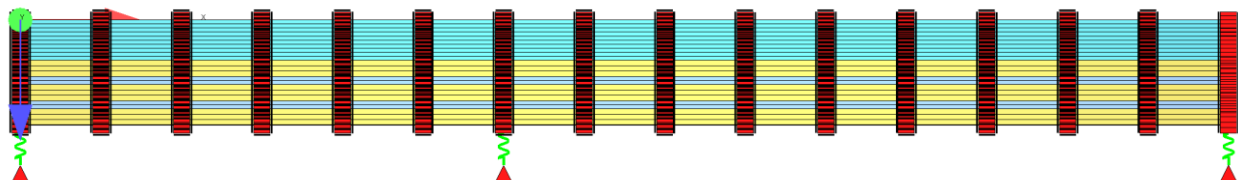


Abb. 4 3D-FE Berechnungsmodell für HBV – Konfiguration 2 mit Brettsper Holz und schubfestem Verbund zwischen Holz und Beton (Darstellung spannungslos und ohne Bauablauf)

Konfiguration 3 - Brettsper Holzplatte mit Kernen und Aufbeton nachgiebig verbunden

Das Berechnungsmodell der Konfiguration 3 wurde aufbauend auf der Konfiguration 2 um einen nachgiebigen Verbund zwischen Holz und Beton erweitert. Hierzu wurden Interface-Elemente in der Kontaktfläche implementiert. Das Berechnungsmodell zeigt Abb. 5.

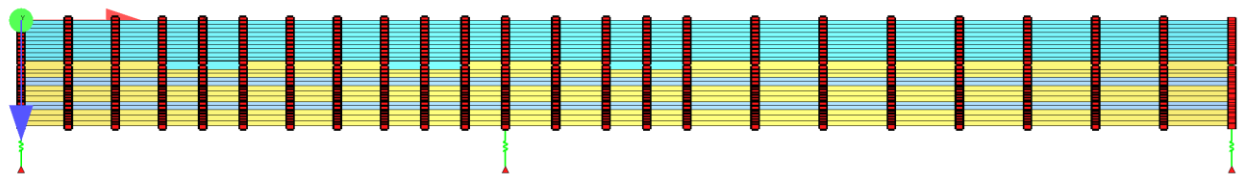


Abb. 5 3D-FE Berechnungsmodell für HBV – Konfiguration 4 mit Kernen und nachgiebigem Verbund zwischen Holz und Beton (Darstellung spannungslos und ohne Bauablauf)

3 Fallstudie

Folgende Fälle wurden simuliert:

- Konfiguration 1 ohne Überhöhung
 - o ohne Kriechen (Bez. „o. ÜH - linear“)
 - o mit Kriechen nur im Beton (Bez. „o. ÜH - visk nur Beton“) sowie
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ (Bez. „o. ÜH - visk alles $k_{\text{def}} = 0,6$ “)
- Konfiguration 1 mit Überhöhung 30 mm
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ (Bez. „m. ÜH - visk alles $k_{\text{def}} = 0,6$ “)
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 1,0$ (Bez. „m. ÜH - visk alles $k_{\text{def}} = 1,0$ “)
- Konfiguration 2 mit Überhöhung 30 mm
 - o ohne Kriechen (Bez. „m. ÜH – BSP linear“)
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ für Längslagen und $k_{\text{def}} = 6,0$ für Querlagen (Bez. „m. ÜH – BSP visk alles $k_{\text{def}} = 0,6 \mid 6,0$ “)

- Konfiguration 3 mit Überhöhung 30 mm
 - o ohne Kriechen (Bez. „m. ÜH – BSP m. Kerven linear“)
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ für Längslagen und $k_{\text{def}} = 6,0$ für Querlagen (Bez. „m. ÜH – BSP m. Kerven visk alles $k_{\text{def}} = 0,6 \mid 6,0$ “)

Das Ergebnis zeigt Abb. 6.

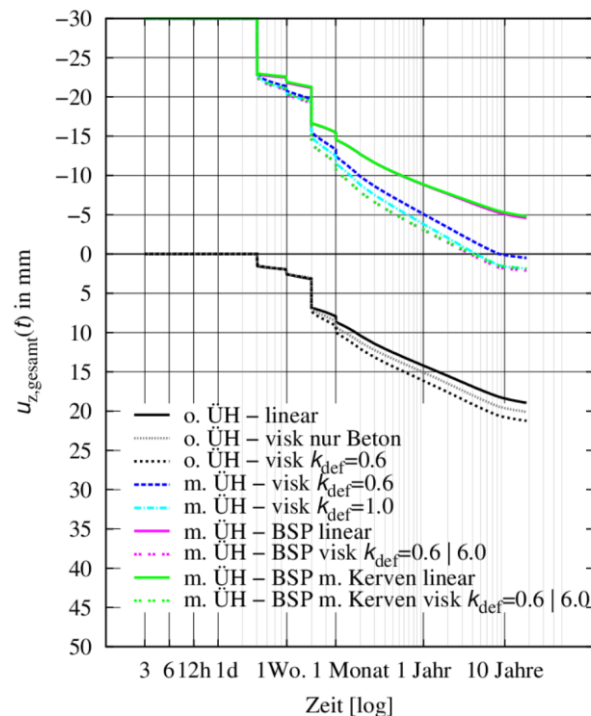


Abb. 6 Verformungszunahme HBV in unterschiedlichen Betrachtungsvarianten

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Verformungszunahme HBV – Vollholz mit schubfestem Verbund ohne Überhöhung
 - + 19 mm infolge Belastung und Schwindens ohne Kriechen,
 - + 1,1 mm infolge des Kriechens im Beton sowie
 - + 1,1 mm infolge des Kriechens im Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$

Insgesamt ergibt sich eine absolute Verformung von 21,2 mm. Die Verformungszunahme nach dem Ausbau beträgt 14,1 mm.
- Verformungszunahme HBV – Vollholz mit schubfestem Verbund mit 30 mm Überhöhung
 - + 7,1 mm infolge LöSENS der Vorspannung
 - + 23,4 mm infolge Belastung, Schwindens sowie Kriechens in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ bzw.
 - + 24,8 mm infolge Belastung, Schwindens sowie Kriechens in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 1,0$

Insgesamt ergibt sich eine absolute Verformung von 0,5 bzw. 1,9 mm für $k_{\text{def}} = 0,6$ bzw. 1,0. Die Verformungszunahme nach dem Ausbau beträgt 16,2 bzw. 17,0 mm.
- Verformungszunahme HBV – BSP mit schubfestem Verbund mit 30 mm Überhöhung
 - + 7,5 mm infolge LöSENS der Vorspannung
 - + 24,6 mm infolge Belastung, Schwindens sowie Kriechens in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6 \mid 6,0$

Insgesamt ergibt sich eine absolute Verformung von 2,1 mm. Die Verformungszunahme nach dem Ausbau beträgt 16,4 mm.

- Verformungszunahme HBV – BSP mit Kerven und nachgiebigem Verbund mit 30 mm Überhöhung
 - + 7,4 mm infolge LöSENS der Vorspannung
 - + 24,5 mm infolge Belastung, Schwindens sowie Kriechens in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6 \mid 6,0$
 Insgesamt ergibt sich eine absolute Verformung von 1,9 mm. Die Verformungszunahme nach dem Ausbau beträgt 16,2 mm.

In Ergänzung dazu wurde zu Vergleichszwecken noch folgende Berechnung durchgeführt:

- Konfiguration 1 mit Überhöhung 15 mm
 - o mit Kriechen in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$ (Bez. „m. ÜH 15 mm - visk alles $k_{\text{def}} = 0,6$ “)

Das Ergebnis zeigt Abb. 7 mit Gegenüberstellung von Vergleichsfällen. Es ergeben sich die folgenden Verformungsänderungen

- Verformungszunahme HBV – Vollholz mit schubfestem Verbund mit 15 mm Überhöhung
 - + 4,2 mm infolge LöSENS der Vorspannung
 - + 21,7 mm infolge Belastung, Schwindens sowie Kriechens in Beton und Holz mit $k_{\text{def}} = 0,6$
 Insgesamt ergibt sich eine absolute Verformung von 10,9 mm. Die Verformungszunahme nach dem Ausbau beträgt 15,2 mm.

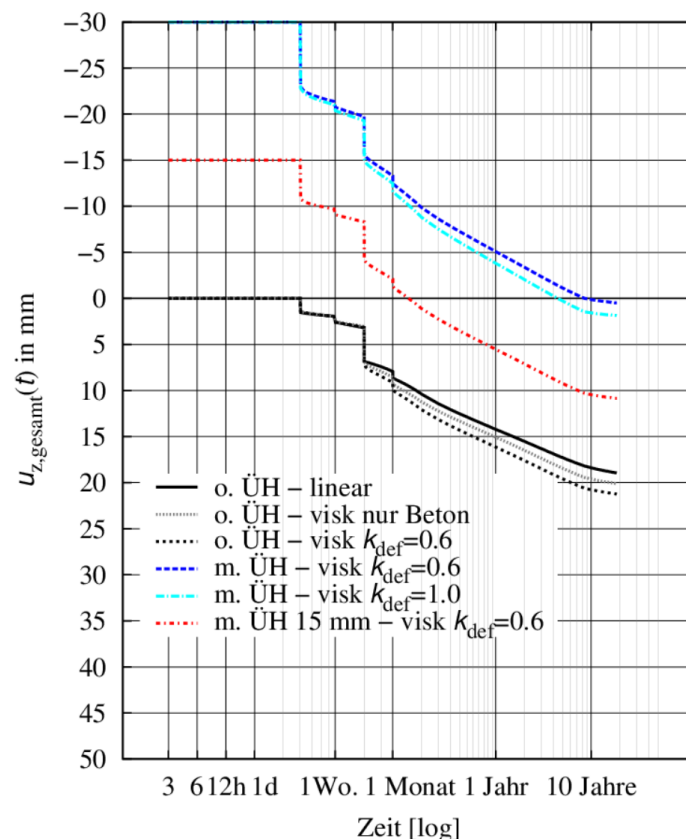


Abb. 7 Verformungszunahme HBV bei Vorverformung von 15 mm

4 Diskussion der Ergebnisse

Generell zeigt sich, dass der absoluten Verformung mittels Vorverformung des Holzes derart entgegengewirkt werden kann, dass der letztendliche Durchhang gegen Null strebt. Betrachtet man die Verformungszunahme nach dem Ausbau, so führt die Vorverformung des Holzes zu einer Zunahme dessen von ca. 15 %. Hintergrund ist, dass in den Systemen mit Vorverformung zwischen Holz und Beton ein Eigenspannungszustand mit gleichem Vorzeichen wie dem Spannungszustand aus der letztendlichen Belastung erzeugt wird, sodass die Kriechverformungen vergrößert werden.

Des Weiteren zeigen die Berechnungen mit schubstarrem und nachgiebigem Verbund nur geringfügige Unterschiede auf. Die Ursache hierfür wird in der großen Steifigkeit der hier betrachteten Kernen vermutet.

Eine weitere Diskussion zur Auswirkung der Vorverformung des Holzes ergibt sich mit Blick auf die Spannungsverteilungen in Beton und Holz. Grundsätzlich ruft die Vorverformung des Holzes einen Eigenspannungszustand zwischen Beton und Holz mit günstigen Druckspannungen im Beton hervor. Gleichzeitig entstehen hierdurch aber auch nennenswerte Zugspannungen im Holz. Zur Veranschaulichung zeigt Abb. 8 die Spannungsverteilung in Feldmitte zum Zeitpunkt der Aufbringung der Vorverformung im Holz und bei Erreichen der Ausgleichsfeuchte.

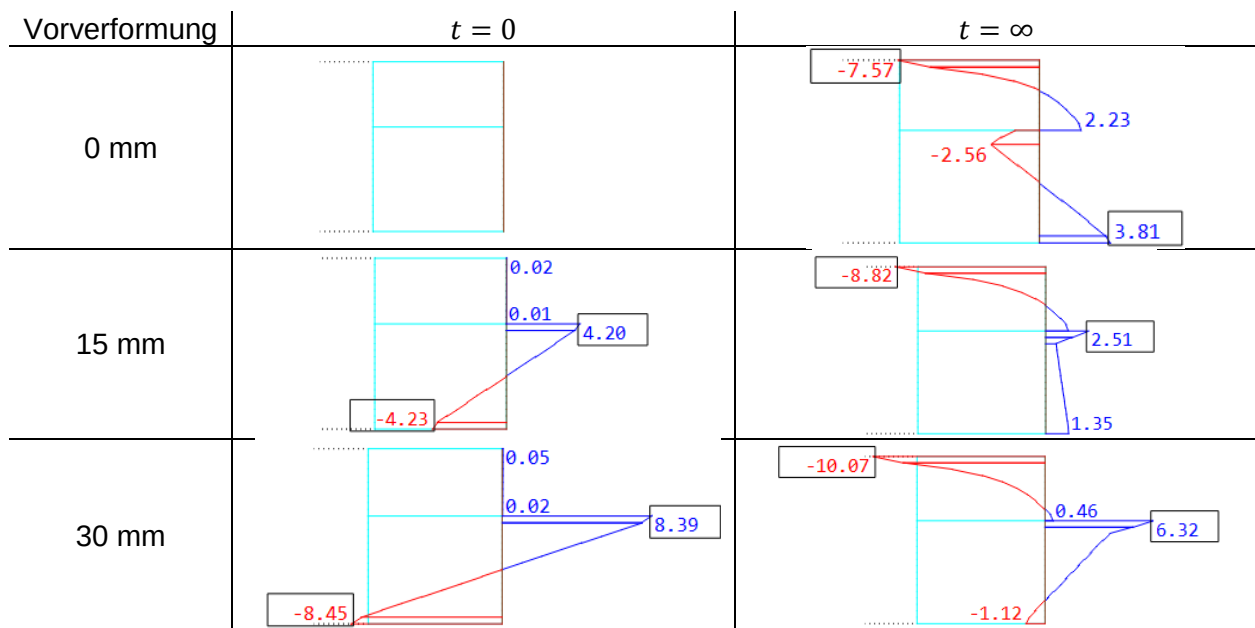


Abb. 8 Spannungsverteilungen in Feldmitte bei $t = 0$ und $t = \infty$ für die Konfiguration 1 mit $k_{\text{def}} = 0,6$

Literaturverzeichnis

- [1] D. Schlicke, Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton, 2. überarbeitete Auflage, 2. überarbeitete Auflage Hrsg., Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2016.

- [2] Eurocode 2, „EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015.
- [3] P. Freiesleben Hansen und J. Pederson, „Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete,“ *Nordisk Betong*, p. 19–34, 1977.
- [4] D. Schlicke und H. Huber, „Nachweis der Rissvermeidung für Innenschalen bei hohen Tunneltemperaturen,“ *Bautechnik*, pp. 22-23, 2018.

Graz, Dezember 2023



Dirk Schlicke

Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn.