

Berechnungsgrundlagen

Allgemeines

Die nachfolgenden Ausführungen für Holz-Beton-Verbundbauteilen (HBV-Bauteile) basieren auf den Festlegungen in ONR CEN/TS 19103, Ausgabe: 2022-04-01 [1] (nachfolgend auch kurz TS). Für die Bemessung und Berechnung sind weiters die allgemeinen Regeln nach ÖNORM EN 1990 [2] zu beachten. Sofern nicht anders geregelt, sind für die Holzbauteile die Bestimmungen nach ÖNORM EN 1995-1-1 [3] und für die Betonbauteile jene nach ÖNORM EN 1992-1-1 [4] heranzuziehen und einzuhalten.

Die nachfolgenden Bestimmungen gelten für quasi-konstante Umgebungsbedingungen, d.h. Auswirkungen von Temperaturunterschieden und sich über die Zeit ergebende, schwankende Materialfeuchten bleiben unberücksichtigt. Weiters bleiben die Ausführungen auf HBV-Bauteile mit Kerven beschränkt.

Sowohl für die Baustoffe Holz und Beton, als auch für die Verbindung (Kerve) sind die Auswirkungen des zeitlichen Verhaltens in der Nachweisführung zu berücksichtigen.

Das Schwinden des Betons ist in den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

Eine Holzfeuchteveränderung aufgrund des Betoniervorgangs darf vernachlässigt werden. Ergänzende statisch-konstruktive Regelungen und Ausführungshinweise sind [1] zu entnehmen.

Einwirkungen

Für die Einwirkungen sind die relevanten Regelungen nach EN 1991 (alle Teile) anzuwenden.

Grundsätzlich ist eine Aufteilung der Einwirkungen in

- kurzzeitig wirkende, d. h. nicht kriecherzeugende, Einwirkungen und
- quasi-ständige (kriecherzeugende) Einwirkungen durchzuführen.

Das Schwinden des Betons ist als Einwirkung aufzufassen und dessen Bemessungswert ist mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{SH} = 1,35$ zu berücksichtigen.

Basisvariable, Baustoffe und Bemessungswerte der Baustoff- und Produkteigenschaften

Holz

Es sind die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED), die Nutzungsklasse, der Modifikationsbeiwert k_{mod} , Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und der Verformungsbeiwert k_{def} nach EN 1995-1-1 [3] zu berücksichtigen.

Grundsätzlich dürfen nach der Festigkeit klassiertes Vollholz, keilgezinktes Vollholz, Balkenschichtholz, Brettschichtholz, Brettsperrholz, Furnierschichtholz und Holzwerkstoffe verwendet werden. Es gelten die in [3] festgelegten Eigenschaften und die zugehörigen Bedingungen.

Bei der Verwendung von Kernen als Schubverbindungsmittel sollte für Schnittholz aus Nadelholz die Festigkeitsklasse C24 nach EN 338 oder höher, für Brettschichtholz GL24h nach EN 14080 oder höher sowie für Furnierschichtholz gemäß EN 14374 verwendet werden. Brettsperrholz sollte einer Europäischen Technischen Bewertung entsprechen. Dessen Nachweisführung muss unter Zugrundelegung geeigneter Modelle erfolgen.

Die Definition des Bemessungswerts der Festigkeit des Holzes oder des Holzwerkstoffes X_d ist [3] zu entnehmen.

Beton

Es gelten die in EN 1992-1-1 [4] für Normalbeton festgelegten Eigenschaften und zugehörigen Bedingungen. Auf Grund der vorhandenen Kernen sollte mindestens ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 gemäß [4] mit einem Größtkorndurchmesser des Betonzuschlags $d_g \leq 16$ mm verwendet werden.

Das zeitabhängige Verhalten des Betons (Kriechen und Schwinden) ist nach [4], Abschnitt 3.1.4 und Anhang B unter Berücksichtigung der Umgebungsfeuchte, der Abmessung des Betonteils und der Zusammensetzung des Betons zu ermitteln.

Das Betonschwinden sollte der KLED „ständig“ zugeordnet werden.

Bewehrungsstahl

Es ist Bewehrungsstahl zu verwenden, der den in EN 1992-1-1 [4] festgelegten Eigenschaften und zugehörigen Bedingungen entspricht.

Verbindung (Kerbe)

Für den Verformungsmodul der Verbindung sollte in der Regel der Wert $k_{\text{def}} = 2 \cdot k_{\text{def}}$ (Gleichung 4.7 in [1]) in die Berechnung eingeführt werden.

k_{def}	Verformungsbeiwert für das Holz bzw. den Holzwerkstoff
------------------	--

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindung (Kerbe) zwischen Holz und Beton $F_{v,Rd}$ sollte für den jeweiligen Versagensmodus unter Berücksichtigung des zugehörigen Teilsicherheitsbeiwertes und gegebenenfalls des Modifikationsbeiwertes des Baustoffes ermittelt werden.

Modellbildung des HBV-Bauteils

Allgemeines

Grundsätzlich können für die Modellbildung von HBV-Verbundbauteilen alle Berechnungsmethoden herangezogen werden, die sich dazu eignen die Nachgiebigkeit des Verbundes zwischen Holz und Beton mit ausreichender Zuverlässigkeit – insbesondere hinsichtlich innerer Schnittgrößen und der auftretenden Verformungen – abzubilden.

Zur Berücksichtigung von Kernen sind Methoden zu bevorzugen (wie z. B. Stabwerks- und Fachwerksmodelle), die den diskontinuierlichen Verbund (Schubübertragung an diskreten Stellen) zwischen dem Holz und dem Beton berücksichtigen. Werden Modelle herangezogen, die auf einem

kontinuierlichen Verbund (z. B. Gamma-Verfahren) aufbauen, sind entsprechende Anpassungen zu berücksichtigen (siehe [1]).

Stabwerksmodell nach Rautenstrauch

siehe [5]

Für HBV-Bauteile mit an diskreten Punkten (z. B. durch Kerven) gekoppeltem Holz- und Betonbauteil kann vorteilhaft das, in Abb. 1 exemplarisch dargestellte, Stabwerksmodell nach Rautenstrauch [5] angewandt werden.

Anmerkung: In der unmittelbaren Umgebung der Verbindungsmittel (Kerven) bleibt die Querkraft bei diesem Rechenmodell unbestimmt [6].

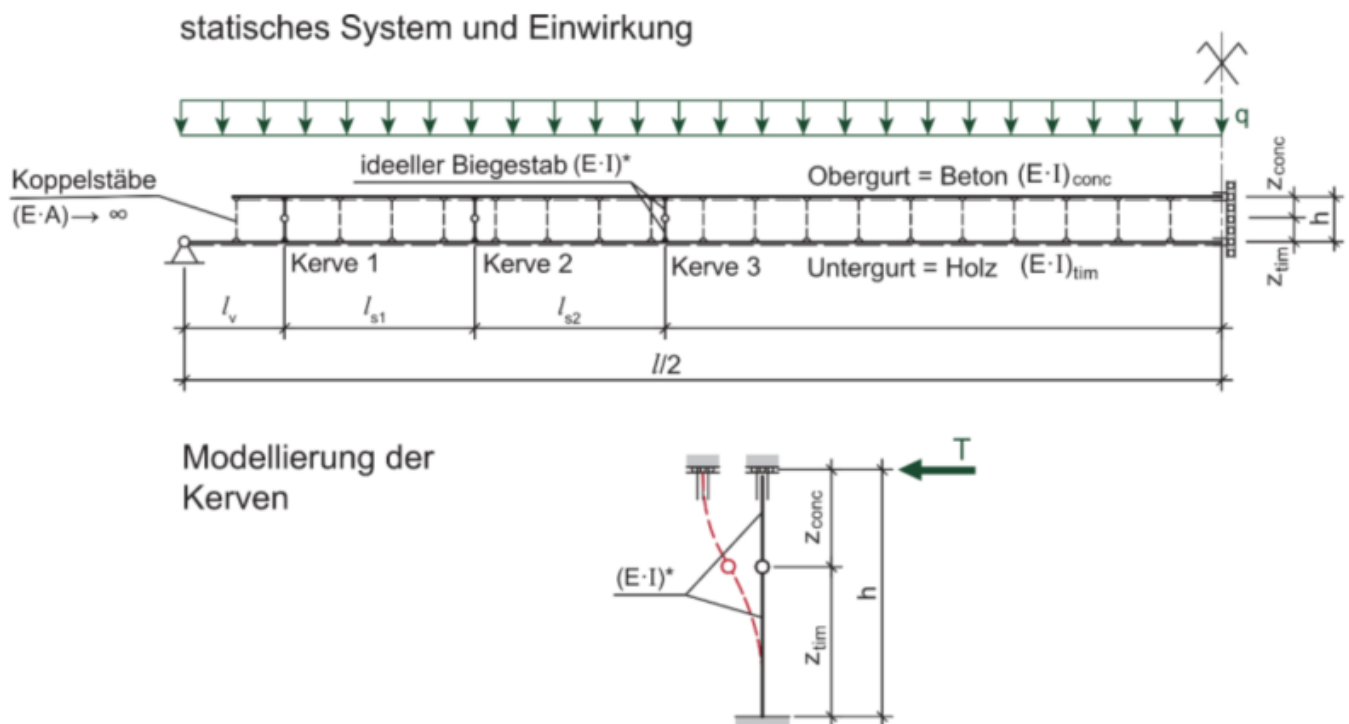


Abb. 1: Beispiel für die Modellierung eines HBV-Bauteils und einer Kerne

Dabei werden:

- sowohl das Holz-, als auch der Betonbauteil als Stabzüge (in der jeweiligen Querschnittslängsachse) modelliert
- zur Aufrechterhaltung der Kompatibilität (derselben Durchbiegung) werden diese Stabzüge mittels Koppelstäben (Pendelstäbe) mit großer Dehnsteifigkeit ($E \cdot A \rightarrow \infty$) miteinander verbunden. [1]
- an Stellen, an denen Kerven zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Beton vorgesehen sind, werden – zusätzlich zu den dortigen Koppelstäben – zwei miteinander gelenkig verbundene (dehnweiche; $E \cdot A \rightarrow 0$), rechtwinklig auf die beiden Stabzüge stehende Biegestäbe, die jeweils biegesteif an die Stabzüge angeschlossen sind, angeordnet. Das Gelenk befindet sich dabei in der halben Kervenhöhe. Deren ideelle Biegesteifigkeit $(E \cdot I)^*$ ergibt sich – unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeiten der Stabzüge zu

$$(EI)^* = \frac{K_{\text{ser}}}{3} \cdot (z_{\text{tim}})^3 + (z_{\text{conc}})^3$$

$(EI)^*$	ideelle Biegesteifigkeit der die Schubverbindung charakterisierenden Biegestäbe
K_{ser}	Verschiebungsmodul der Kerve
Z_{tim}	Abstand vom Scherpunkt des Holzbauteils bis zur Mitte der Kerve
Z_{conc}	Abstand vom Schwerpunkt des druckbeanspruchten Betonbauteils bis zur Mitte der Kerve

Ein Vorteil des Stabwerksmodells besteht darin, dass das Schwinden vereinfacht durch eine (gleichmässige) Verkürzung des Beton-Stabwerkszugs berücksichtigt werden kann. Je nach Software kann diese Verkürzung direkt eingegeben oder durch eine Temperaturdifferenz simuliert werden.

Statisches System

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass das betrachtete statische System entweder mit einem Einfeldträger oder einem Einfeldträger mit Kragarm(en) idealisiert werden kann. Die Modellierung und Nachweisführung im Bereich negativer Momente muss dem Umstand Rechnung tragen, dass es im Betonbauteil i. Allg. zu einer Rissbildung (Zustand II) kommt. Insbesondere ist die Verringerung der Steifigkeit und die veränderte Tragfähigkeit des Verbundsystems in diesen Bereichen zu beachten.

Statisch unbestimmte Verbundsysteme (Durchlaufträger) können nur angewandt werden, wenn sowohl der Aufbeton als auch das Holzbauteil durchlaufend über die gesamte Länge verlaufen. Andernfalls sollte der Elementstoß einer detaillierten Betrachtung und Modellbildung unterzogen werden.

Materialmodell

Sowohl für das Holz, den Beton (unter Druckbeanspruchung und bei Zugbeanspruchung ohne Rissbildung) als auch die Kervenverbindung darf ein linear elastisches Materialverhalten verwendet werden.

In Bereichen in denen im Beton eine Rissbildung (Zustand II) vorliegt, sollte die Zugfestigkeit mit 0 N/mm² berücksichtigt werden. Die Risttiefe darf aus allen Lastkombinationen, die bis zum betrachteten Zeitpunkt auftreten können, ermittelt werden.

Mitwirkende Plattenbreite bei Querschnitten als Plattenbalken

Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} der Betonplatte sollte nach [4] berechnet werden. Diese ergibt sich aus

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_bef_i_beton}} \quad b_{\text{\text{eff},i}} = 0,2 \cdot b_{i+0,1} \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad \text{\text{und}} \quad b_{\text{\text{eff},i}} \leq b_i \end{equation}$$

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_bef_beton}} \quad b_{\text{\text{eff}}} = \sum b_{\text{\text{eff},i}} + b_w \leq b \end{equation}$$

Dabei ist (siehe auch [4], Bild 5.2 und Bild 5.3):

l_0	Abstand zwischen den Momentennullpunkten
b_i	Hälfte der lichten Breite zwischen zwei Rippen
b_w	Breite der Rippe bzw. Kervenbreite
b	Achsabstand einer Rippe

Für HBV-Bauteile mit flächenförmigen Holzbauteilen (z. B. Brettsper Holz) entspricht die mitwirkende der geometrischen Breite.

Zeitabhängiges Verhalten des HBV-Bauteils

- Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für HBV-Bauteile sind grundsätzlich zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ zu führen. Eine Definition der jeweiligen Zeitpunkte ist der TS [1], Abschnitt 7.1.2 (2) angegeben. Gegebenenfalls sollten die Nachweise auch zu weiteren Zeitpunkten (z. B. zwischen 3 und 7 Jahren) geführt werden (siehe TS [1], Abschnitt 7.1.2 (4)).
- Die Auswirkungen des Kriechens des Holzes und der Verbindung sowie des Kriechens und des Schwindens/Quells des Betons sind in den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.
- Die langfristige Auswirkung des Kriechens der Baustoffe auf die Spannungsverteilung und die Verformung des Verbundbauteils sollte unter Verwendung der wirksamen (effektiven) Moduln des Betons $E_{\text{conc,fin}}$ und des Holzes $E_{\text{tim,fin}}$ sowie des effektiven Verschiebungsmoduls der Verbindung $K_{\text{ser,fin}}$ bzw. $K_{\text{u,fin}}$ (siehe TS [1], Abschnitt 4.3.2 (7)) in der Berechnung berücksichtigt werden.
- Der Einfluss der Verbundwirkung auf den wirksamen Kriechkoeffizienten (Kriechzahl des Betons bzw. Verformungsbeiwert des Holzes und der Verbindung) sollte berücksichtigt werden. Dies darf mit Hilfe der Gleichungen in der TS [1], Tab. 7.1 erfolgen. Die zugehörigen Randbedingungen sind einzuhalten.
- Bei Verwendung anderer als dem γ -Verfahren (z. B. dem Stabwerksmodell nach Rautenstrauch [5]) – ohne dem Einwirken einer äußeren Normalkraft auf das Verbundsystem – darf der Parameter γ_1 (Gleichung 7.2 in [1]) mit Hilfe der nachfolgenden Gleichung bestimmt werden

$$\gamma_1 = \frac{E_{\text{tim}} \cdot A_{\text{tim}} \cdot I_{\text{tim}} \cdot N_{\text{tim}}}{E_{\text{conc}} \cdot A_{\text{conc,ef}} \cdot (E_{\text{tim}} \cdot A_{\text{tim}} \cdot M_{\text{tim}} \cdot z - E_{\text{tim}} \cdot I_{\text{tim}} \cdot N_{\text{tim}})}$$

E_{tim}	Elastizitätsmodul des Holzes
A_{tim}	Fläche des Holzquerschnitts
I_{tim}	Flächenträgheitsmoment des Holzquerschnitts
N_{tim}	Normalkraft im Holzquerschnitt zum Zeitpunkt t_0 infolge der ständigen Beanspruchung
M_{tim}	Biegemoment im Holzquerschnitt zum Zeitpunkt t_0 infolge der ständigen Beanspruchung
E_{conc}	Elastizitätsmodul des Betons
$A_{\text{conc,ef}}$	wirksame Fläche des Betonquerschnitts
z	Abstand zwischen den Schwerpunkten des Teilquerschnitts

- Die Verringerung der Auswirkungen des Schwindens des Betons infolge Kriechens darf bei der Bestimmung der inneren Kräfte in Abhängigkeit vom betrachteten Zeitpunkt mit den folgenden Gleichungen (Gleichungen 7.3 bis 7.5 in [1]) berücksichtigt werden:

$$\epsilon_{\text{ef,conc},t=0} = 0$$

$$\epsilon_{\text{ef,conc},t=3-7\text{a}} = 0,6 \cdot \epsilon_{\text{conc}}$$

$$\epsilon_{\text{ef,conc},t=\infty} = 0,9 \cdot \epsilon_{\text{conc}}$$

$\epsilon_{ef,conc}$	wirksames Schwinden des Betons für die Schnittgrößen- und Verformungsermittlung
ϵ_{conc}	Endwert des Schwindens des Betons nach [4]

Nachweisführung

Grundsätze der Grenzzustandsbemessung

Bei der Betrachtung der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist das jeweilige Kriechverhalten des Betons, des Holzes und des Verbindungsmittels (Kerven) zu beachten.

Das Schwinden ist den quasi-ständig wirkenden Beanspruchungen zuzuordnen.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Endwert der Spannungsverteilung im Verbundbauteil sollte aus der Überlagerung der folgenden Zustände ermittelt werden aus den

- quasi-ständig wirkenden Spannungen aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination $E_{q,per}$, errechnet unter Verwendung der effektiven Elastizitätsmoduln des Betons $E_{conc,fin}$ und des Holzes $E_{tim,fin}$ sowie des wirksamen Verschiebungsmoduls der Verbindung $K_{u,fin}$

und

- kurzzeitig wirkende Spannungen aus der Differenz zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen der Grundkombination und der quasi-ständigen Einwirkungskombination $E_{q,per}$, errechnet unter Verwendung der Elastizitätsmoduln E_{conc} und des Holzes E_{tim} sowie des Verschiebungsmoduls der Verbindungen K_u .

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Endwert der Verformung im Verbundbauteil sollte aus der Überlagerung der folgenden Zuständen ermittelt werden aus dem

- Gesamtwert der Langzeitverformungen aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination $E_{q,per}$, errechnet unter Verwendung der effektiven Elastizitätsmoduln des Betons $E_{conc,fin}$ und des Holzes $E_{tim,fin}$ sowie des wirksamen Verschiebungsmoduls der Verbindung $K_{ser,fin}$

und der

- kurzzeitig wirkenden Verformung aus der Differenz zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen der Grundkombination und der quasi-ständigen Einwirkungskombination $E_{q,per}$, errechnet unter Verwendung der Elastizitätsmoduln E_{conc} und des Holzes E_{tim} sowie des Verschiebungsmoduls der Verbindungen K_{ser} .

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die nachfolgenden Ausführungen gelten für HBV-Bauteile, die als Balken und Platten betrachtet werden können. Insbesondere sind diese Bauteile nicht durch eine planmäßige axial wirkende Normalkraft beansprucht. Für Fälle, in denen eine solche wirkt sind in [\[1\]](#) Hinweise zur Bearbeitung angeführt.

Abhängig von der Lage der Kerven sollten neben dem Holz- bzw. Beton-Querschnitt an der Stelle der ungünstigsten Schnittkraftkombination aus N und M (i. Allg. in Feldmitte) auch die (Netto-)Querschnittsnachweise im Bereich der Kerven überprüft werden.

Nachweis des Holzquerschnittes

(siehe Abschnitt 8.2.1 in [1])

Der Holzquerschnitt ist gemäß den Festlegungen in EN 1995-1-1:2004 [7] nachzuweisen. Auf den Holzquerschnitt wirkt dabei i. Allg. eine kombinierte Beanspruchung aus einer Normalkraft und einem Biegemoment ein.

Auf Grund des geschichteten Aufbaues treten im unmittelbaren Bereich der Kerven von Holzbauteilen aus Brettspertholz erhöhte Rollschubspannungen in der Querlage auf. Deren Nachweis sollte unter Zugrundelegung geeigneter Modelle erfolgen.

Nachweis des Betonquerschnittes

(siehe Abschnitt 8.2.2 in [1])

Sofern relevant – sollte der Betonquerschnitt gemäß den Festlegungen in EN 1992-1-1 [4] und EN 1994-1-1 [8] nachgewiesen werden. Insbesondere ist zu zeigen, dass die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind.

Druck

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_nachweis_druck_beton}} \quad \frac{\sigma_{\text{conc,d}}}{f_{\text{cd}}} \leq 1 \end{equation}$$

Zug

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_nachweis_zug_beton}} \quad \frac{\sigma_{\text{conc,t,d}}}{f_{\text{ct,d}}} \leq 1 \end{equation}$$

Kann die oben stehende Gleichung nicht erfüllt werden, ist eine Überprüfung der Rissbildung im Beton erforderlich (siehe TS [1], Abschnitt 7.1.1, (9) und (10)).

Nachweis des Betons auf Längsschub (siehe auch Abschnitt 8.2.4 in [1])

Bei Rippenplatten ist zur Verhinderung eines Aufspaltens parallel zur Spannrichtung ein Nachweis des Betons auf Längsschub (einschließlich Membrantragwirkung) im bemessungsrelevanten Bereich zu führen.

Die Abtragung dieser Beanspruchung erfolgt über die Querbewehrung der Platte (= Bewehrung in Richtung quer zur Spannweite) im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Jedenfalls ist dazu die Mindestbewehrung in Längs- und Querrichtung anzuordnen.

Der Bemessungswert der Längsschubspannung in den Betongurten ergibt sich aus

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_bemessungswert_laengsschubspannung}} \quad \tau_{\text{Ed}} = \frac{\Delta F_{\text{d}}}{h_{\text{f}} \cdot \Delta x} \end{equation}$$

τ_{Ed}	Bemessungswert der Längsschubspannung für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit des Betons
τ_{Fd}	Bemessungswert des Längsschubs über eine bestimmte Balkenlänge (für Kerfen: $\Delta F_d = F_{Kerfe,d} / 2$)
h_f	Dicke der Betongurtplatte (= Höhe der wirksamen (ungerissenen) Betongurtplatte)
Δx	betrachtete Länge

Der Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betongurtes ist nach EN 1992-1-1 [4], Abschnitt 6.2.4 zu ermitteln. Die Schubfestigkeit des Gurtes darf dabei als System von Druckstreben und Zuggliedern als Bewehrung nachgewiesen werden.

Die Bewehrung in Querrichtung je Längeneinheit A_{sf}/s_f darf mit der nachfolgenden Gleichung ermittelt werden

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}$$

A_{sf}	Querschnittsfläche der Querbewehrung der Gurte je Längeneinheit
s_f	Abstand der Querbewehrungsstäbe
ΔF_d	Bemessungswert des Längsschub über eine bestimmte Balkenlänge
Δx	betrachtete Länge
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze der Stahlbewehrung
θ	Winkel der Betonstrebenneigung gemäß EN 1992-1-1 [4] (in der Betonplatte)

Die Tragfähigkeit der Druckstreben in der Betonplatte ergibt sich wie folgt

$$\sigma_{c,d} = \tau_{Ed} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) < \nu \cdot f_{cd}$$

$\sigma_{c,d}$	Bemessungswert der Druckspannung in der Betondruckstrebe
τ_{Ed}	Bemessungswert der Längsschubspannung
θ	Winkel der Betonstrebenneigung gemäß EN 1992-1-1 [4]
ν	Abminderungsfaktor der Betonfestigkeit zur Berücksichtigung der Rissbildung bei einer Schubbeanspruchung

Einzuhaltende statisch-konstruktive Festlegungen sind Abschnitt 8.2.4 in [1] zu entnehmen.

Nachweis der Verbindung (Kerfe)

(siehe Abschnitt 8.2.3 und 10.3.4 in [1])

Die nachfolgenden Ausführungen gelten für einfache Kerfen und sind sinngemäß auf auch abgestufte (doppelte) Kerfen anzuwenden.

Folgende Mindestmaße und -abstände sind einzuhalten:

- Kerfentiefe $h_n \geq 20 \text{ mm}$
- Länge der Kerfe $l_n \geq 150 \text{ mm}$
- Vorholzlänge $l_v \geq 12,5 \cdot h_n$
- Abstand zwischen Kerfen $l_s \geq 12,5 \cdot h_n$

- Winkel der Kerven $80^\circ \leq \alpha \leq \min[115^\circ; 90^\circ + \theta]$

Sind die Anforderungen an die geometrischen Abmessungen und die Baustoffe eingehalten, darf der mittlere Verschiebungsmodul K_{ser} im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wie folgt ermittelt werden. Der Verschiebungsmodul K_u im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf dabei in derselben Höhe angesetzt werden. Bis zum Vorliegen genauerer Erkenntnisse dürfen diese Verschiebungsmoduln näherungsweise auch für Kerven in Holzbauteilen aus Brettspertholz angewendet werden.

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_kser_hn}} \quad K_{\text{ser}} = \left\{ \begin{matrix} 1.000 \text{ N/mm}^2 & \text{für } h_n = 20 \text{ mm} \\ 1.500 \text{ N/mm}^2 & \text{für } h_n \geq 30 \text{ mm} \end{matrix} \right. \text{\right.} \end{equation}$$

Die Verschiebungsmoduln für Kervertiefen zwischen 20 mm und 30 mm dürfen durch lineare Interpolation ermittelt werden.

Für den Tragfähigkeitsnachweis der Verbindung (Kerve) ist zu zeigen, dass die Gleichung

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{Rd}} \leq 1$$

eingehalten ist.

$F_{v,Ed}$	Bemessungswert der Schubkraft zwischen dem Holz- und dem Betonquerschnitt
F_{Rd}	Bemessungswert der Tragfähigkeit der Kerve

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Kerve ergibt sich als Kleinstwert der verschiedenen möglichen Versagensfälle der Kerve zu

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_tragfaehigkeit_kerve}} \quad F_{Rd} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{Rd,a} \\ F_{Rd,b} \\ F_{Rd,c} \\ F_{Rd,d} \end{matrix} \right. \end{equation}$$

Versagensmodi der Kerve

a) Schubversagen des Betons

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_tragfaehigkeit_kerve_modus_a}} \quad F_{Rd,a} = f_{vcd} \cdot b_n \cdot l_n \end{equation}$$

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_f_vcd}} \quad f_{vcd} = \frac{\nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{equation}$$

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_nue}} \quad \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \end{equation}$$

b) Druckversagen des Betons

$$\begin{equation} \text{\label{eq:eqn_tragfaehigkeit_kerve_modus_b}} \quad F_{Rd,b} = f_{cd} \cdot b_n \cdot h_n \end{equation}$$

c) Schubversagen des Holzes

$$F_{Rd,c} = k \cdot f_{v,d} \cdot b_n \cdot l_{\min}$$

$$l_{\min} \leq 8 \cdot h_n$$

d) Druckversagen des Holzes

$$F_{Rd,d} = f_{c,0,d} \cdot b_n \cdot h_n$$

f_{vcd}	wirksamer Bemessungswert der Schubfestigkeit des Betonbauteils
b_n	Breite der Kerve
l_n	Länge der Kerve
f_{cd}	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betonbauteils
h_n	Kerventiefe
k_{cr}	Rissfaktor nach EN 1995-1-1 [7]
$f_{v,t,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit des Holzbauteils (unter Berücksichtigung des Modifikationsbeiwertes k_{mod})
$l_{\min}$	Mindestwert der Schublänge im Holz
$f_{c,0,d}$	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faserrichtung (unter Berücksichtigung des Modifikationsbeiwertes k_{mod})
l_v	Vorholzlänge
l_s	Abstand zwischen den Kernen
ψ	Abminderungsfaktor der Betonfestigkeit zur Berücksichtigung der Rissbildung bei einer Schubbeanspruchung
θ	Winkel der Betondruckstrebe, wählbar zwischen dem Höchstwert nach EN 1992-1-1 [4] und dem Mindestwert der Gleichung

$$\min \theta = \max \left\{ \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_c + h_n)}{l_n + l_s} \right); \arctan \left(\frac{h_n}{l_n} \right) \right\}$$

$$\max \theta = 45^\circ$$

f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit des Betonbauteils
h_c	Höhe des Betonbauteils ohne die Tiefe der Kerve

Werden keine detaillierteren Berechnungsmodelle verwendet, sollten Kervenverbindungen für einen Mindestwert der vertikalen Belastung $F_{t,Ed}$

$$F_{t,Ed} = \max \left\{ F_{v,Ed} \cdot \tan \theta; 0,1 \cdot F_{v,Ed} \right\}$$

berechnet werden.

$F_{t,Ed}$	Bemessungswert der Zugkraft zwischen dem Holz- und dem Betonquerschnitt
------------	---

$F_{v,Ed}$	Bemessungswert der Schubkraft zwischen dem Holz- und dem Betonquerschnitt
------------	---

Die Lage der Verbindungsmittel sollte auf den Winkel θ abgestimmt werden. Im Allgemeinen sind mindestens vier, über die Spannweite verteilte, Kerven anzuordnen. Für Stützweiten kleiner als zwei Meter darf die Kervenzahl auf Zwei reduziert werden.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Es ist zu zeigen, dass die entsprechenden Grundsätze von EN 1990 [2] im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eingehalten sind.

Durchbiegung

(siehe Abschnitt 9.2 in [1])

Grenzwerte für Durchbiegungen können EN 1995-1-1 [9] entnommen werden oder sind gemäß [2] mit dem Bauherrn zu vereinbaren.

Die Durchbiegungen sind zu den Zeitpunkten t_0 und t_∞ zu berechnen und nachzuweisen. Werden nicht genauere Nachweismodelle angewandt, darf die Biegesteifigkeit des Betonbauteils näherungsweise über die gesamte Länge des Bauteils mit jener im bemessungsrelevanten Querschnitt geführt werden.

Überhöhungen dürfen berücksichtigt werden. Das Überhöhungsmaß sollte unter Beachtung der Variabilität der Baustoffe, der Toleranzen, den Abweichungen der Betonhöhe sowie den Auswirkungen aus Kriechen und Schwinden realistisch abgeschätzt werden. In Gebäude besteht ein vereinfachter Ansatz darin das Überhöhungsmaß mit der Durchbiegung des Holzbauteils unter der Einwirkung des Frischbetongewichts, d. h. ohne Verbundwirkung festzulegen.

Im Falle der Aufbringung einer Überhöhung durch Krümmen des Holzbauteils und nachfolgendem Erhärten des Betons im Spannbett sind geeignete Modelle zu verwenden. Insbesondere ist der frühere Zeitpunkt des Auftretens von signifikanten Kriecherscheinungen und der nachfolgende zeitliche Verlauf der Beanspruchungen im Detail nachzuvollziehen.

Schwingung

(siehe Abschnitt 9.3 in [1])

Das Schwingungsverhalten sollte durch Messung oder Berechnung unter Berücksichtigung der erwarteten wirksamen Biegesteifigkeit sowie des modalen Dämpfungsgrades abgeschätzt werden. Hinweise zur Berechnung können EN 1995-1-1 entnommen werden.

Für Holz-Beton-Verbunddecken kann ein modales Dämpfungsmaß $\zeta = 0,025$ und für HBV-Decken mit schwimmenden Estrich $\zeta = 0,035$ in der Berechnung angesetzt werden.

Rissbildung im Beton

(siehe Abschnitt 9.4 in [1])

Die Rissbildung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf durch Begrenzung der berechneten Rissbreite w_k nach EN 1992-1-1 [4], Tabelle 7.1N bzw. Erfüllung der Regeln nach Abschnitt 7.33 oder direkte Berechnung nach Abschnitt 7.3.4 dieser Norm nachgewiesen werden. Für Bauteile in Innenräumen sollte der Höchstwert der Rissbreite einen Wert von $w_{max} = 0,4$ mm nicht überschreiten.

Alternativ kann die Rissbreite auch durch Einbau einer Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1:2004 [4], Abschnitt 7.3.2 bzw. alternativ Abschnitt 7.4.2 oder nach Tab. 9.1 in [1] begrenzt werden.

Tab. 1: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbildung im Beton ohne Berechnung der Rissbreite (Auszug aus Tab. 9.1 in [1])

Betongüte	Dicke der bewehrten Betonplatte [cm]							
	8		10		12		14	
	A_{req} [cm ² /m]	Ø/a[2] [mm]	A_{req} [cm ² /m]	Ø/a [mm]	A_{req} [cm ² /m]	Ø/a [mm]	A_{req} [cm ² /m]	Ø/a [mm]
C 30/37	0,93	Ø5/150	1,16	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,63	Ø6/150
		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150
C 35/45	1,03	Ø5/150	1,28	Ø5/150	1,54	Ø6/150	1,80	Ø6/150
		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150
C 40/50	1,12	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,68	Ø6/150	1,96	Ø7/150
		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150

hbv:design:calculation_basis · 2025/03/24 15:56 · Alexandra Thiel · 0 Kommentare

[1] ↑ In der Verbundfuge können i. Allg. keine Zugkräfte übertragen werden, d. h. im Zuge der Modellbildung können – nach Möglichkeit des verwendeten Softwarepaketes – für die Koppelstäbe Elemente verwendet werden, die bei einer Zugbeanspruchung ausfallen.
[2] ↑ Betonstahldurchmesser / axialer Abstand

[1] ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑ ONR CEN/TS 19103: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Wien, 2022. PDF

[2] ↑, ↑, ↑ ÖNORM EN 1990:2013, „Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2013.

[3] ↑, ↑, ↑, ↑ ON EN 1995-1-1:2019-06-01: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung.

[4] ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑, ↑ ÖNORM EN 1992-1-1:2015, „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2015

[5] ↑, ↑, ↑ K. Rautenstrauch, et al., „Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken“, 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, 2003.

[6] ↑ J. Zhu, „Berechnung von Holz-Beton-Verbunddecken mit diskreten Schubverbindungsmiteln nach dem Kraftgrößenverfahren“, Bautechnik 101 (2024), <https://doi.org/10.1002/bate.202300071>

[7] ↑, ↑ EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, November 2004.

[8] ↑ ÖNORM EN 1994-1-1:2009, „Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute – Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2009

[9] ↑ ON EN 1995-1-1:2015-06-15: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung.

From:

<https://bspwiki.at/> - **bspwiki.at**

Permanent link:

https://bspwiki.at/doku.php?id=hbv:staedttische_nachverdichtung:calculation_basis

Last update: **2025/06/11 15:08**

