
Die neue DIN 1052

Grundlagen der Bemessung

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 1

1.1 Vorbemerkung

Die neue DIN 1052 steht vor der Tür.

Es wird viel darüber geredet und noch mehr darüber geklagt, wobei Aussagen, wie „zu kompliziert“ oder „zu aufwändig“ immer wieder zu hören sind.

Mit dem Ziel, die Hemmschwelle vor der neuen DIN 1052 etwas abzubauen, soll im Zuge einer Veröffentlichungsreihe die Bemessung nach neuer Norm aufgezeigt und erläutert werden.

1.2 Warum überhaupt eine neue DIN 1052 ?

Das Konzept der zulässigen Spannungen gilt als veraltet. Nicht nur die Europäischen Bemessungsnormen (EUROCODEs) basieren auf einem neuen Sicherheitskonzept, sondern auch bereits die deutschen Bemessungsnormen für Stahlbau und Stahlbetonbau.

Der Holzbau lief somit Gefahr, in eine Außenseiterrolle gedrängt zu werden (von der Verwirrung bei den Ingenieuren und Studenten ganz zu schweigen).

Eine Anpassung an die anderen Baustoffe und die EUROCODEs war unvermeidbar und überfällig.

1.3 Die neue DIN 1052 ...

... ist aktuell und vollständig

In die neue DIN 1052 haben neueste Forschungsergebnisse Eingang gefunden, so dass die neue Holzbaunorm den aktuellen Stand der Technik umfassend beschreibt.

... ist innovativ

In der neuen DIN 1052 wurden neue Baustoffe verankert, wie z.B. OSB-Platten, Gipskartonplatten oder Brettsperthölzer.

Darüber hinaus wurden Regelungen aufgenommen, die dazu beitragen können, neue Einsatzbereiche zu erschließen. Als Beispiele hierzu seien Querszugverstärkungen oder Vollgewindeschrauben genannt.

... ist realitätsnäher

Manchen Nachweisen wurden neue Rechenmodelle zugrunde gelegt, die das Tragverhalten von Bauteilen und Verbindungen realistischer beschreiben, als dies bisher der Fall war.

Als Beispiel hierzu sei eine Nagelverbindung aufgeführt: bisher wird die Tragfähigkeit eines Nagels mit einer einzigen Gleichung berechnet. Die Stahlgüte des Nagels oder die Rohdichte des Holzes gehen dabei nicht ein, obwohl es für jeden ein-

sichtig wäre, dass ein Nagel aus St 52 in einem Eichenholz mehr trägt, als ein Nagel St 37 in Fichtenholz.

Das in der neuen DIN 1052 verankerte Rechenmodell berücksichtigt diesen Einfluss der Stahlgüte und der Rohdichte des Holzes, so dass z.B. ein Nagel in Brettschichtholz künftig mehr trägt, als in einem Kantholz.

Dass dies zu Lasten der Einfachheit geht, dürfte wohl jedem einleuchten.

... ist rechenaufwändiger

Die Bemessung nach neuer DIN 1052 wird ohne Zweifel deutlich rechenintensiver werden.

Dies ist aber nur zum Teil durch die angesprochenen realistischeren Rechenmodelle bedingt: einen nicht unwesentlichen Anteil hat auch die Lastseite (Berechnung der maßgebenden Einwirkungen). Die ist aber für alle Baustoffe gleich.

Mit den neuen Bemessungsnormen gehört eine Bemessung „per Hand“ der Vergangenheit an (aber: wer rechnet heute noch per Hand?).

... bringt nichts ?

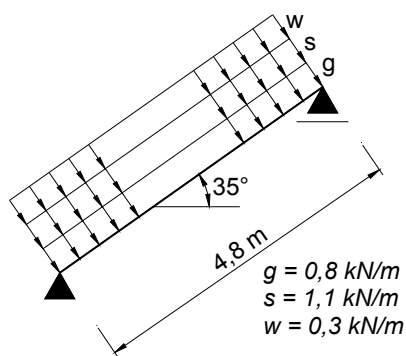
Für den zimmermannsmäßigen Holzbau wird sich in der Tat nicht viel ändern. Am meisten profitieren wird der Ingenieurholzbau.

2 Grundlagen der Bemessung, Nachweise der Tragfähigkeit

Nachfolgend werden die Grundlagen der Bemessung für die Nachweise der Tragfähigkeit (Spannungsnachweise) behandelt. Auf die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungsnachweise) wird in einer späteren Folge eingegangen.

Die Ausführungen werden dabei anhand des folgenden Beispiels erläutert:

Dachsparren ($S\ 10$, $b/h = 8/20\text{ cm}$) eines Wohnhauses (Höhe ü. NN $> 1.000\text{ m}$) (ausgebautes Dachgeschoss),



Der besseren Übersicht halber werden alle Tabellen, die für eine spätere Bemessung von Nutzen sind, auf einem getrennten Blatt zusammengefasst.

2.1 Grundprinzip, Sicherheitskonzept

Am Grundprinzip der Bemessung wird sich nichts ändern. Nach wie vor sind Nachweise zu führen, die sicherstellen sollen, dass eine vorhandene Beanspruchung nicht größer wird, als eine zulässige:

$$\text{vorhanden} \leq \text{zulässig}$$

Nur die Wortwahl, sprich die Bezeichnungen werden sich ändern.

Hat man bisher die gesamte geforderte Sicherheit der Materialseite zugewiesen (Konzept der zulässigen Spannungen), so teilt man diese nun auf die Lastseite und die Materialseite auf (Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte).

2.2 Lastseite (Einwirkungen)

• charakteristische Einwirkungen

Für die Ermittlung der Lasten (Einwirkungen) gilt nach wie vor die Normenreihe DIN 1055. In diesen Normen sind Einwirkungen festge-

legt (oder besser gesagt: vereinbart), die mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden (**Bild 1**). Diese werden als „charakteristische Einwirkungen“ bezeichnet.

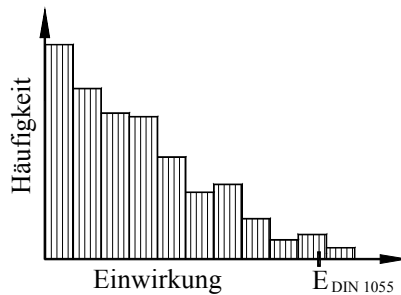


Bild 1: Häufigkeit einer Einwirkung und charakteristischer Wert nach DIN 1055

Hierbei wird unterschieden zwischen ständigen Lasten G (wie z.B. Eigengewicht) und veränderlichen Lasten Q (wie z.B. Schnee, Wind und Nutzlasten). Die charakteristischen Einwirkungen werden dabei mit dem Index „k“ bezeichnet:

ständige Last G_k
veränderliche Last: Q_k

Beispiel: $g_k = 0,8\text{ kN/m}$
 $s_k = 1,1\text{ kN/m}$
 $w_k = 0,3\text{ kN/m}$

• Bemessungswerte der Einwirkungen

Um sich gegen „Ausreißer“ abzusichern, werden diese char. Werte mit sog. Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q multipliziert (**Tabelle 1**). Man spricht dann von den **Bemessungswerten** der Einwirkungen, die mit dem Index „d“ (design value) bezeichnet werden:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1,35 \cdot G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot G_k = 1,5 \cdot Q_k$$

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q für veränderliche Einwirkungen ist deshalb größer, weil z.B. Nutzlasten größeren Schwankungen unterliegen, als z.B. Eigengewichtslasten.

Beispiel: $g_d = 1,35 \cdot 0,8 = 1,08\text{ kN/m}$
 $s_d = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65\text{ kN/m}$
 $w_d = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45\text{ kN/m}$

• Klassen der Lasteinwirkungsdauer

Die Festigkeitseigenschaften von Holz und Holzwerkstoffen hängen von der Dauer der Belastung ab. So kann z.B. ein Versuchskörper unter kurzfristiger Belastung mehr „ertragen“ als ein Bauteil unter ständiger Belastung.

Die Lasten werden daher entsprechend ihrer Einwirkungsdauer in sog. „Klassen der Lasteinwirkungsdauer“ (KLED) eingeteilt.

KLED	Größenordnung der „akkumulierten“ Lastdauer
ständig	länger als 10 Jahre
lang	6 Monate bis 10 Jahre
mittel	1 Woche bis 6 Monate
kurz	kürzer als 1 Woche

Die in der obigen Tabelle angegebenen Lastdauern sind dabei nicht als der Zeitraum zu verstehen, über den eine Einwirkung während der Nutzungsdauer des Gebäudes insgesamt wirkt. Sie sind vielmehr als Summe der Zeitspannen zu verstehen, während derer die Last mit mindestens ihrem vollen charakteristischen Wert wirkt (siehe **Bild 2**).

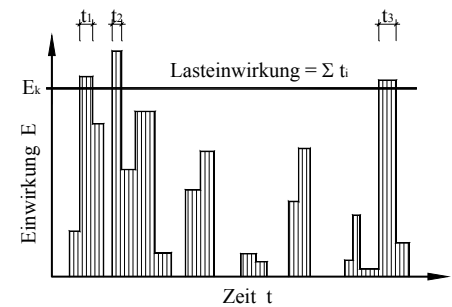


Bild 2: Lasteinwirkungsdauer (E_k = charakteristische Einwirkung)

Dies erklärt, warum z.B. Schnee teilweise als kurzfristig wirkende Last eingestuft wird, obwohl Schnee in vielen Gegenden deutlich länger als nur eine Woche liegen bleibt.

In **Tabelle 2** sind die KLED-Einstufungen für verschiedene Einwirkungen angegeben.

Beispiel:

$g_d = 1,08\text{ kN/m}$ KLED = *ständig*
 $s_d = 1,65\text{ kN/m}$ KLED = *mittel*
 $w_d = 0,45\text{ kN/m}$ KLED = *kurz*

Betrachtet man mehrere Einwirkungen gleichzeitig, so ist die gemeinsame Wirkung dieser Lasten auf die Dauer der kürzesten Einwirkung begrenzt. Bei mehreren Beanspruchungen darf daher für die Einstufung in eine KLED die kürzeste der jeweils betrachteten Einwirkungsdauern zugrunde gelegt werden.

Beispiel:

g_d : KLED = *ständig*
 $g_d + s_d$: KLED = *mittel*
 $g_d + w_d$: KLED = *kurz*
 $g_d + s_d + w_d$: KLED = *kurz*

• **Lastkombinationen**

Bei der Bemessung sind grundsätzlich **alle** möglichen bzw. wahrscheinlichen Situationen und **Lastkombinationen** (LK) zu überprüfen, auch wenn diese nicht die größte Beanspruchung liefern.

So kann in unserem Beispiel die LK $g_d + s_d$ durchaus maßgebend werden, weil die mittlere Lasteinwirkungsdauer als ungünstiger anzusehen ist, als die der LK $g_d + s_d + w_d$.

Werden bei einer Lastkombination mehr als eine **veränderliche** Einwirkung berücksichtigt, so braucht nur eine davon voll angesetzt werden, während die übrigen abgemindert werden dürfen. Dies kann damit erklärt werden, dass es sehr unwahrscheinlich ist, dass alle veränderlichen Lasten gleichzeitig mit ihrer vollen Größe auftreten (z.B. gleichzeitig „voller“ Schnee mit „vollem“ Wind).

Die Abminderung der veränderlichen Lasten erfolgt über sog. „Kombinationsbeiwerte“ ψ_0 (**Tabelle 3**).

Anmerkung:
Dieser „statistische“ Effekt war auch in der bisherigen Bemessung bereits verankert: siehe DIN 1055-5 mit den Kombinationen $s + w/2$ bzw. $w + s/2$ im Lastfall H. Die Halbierung der zweiten veränderlichen Last entspricht einem ψ_0 -Wert von 0,5.

Beispiel:

Für unser Beispiel ergeben sich folgende Lastkombinationen und zugehörige Bemessungslasten q_d :

- LK 0: $q_d = g_d$ KLED = *ständig*
= 1,08 kN/m
- LK 1: $q_d = g_d + s_d$ KLED = *mittel*
= 1,08 + 1,65
= 2,73 kN/m
- LK 2: $q_d = g_d + w_d$ KLED = *kurz*
= 1,08 + 0,45
= 1,53 kN/m
- LK 3: $q_d = g_d + s_d + \psi_0 \cdot w_d$ KLED = *kurz*
= 1,08 + 1,65 + 0,6 \cdot 0,45
= 3,00 kN/m

Dies entspricht der Situation „Voller Schnee mit zugehörigem Wind“

- LK 4: $q_d = g_d + w_d + \psi_0 \cdot s_d$ KLED = *kurz*
= 1,08 + 0,45 + 0,7 \cdot 1,65
= 2,69 kN/m

Dies entspricht der Situation „Sturm mit zugehörigem Schnee“

Die LK 3 mit KLED = kurz liefert eine um etwa 10% höhere Bemessungslast als die LK 1 mit KLED = mittel.

Da aber bei längerer Einwirkungsdauer mit einer geringeren Festigkeit gerechnet werden muss, ist auf den ersten Blick nicht zu erkennen, welche LK maßgebend sein wird. Daher werden nachfolgend beide LK weiter betrachtet.

• **vorhandene Beanspruchung**

Eine vorhandene Beanspruchung ist stets auf der Grundlage der Bemessungswerte der Belastungen (Index „d“) zu ermitteln.

So berechnet sich z.B. die Biegespannung $\sigma_{m,d}$ des betrachteten Sparrens aus dem Bemessungswert des Biegemomentes M_d zu:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W$$

mit $M_d = q_d \cdot l^2 / 8$

Beispiel:

- LK 1: $M_d = 7,86 \text{ kNm}$ KLED = *mittel*
 $\sigma_{m,d} = 14,74 \text{ N/mm}^2$
- LK 3: $M_d = 8,64 \text{ kNm}$ KLED = *kurz*
 $\sigma_{m,d} = 16,20 \text{ N/mm}^2$

Anmerkung:
Als grober Richtwert kann angenommen werden, dass die Beanspruchungen nach neuem Sicherheitskonzept etwa 40% größer sind, als die nach „alter“ Norm:
 $\sigma_{NEU} \approx 1,4 \cdot \sigma_{ALT}$

2.3 Materialeite

• **charakteristische Festigkeitswerte**

Holz ist ein natürlicher Werkstoff, dessen Eigenschaften (wie z.B. Festigkeit und Steifigkeit) z.T. großen Streuungen unterliegen. Somit gibt es keine festen Werte für die Festigkeit oder den Elastizitätsmodul, sondern die Materialeigenschaften folgen einer statistischen Verteilung (**Bild 3**).

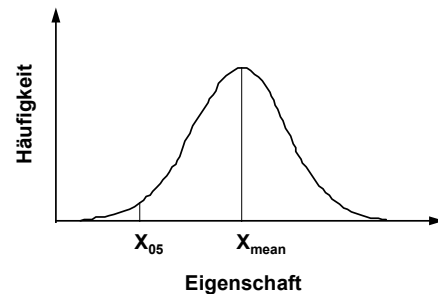


Bild 3: Verteilung einer Holzeigenschaft (5%-Quantile X_{05} und Mittelwert X_{mean})

Bezugswert für die Festigkeitseigenschaften bildet der sog. 5%-Quantilwert X_{05} , der dem Wert der statistischen Verteilung entspricht, der nur in etwa 5% aller Fälle unterschritten wird. Anders ausgedrückt: in etwa 95% aller Fälle kann von einer höheren Festigkeit ausgegangen werden.

Ein char. Festigkeitswert wird mit dem Index „k“ gekennzeichnet (siehe Abkürzungen, Formelzeichen).

Bei der Berechnung von Verformungen (z.B. Durchbiegungen) werden die Mittelwerte der Steifigkeitseigenschaften (z.B. E-Modul) herangezogen. Der zugehörige Rechenwert wird mit dem Index „mean“ gekennzeichnet.

• **Festigkeitsklassen**

Nach dem neuen Sicherheitskonzept wird die Tragfähigkeit eines Materials nicht mehr mit zulässigen Spannungen beschrieben, sondern mit Festigkeitswerten.

Dementsprechend werden der Bemessung keine Sortierklassen mehr zugrunde gelegt, sondern Festigkeitsklassen. Eine „Übersetzung“ der „alten“ Klassen in die „neuen“ ist in **Tabelle 4** angegeben.

Aus der Sortierklasse S 10 (mit einer zulässigen Biegespannung von 10 N/mm²) wird künftig eine Festigkeitsklasse C 24 (mit einer char. Biegefestigkeit von 24 N/mm²).

Beispiel:

Sparren S 10 → C 24
 $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

• **Teilsicherheitsbeiwert γ_M**

Ähnlich wie bei den Einwirkungen gilt es auch hier, etwaige Unsicherheiten bei der Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte abzudecken. Dies erfolgt über einen sog. Teilsicherheitsbeiwert γ_M (**Tabelle 5**).

Für Holz und Holzwerkstoffe beträgt der Teilsicherheitsbeiwert stets

$$\gamma_M = 1,3$$

Zur Ermittlung des Bemessungswertes einer Festigkeit sind die char. Festigkeitswerte mit diesem Teilsicherheitsbeiwert abzumindern (siehe Abschnitt „Bemessungswert einer Festigkeit“).

• **Nutzungsklassen**

Während der Nutzung eines Gebäudes stellt sich im Holz eine Gleichgewichtsfeuchte ein, die von den umgebenden Klimabedingungen abhängig ist. Da die Holzfeuchte einen nicht geringen Einfluss auf die Baustoffeigenschaften ausübt, muss sie bei der Bemessung berücksichtigt werden.

In DIN 1052 werden vereinfachend die drei in **Tabelle 6** angegebenen Nutzungsklassen definiert.

Beispiel:

Ausgebautes Dachgeschoss → NKL 1

• **Einfluss der KLED und der NKL**
→ k_{mod} - Werte

In DIN 1052 werden die Einflüsse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) und des Umgebungsklimas (NKL) über den sog. k_{mod} - Wert berücksichtigt. In **Tabelle 7** sind die k_{mod} - Werte für Vollholz und Brettschichtholz angegeben.

Beispiel:

LK 1: NKL = 1, KLED = mittel
→ $k_{mod} = 0,8$

LK 3: NKL = 1, KLED = kurz
→ $k_{mod} = 0,9$

Die k_{mod} - Werte sind deshalb kleiner als 1, weil unter üblichen Bedingungen deutlich längere Belastungszeiten vorliegen, als bei Versuchen im Labor, bei denen der Bruch innerhalb von etwa 10 Minuten eintritt.

• **Bemessungswert der Festigkeit**

Der Bemessungswert einer Festigkeit f_d berechnet sich auf der Grundlage des char. Festigkeitswertes f_k wie folgt:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Beispiel:

LK 1:
 $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2, \gamma_M = 1,3, k_{mod} = 0,8$

$$\rightarrow f_{m,d} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,3} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

LK 3:
 $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2, \gamma_M = 1,3, k_{mod} = 0,9$

$$\rightarrow f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,3} = 16,62 \text{ N/mm}^2$$

Aus diesem Beispiel ist zu erkennen, dass bei LK 3 mit KLED = kurz mit 12,5% höherer Festigkeit gerechnet werden darf, als bei LK 1 mit KLED = mittel (in der gegebenen NKL 1).

Anmerkungen:

Auch in der aktuellen DIN 1052 ist ein Einfluss der Lasteinwirkungsdauer enthalten: so darf im LF HZ (also unter Berücksichtigung der Windlasten) mit 25% höheren zulässigen Spannungen gerechnet werden, als im LF H.

Auch ein Einfluss des Umgebungsklimas ist enthalten: so sind bei Bauteilen, die allseitig der Witterung ausgesetzt sind, oder bei denen mit einer Gleichgewichtsfeuchte von über 18% zu rechnen ist, die zulässigen Spannungen um 1/6 abzumindern.

• **„Neue“ zulässige Spannungen**

Im Hinblick auf die Vereinfachung der Bemessung wird folgender Standardfall vorgeschlagen:

$$NKL = 1 \text{ und } KLED = \text{mittel}$$

In (**Tabelle 8 und 9**) sind für Vollholz und Brettschichtholz Bemessungswerte der Festigkeiten angegeben, die unter Annahme dieses Standardfalls mit den zugehörigen γ_M - und k_{mod} - Werten berechnet wurden. Diese könnte man als neue „zulässige Spannungen“ ansehen.

Ist der Standardfall bei der Bemessung gegeben, so können die Bemessungswerte einer Festigkeit unmittelbar aus Tabelle 8/9 abgelesen werden.

Liegt jedoch eine andere NKL oder KLED vor, so können die Tabellenwerte mit den der jeweiligen Fußnote angegebenen Korrekturbeiwerten multipliziert werden.

Beispiel:

LK 1: NKL = 1 KLED = mittel (=Standardfall)

$$\rightarrow f_{m,d} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

LK 3: NKL = 1 KLED = kurz

$$\rightarrow f_{m,d} = 1,125 \cdot 14,77 = 16,62 \text{ N/mm}^2$$

Da üblicherweise die NKL 1 oder 2 vorliegt und meist nur KLED = kurz oder mittel auftritt, braucht man sich nur einen Faktor 1,125 für kurze Lasteinwirkungsdauer zu merken.

2.4 Nachweis

Ein Nachweis nach neuer DIN 1052 ist stets auf dem Bemessungsniveau zu führen, d.h. der Bemessungswert der Beanspruchung ist dem Bemessungswert der Festigkeit gegenüberzustellen:

$$\sigma_d \leq f_d$$

Dieser Nachweis ist prinzipiell für jede Lastkombination zu führen.

In unserem Beispiel tritt in der LK 3 die höchste Beanspruchung auf (+10% im Vergleich zur LK 1). Da aber bei dieser Lastkombination wegen der kürzeren Lasteinwirkungsdauer auch mit 12,5% höheren „zulässigen Spannungen“ gerechnet werden darf, ist abzusehen, dass in der LK 1 der Nachweis „ungünstiger“ ausfallen wird. Zur Ermittlung der maßgebenden Lastkombination bietet sich folgende Rechnung an:

$$\frac{q_{d, \text{kurz}}}{q_{d, \text{mittel}}} = \frac{3,00}{2,73} = 1,10 \leq 1,125$$

$$\rightarrow q_{d, \text{mittel}} = \text{maßgebend}$$

Beispiel:

$$LK 1: \sigma_{m,d} = 14,74 < 14,77 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d}$$

$$\text{Spannungsausnutzung: } SpA = 14,74/14,77 = 1,0$$

$$LK 3: \sigma_{m,d} = 16,2 < 16,62 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d}$$

$$SpA = 16,2/16,62 = 0,98 < 1,0$$

→ LK 1 maßgebend

In unserem Beispiel wird also tatsächlich die LK 1 mit der geringeren Beanspruchung maßgebend.

In **Bild 4** ist der Nachweis nach neuer DIN 1052 nochmals zusammenfassend dargestellt.

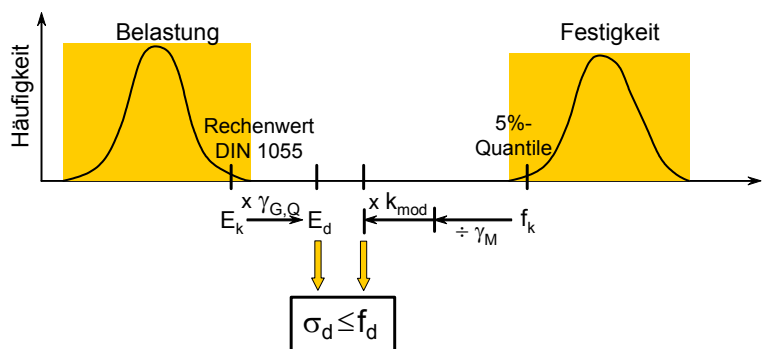


Bild 4: Nachweis nach DIN 1052 - „Neu“

Bemessungstabellen für DIN 1052 - Neu

Abkürzungen, Formelzeichen

Hauptzeiger

E	Einwirkung, Elastizitätsmodul
F	Kraft, Einzellast
G	allg. für ständige Einwirkung Schubmodul
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
M	Moment
NKL	Nutzungsklasse
Q	allg. für veränderliche Einwirkung
SpA	Spannungsausnutzung (vorh./zul.)
W	Widerstandsmoment
f	Festigkeit
q	Bemessungslast

Fußzeiger

G	allg. für ständige Einwirkung
M	Material
Q	allg. für veränderliche Einwirkung
0	in Faserrichtung
90	rechtwinklig zur Faserrichtung
05	5%-Quantilwert
c	Druck („compression“)
d	Bemessungswert (design value)
k	charakteristischer Wert
m	Biegung („moment“)
mean	Mittelwert
mod	Modifikation („modification“)
t	Zug („tension“)
u	Holzfeuchte

Beispiele

$E_{0,05}$	5%-Quantilwert des E-Moduls in Faserrichtung des Holzes
$f_{c,90,k}$	char. Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faserrichtung
$f_{m,y,d}$	Bemessungswert der Biegefestigkeit bei Biegung um die z-Achse
$f_{t,0,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit parallel zur Faserrichtung
G_{mean}	mittlerer Schubmodul

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte γ_G, γ_Q für die Nachweise der Tragfähigkeit

	γ_G	γ_Q
ungünstige Auswirkung	1,35	1,5
günstige Auswirkung	1,0	-

Tabelle 4: „alte“ Sortierklassen und „neue“ Festigkeitsklassen

„alt“	S10	S13	BS11	BS14	BS16	BS18
„neu“	C24	C30	GL24	GL28	GL32	GL36

Tabelle 5: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für die Nachweise der Tragfähigkeit

	γ_M
Holz und Holzwerkstoffe	1,3
auf Biegung beanspruchte stiftförmige Verbindungsmittel	1,1

Tabelle 2 Einteilung von Einwirkungen in Klassen der Lasteinwirkungsdauer

Einwirkung	KLED
Eigenlasten nach DIN 1055-1	ständig
Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone nach DIN 1055-3	
A Wohn- und Aufenthaltsräume, Spitzböden	mittel
B Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	
C Flächen die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien)	kurz
D Verkaufsräume	mittel
E Fabriken und Werkstätten, Ställe, Lagerräume und Zugänge mit erheblichen Menschenansammlungen	lang
T Treppen und Treppenpodeste	kurz
Z Balkone u.ä.	kurz
Schneelast und Eislast nach DIN 1055-5	
- Standort Höhe \leq 1000 m ü. NN	kurz
- Standort Höhe $>$ 1000 m ü. NN	mittel
Windlasten nach DIN 1055-4	kurz

Tabelle 3: Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen

Einwirkung	ψ_0
Nutzlasten für Hochbauten	
- Kategorie A Wohnflächen	0,7
- Kategorie B Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	
- Kategorie C Flächen die der Ansammlung von Personen dienen können	
- Kategorie D Ladenflächen, Verkaufsräume	
Schneelasten für Hochbauten	
- Orte Höhe \leq 1000 m über NN	0,5
- Orte Höhe $>$ 1000 m über NN	0,7
Windlasten für Hochbauten	0,6

Tabelle 6: Nutzungsklassen

NKL	Gleichgewichtsfeuchte u_{gl} [%]	Umgebungs-klima	Einsatzbereich (Beispiele)
1	10 ± 5	20°C und 65% rel. Luftfeuchtigkeit, die nur für einige Wochen pro Jahr überschritten wird	beheizte Innenräume
2	15 ± 5	20°C und 85% rel. Luftfeuchtigkeit, die nur für einige Wochen pro Jahr überschritten wird	überdachte, offene Tragwerke
3	18 ± 6	Klimabedingungen, die zu höheren Holzfeuchten führen	frei der Witterung ausgesetzte Bauteile

Tabelle 7: k_{mod} - Werte für Vollholz und Brettschichtholz

KLED	NKL 1	NKL 2	NKL 3
ständig	0,6	0,5	0,5
lang	0,7	0,55	0,55
mittel	0,8	0,65	0,65
kurz	0,9	0,7	0,7

Bemessungstabellen für DIN 1052 - Neu

Tabelle 8: Festigkeiten (Bemessungswerte für KLED = mittel, NKL = 1 u. 2), Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für **Nadelholz**

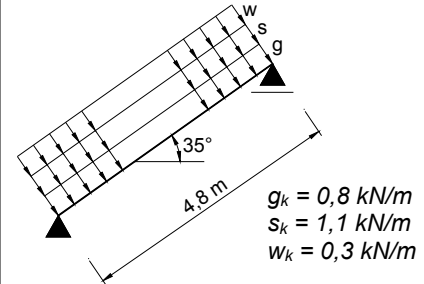
Festigkeitsklasse		C 24 (S 10)	C 30 (S 13)		
Festigkeitskennwerte in N/mm² (für den „Standardfall“)					
Biegung	$f_{m,d}$	14,77	18,46		
Zug	parallel $f_{t,0,d}$	8,62	11,08		
	rechtwinklig $f_{t,90,d}$	0,25	0,25		
Druck	parallel $f_{c,0,d}$	12,92	14,15		
	rechtwinklig $f_{c,90,d}$	1,54	1,66		
Schub und Torsion $f_{v,d}^{1)}$		1,66	1,66		
Steifigkeitskennwerte in N/mm²					
Elastizitätsmodul	parallel $E_{0,mean}$	11000	12000		
	rechtwinklig $E_{90,mean}$	370	400		
Schubmodul G_{mean}		690	750		
Rohdichtekennwerte in kg/m³					
Rohdichte ρ_k		350	380		
¹⁾ Beim Nachweis von Querschnitten, die mindestens 1,50 m vom Hirnholz entfernt liegen, darf $f_{v,d}$ um 30 % erhöht werden.					
Korrekturbeiwerte für Festigkeitswerte in Abhängigkeit von der NKL und der KLED		kurz	mittel	lang	ständig
	NKL 1 u. 2	1,125	1,0	0,875	0,75
	NKL 3	0,875	0,813	0,688	0,625

Tabelle 9: Festigkeiten (Bemessungswerte für KLED = mittel, NKL = 1 u. 2), Steifigkeits- und Rohdichtekennwerte für **Brettschichtholz**

Festigkeitsklasse h = homogen c = kombiniert	GL 24 (BS 11)		GL 28 (BS 14)		GL 32 (BS 16)		GL 36 (BS 18)		
	h	c	h	c	h	c	h	c	
Festigkeitskennwerte in N/mm² (für den „Standardfall“)									
Biegung	$f_{m,y,d}^{1)}$	14,77	14,77	17,23	17,23	19,69	19,69	22,15	22,15
	$f_{m,z,d}^{2)}$	17,72	14,77	20,68	17,23	23,63	19,69	26,58	22,15
Zug	parallel $f_{t,0,d}$	10,15	8,62	12,00	10,15	13,85	12,00	16,00	13,85
	rechtwinklig $f_{t,90,d}$	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
Druck	parallel $f_{c,0,d}$	14,77	12,92	16,31	14,77	17,85	16,31	19,08	17,85
	rechtwinklig $f_{c,90,d}$	1,66	1,48	1,85	1,66	2,03	1,85	2,22	2,03
Schub und Torsion $f_{v,d}$		2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15
Steifigkeitskennwerte in N/mm²									
Elastizitätsmodul	parallel $E_{0,mean}$	11600	11600	12600	12600	13700	13700	14700	14700
	rechtwinklig $E_{90,mean}$	390	320	420	390	460	420	490	460
Schubmodul G_{mean}		720	590	780	720	850	780	910	850
Rohdichtekennwerte in kg/m³									
Rohdichte ρ_k		380	350	410	380	430	410	450	430
¹⁾ Bei Brettschichtholz mit liegenden Lamellen und einer Querschnittshöhe $H \leq 600$ mm darf $f_{m,y,d}$ mit folgendem Faktor multipliziert werden: $(600 / H)^{0,14} \leq 1,1$									
²⁾ BSH mit mindestens 4 hochkant stehenden Lamellen									
Korrekturbeiwerte für Festigkeitswerte in Abhängigkeit von der NKL und der KLED			kurz	mittel	lang	ständig			
	NKL 1 u. 2		1,125	1,0	0,875	0,75			
	NKL 3		0,875	0,813	0,688	0,625			

Beispiel

Dachsparren (C 24, $b/h = 8/20$ cm) eines Wohnhauses (Höhe ü. NN > 1.000 m), (ausgebautes Dachgeschoss),



Nutzungs-kategorie:

Ausgebautes Dachgeschoss:
beheizter Innenraum → NKL 1 (Tabelle 6)

Lasten:

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k \quad (\gamma_G: \text{Tabelle 1})$$

$$= 1,35 \cdot 0,8 = 1,08 \text{ kN/m}$$

KLED = ständig (Tabelle 2)

$$s_d = \gamma_Q \cdot S_k \quad (\gamma_Q: \text{Tabelle 1})$$

$$= 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ kN/m}$$

KLED = mittel (Tabelle 2)

$$w_d = \gamma_Q \cdot W_k \quad (\gamma_Q: \text{Tabelle 1})$$

$$= 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ kN/m}$$

KLED = kurz (Tabelle 2)

Lastkombinationen:

LK 0: $q_d = g_d = 1,08 \text{ kN/m}$ (ständig)

LK 1: $q_d = g_d + s_d = 2,73 \text{ kN/m}$ (mittel)

LK 2: $q_d = g_d + w_d = 1,60 \text{ kN/m}$ (kurz)

LK 3: $q_d = g_d + s_d + \psi_0 \cdot w_d$ (ψ_0 : Tabelle 3)

$$= 1,08 + 1,65 + 0,6 \cdot 0,45$$

$$= 3,00 \text{ kN/m}$$
 (kurz)

LK 4: $q_d = g_d + w_d + \psi_0 \cdot s_d$ (ψ_0 : Tabelle 3)

$$= 1,08 + 0,45 + 0,7 \cdot 1,65$$

$$= 2,69 \text{ kN/m}$$
 (kurz)

Maßgebende Lastkombination:

$$\frac{\max q_{d, \text{kurz}} (LK 3)}{\max q_{d, \text{mittel}} (LK 1)} = \frac{3,00}{2,73} = 1,10 \leq 1,125$$

→ maßgebend: LK 1

Bemessungswert der Beanspruchung:

$$M_d = q_d \cdot l^2 / 8 = 2,73 \cdot 4,8^2 / 8 = 7,86 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \sigma_{m,d} = M/W = 14,74 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der Festigkeit:

Standardfall nach Tabelle 8

$$\rightarrow f_{m,d} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\sigma_{m,d} = 14,74 < 14,77 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d}$$

Spannungsausnutzung:

$$SpA = 14,74 / 14,77 = 1,0$$

→ Nachweis knapp eingehalten

Die neue DIN 1052

Einfache Spannungsnachweise

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 2

2.1 Vorbemerkung

In Teil 1 dieser Veröffentlichungsreihe wurden die Grundlagen der Bemessung nach DIN 1052-neu aufgezeigt. Hierbei wurde gezeigt, dass alle Nachweise stets auf dem sog. „Bemessungsniveau“ zu führen sind, was bedeutet, dass sowohl die Lastseite als auch die Materialseite mit verschiedenen Faktoren zu „behandeln“ sind.

Der Nachweis lautet dann prinzipiell wie folgt:

$$\text{vorh } \sigma_d \leq f_d$$

mit:

σ_d Bemessungswert der Spannung
 f_d Bemessungswert der Festigkeit (neue „zulässige Spannung“)

Nachfolgend werden für einige einfache Beanspruchungen die zugehörigen Nachweise der Tragfähigkeit (Spannungsnachweise) vorgestellt.

Die Bemessungsgleichungen der DIN 1052 wurden dabei so umgeformt, dass man mit den gängigen Einheiten [kN] für die Kraft, [cm²] für die Querschnittsfläche und [N/mm²] für die „zulässige Spannung“ rechnen kann (siehe z.B. Faktor 10 in Gl. (2.1)).

Die Anwendung der einzelnen Nachweise wird dabei anhand von Beispielen aufgezeigt.

2.2 Querschnittsschwächungen

Bei den meisten Nachweisen sind Schwächungen der Querschnitte, z.B. infolge von Bohrungen oder Zuschnitten zu berücksichtigen.

Im Vergleich zur derzeit noch gültigen Norm hat sich dabei nicht viel geändert.

So sind - wie bisher auch - in zugbeanspruchten Bereichen Querschnittsschwächungen grundsätzlich zu berücksichtigen.

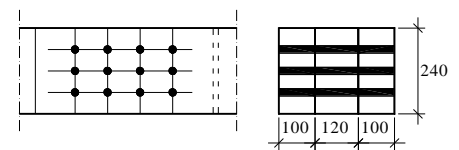
In druckbeanspruchten Bereichen brauchen Querschnittsschwächungen nach wie vor nur dann berücksichtigt werden, wenn der geschwächte Bereich nicht „satt“ oder „gleichwertig“ ausgefüllt ist. Beispiele hierzu: Bolzen (nicht satt ausgefüllt, da Bohrloch größer als Bolzendurchmesser) oder Holznägel (nicht gleichwertig ausgefüllt).

Die wohl wichtigste Änderung betrifft Nagelverbindungen: hier dürfen bei nicht vorgebohrten Nagellöchern die Querschnittsschwächungen vernachlässigt werden, solange der Nageldurchmesser ≤ 6 mm beträgt (bisher: 4,2 mm).

An den Regeln zur Berechnung der Netto-Querschnittswerte hat sich nichts geändert.

Beispiel 2.1:

Zugstoß eines Stabes $b/h = 12/24$ cm mit SDü $\varnothing 20$ mm, Laschen 10/24 cm



Gesucht: Netto-Querschnittsflächen für den Zugstab und eine Lasche.

Lösung:

Zugstab: $A_n = 12 \cdot 24 - 3 \cdot 2,0 \cdot 12 = 216 \text{ cm}^2$

Lasche: $A_n = 10 \cdot 24 - 3 \cdot 2,0 \cdot 10 = 180 \text{ cm}^2$

2.3 Zug in Faserrichtung

2.3.1 Zentrischer Zug

Bei mittig beanspruchten Zugstäben ist folgender Nachweis zu führen:

$$\sigma_{t,0,d} = 10 \cdot \frac{F_{t,0,d}}{A_n} \leq f_{t,0,d} \quad (2.1)$$

mit

$\sigma_{t,0,d}$ = Bemessungswert der Zugspannung in Faserrichtung in [N/mm²]

$F_{t,0,d}$ = Bemessungswert der Zugkraft in [kN]

A_n = Netto-Querschnittsfläche unter Berücksichtigung vorhandener Querschnittsschwächungen in [cm²]

$f_{t,0,d}$ = Bemessungswert der Zugfestigkeit in Faserrichtung in [N/mm²]

2.3.2 Ausmittiger Zug

Bei außen liegenden Stäben und Laschen tritt wegen der einseitigen (exzentrischen) Lastenleitung ein zusätzliches Biegemoment M_e auf (**Bild 2.1 oben**).

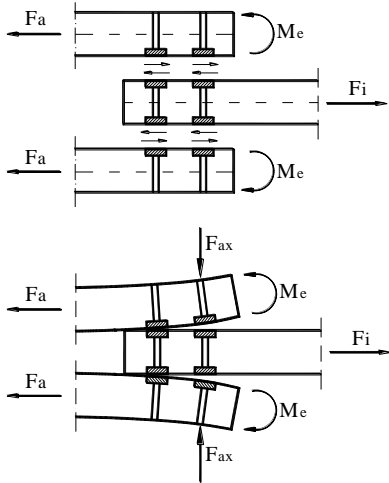


Bild 2.1 Zusatzmomente M_e und Verkrümmungen bei einseitig beanspruchten Zugstäben am Beispiel eines Zugstoßes mit Dübeln besonderer Bauart

Dieses Zusatzmoment M_e bewirkt eine zusätzliche Biegebeanspruchung im außen liegenden Bauteil und somit auch eine Verkrümmung dieses Stabes im Anschlussbereich (**Bild 2.1 unten**).

Wird die Verkrümmung der außen liegenden Stäbe durch auszieh feste Verbindungsmittel (F_{ax}) verhindert, so wird die Wirkung des Zusatzmomentes reduziert, so dass eine höhere Tragfähigkeit zu Grunde gelegt werden kann.

Die Größe und Wirkung des Zusatzmomentes hängt somit von der Art der Verbindungsmittel und der Anschlussgeometrie ab. Nach DIN 1052 darf diese Wirkung vereinfacht über einen reinen Zugspannungsnachweis mit abgeminderter Zugfestigkeit berücksichtigt werden:

$$\sigma_{t,0,d} = 10 \cdot \frac{F_{a,d}}{A_n} \leq k_{t,e} \cdot f_{t,0,d} \quad (2.2)$$

mit

- $\sigma_{t,0,d}$ = Bem.wert der Zugspannung in Faserrichtung in $[N/mm^2]$
- $F_{a,d}$ = Bem.wert der Zugkraft im außen liegenden Stab in $[kN]$
- A_n = Netto-Querschnittsfläche in $[cm^2]$
- $f_{t,0,d}$ = Bem.wert der Zugfestigkeit in $[N/mm^2]$

Tabelle 2.1 Beiwerte $k_{t,e}$ bei einseitig beanspruchten Zugstäben

Anschlüsse <u>mit</u> Verkrümmung der einseitig beanspruchten Stäbe	$k_{t,e}$
Stabdübel vorgebohrte Nägel Dübel bes. Bauart	0,4
Anschlüsse <u>ohne</u> Verkrümmung der einseitig beanspruchten Stäbe	$k_{t,e}$
Bolzen/Passbo. nicht vorgebohrte Nägel Schrauben	2/3

$k_{t,e}$ = Beiwert zur Berücksichtigung des Zusatzmomentes bei einseitig beanspruchten Zugstäben
 = 0,4 bei Anschlüssen mit möglicher Verkrümmung der außen liegenden Stäbe
 = 2/3 bei Anschlüssen, bei denen die Verkrümmung durch auszieh feste Verbindungsmittel verhindert wird

In **Tabelle 2.1** sind einige Beispiele von Anschlüssen mit zugehörigen $k_{t,e}$ -Werten angegeben.

Aus dieser Tabelle ist zu erkennen, dass bei Dübelverbindungen trotz auszieh fester Bolzen mit $k_{t,e} = 0,4$ gerechnet werden muss. Dies ist auf die großen Exzentrizitäten und die Tatsache zurückzuführen, dass die vergleichsweise großen Querschnittsschwächungen der Dübel auf der Biegezugseite liegen.

Bei Anschlüssen mit möglicher Verkrümmung der außen liegenden Stäbe kann die Verkrümmung durch (zusätzliche) auszieh feste Verbindungsmittel (z.B. Schrauben, Bolzen) verhindert werden. Wird die Aufnahme der Ausziehkraft F_{ax} rechnerisch nachgewiesen, darf auch in diesen Fällen mit $k_{t,e} = 2/3$ gerechnet werden.

Beispiel 2.1: (siehe oben)

Alle Stäbe C 24
 Höhe ü. NN < 1000 m, NKL = 2
 Zugkraft infolge EG: $F_{t,0,g,k} = 40 \text{ kN}$
 Zugkraft infolge Schnee: $F_{t,0,s,k} = 50 \text{ kN}$
 Gesucht:
 a) Nachweis für den Zugstab
 b) Nachweis für eine Lasche
 Lösung zu a) zentrische Zugkraft
 Bemessungswert der Zugkraft:
 $F_{t,0,d} = \gamma_G \cdot F_{t,0,g,k} + \gamma_Q \cdot F_{t,0,s,k}$
 $F_{t,0,d} = 1,35 \cdot 40 + 1,5 \cdot 50 = 129 \text{ kN}$

$f_{t,0,d}$ siehe Teil 1: Tabelle 8 mit KLED = kurz (Teil 1: Tabelle 2)
 $\rightarrow f_{t,0,d} = 1,125 \cdot 8,62 = 9,70 \text{ N/mm}^2$

Nachweis:

$$\sigma_{t,0,d} = 10 \cdot \frac{129}{216} = 5,97 < 9,70$$

Lösung zu b) ausmittige Zugkraft

Bem.wert der Zugkraft pro Lasche:

$$F_{t,0,d} = 1,35 \cdot 20 + 1,5 \cdot 25 = 64,5 \text{ kN}$$

Tabelle 2.1 $\rightarrow k_{t,e} = 0,4$

$f_{t,0,d} = 9,70 \text{ N/mm}^2$ (wie oben)

Nachweis:

$$10 \cdot \frac{64,5}{180} = 3,58 < 3,88 = 0,4 \cdot 9,70$$

2.4 Druck in Faserrichtung

Bei Druckanschlüssen besteht in den außen liegenden Stäben keine Gefahr einer „abhebenden“ Verkrümmung, so dass für den Anschlussbereich folgender Nachweis ausreichend ist:

$$\sigma_{c,0,d} = 10 \cdot \frac{F_{c,0,d}}{A_n} \leq f_{c,0,d} \quad (2.3)$$

mit

- $\sigma_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckspannung in Faserrichtung in $[N/mm^2]$
- $F_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckkraft in $[kN]$
- A_n = Netto-Querschnittsfläche in $[cm^2]$
- $f_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckfestigkeit in $[N/mm^2]$

Auf den evtl. zu führenden Knicknachweis wird zu einem späteren Zeitpunkt eingegangen.

Beispiel 2.2:

Wie Beispiel 2.1, jedoch als Druckstoß

Gesucht:

- a) Nettoquerschnitt
- b) Nachweis für den Druckstab
- c) Nachweis für eine Lasche

Lösung zu a)
 Da die Stabdübel die Bohrlöcher satt ausfüllen, gilt: $A_n = A_{brutto}$
 Stab: $A_n = 12 \cdot 24 = 288 \text{ cm}^2$
 Lasche: $A_n = 10 \cdot 24 = 240 \text{ cm}^2$

Lösung zu b)
 $F_{c,0,d} = 129 \text{ kN}$
 $f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54 \text{ N/mm}^2$
 Nachweis:

$$\sigma_{c,0,d} = 10 \cdot \frac{129}{288} = 4,48 < 14,54$$

Lösung zu c)
 Bei Druckbeanspruchung keine Verkrümmung der außen liegenden Stäbe
 $F_{c,0,d} = 64,5 \text{ kN}$, $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ N/mm}^2$
 Nachweis:

$$\sigma_{c,0,d} = 10 \cdot \frac{64,5}{240} = 2,69 < 14,54$$

2.5 Einachsige Biegung

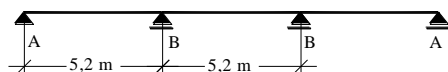
Die größte auftretende Biegespannung muss folgende Bedingungen erfüllen:

$$\sigma_{m,d} = 1000 \cdot \frac{M_d}{W_n} \leq f_{m,d} \quad (2.4)$$

mit
 $\sigma_{m,d}$ = Bem.wert der Biegespannung in $[\text{N/mm}^2]$
 M_d = Bem.wert des Biegemoments in $[\text{kNm}]$
 W_n = Netto-Widerstandsmoment in $[\text{cm}^3]$
 $f_{m,d}$ = Bem.wert der Biegefestigkeit in $[\text{N/mm}^2]$

Beispiel 2.3:

Dreifeld-Deckenträger, $b/h = 10/20 \text{ cm}$
 Material: C 24, NKL 1, $g_k = 0,4 \text{ kN/m}$,
 $p_k = 1,3 \text{ kN/m}$ (veränderliche Nutzlast)



Gesucht:
 a) Maßgebendes Biegemoment
 b) Nachweis der Biegespannung

Lösung zu a)
 $q_d = 1,35 \cdot 0,4 + 1,5 \cdot 1,3 = 2,49 \text{ kN/m}$
 KLED = mittel (Teil 1: Tabelle 2)

max. Biegemoment:
 $|min M_{B,d}| = 7,63 \text{ kNm}$

Lösung zu a)
 Teil 1, Tabelle 8: $f_{m,d} = 1,0 \cdot 14,77 \text{ N/mm}^2$
 Annahme: keine Schwächung in Pkt. B
 $W_n = 10 \cdot 20^2 / 6 = 667 \text{ cm}^3$

$$\sigma_{m,d} = 1000 \cdot \frac{7,63}{667} = 11,44 < 14,77$$

2.6 Schub

Die Querkraft wird künftig - wie in anderen Baustoffnormen auch - mit V bezeichnet (nicht mehr mit Q).

Für die infolge Querkraft auftretende Schubspannung muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\tau_d = 15 \cdot \frac{V_d}{A} \leq f_{v,d} \quad (2.5)$$

mit
 τ_d = Bem.wert der Schubspannung in $[\text{N/mm}^2]$
 V_d = Bem.wert der maximalen Querkraft in $[\text{kN}]$
 A = Querschnittsfläche in $[\text{cm}^2]$
 $f_{v,d}$ = Bem.wert der Schubfestigkeit in $[\text{N/mm}^2]$

Beispiel 2.3: (siehe oben)

Gesucht:
 Nachweise der Schubspannung

Lösung
 Da nach Tabelle 8 (Teil 1) in Bereichen, die $> 1,50 \text{ m}$ vom Hirnholzende entfernt liegen, höhere Schubfestigkeiten angesetzt werden dürfen, werden die Nachweise sowohl an der Stelle A als auch an der Stelle B geführt.

max. Querkräfte:
 $max V_{A,d} = 5,69 \text{ kN}$
 $|min V_{B,II,d}| = 7,94 \text{ kN}$
 $A = 10 \cdot 20 = 200 \text{ cm}^2$
 Stelle A: $f_{v,d} = 1,0 \cdot 1,66 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_d = 15 \cdot \frac{5,69}{200} = 0,43 < 1,66$$

Stelle B: $f_{v,d} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 1,66 = 2,16 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_d = 15 \cdot \frac{7,94}{200} = 0,60 < 2,16$$

2.7 Druck rechtwinklig zur Faserrichtung

Die Druckfestigkeit rechtwinklig zur Faser $f_{c,90}$ wird anhand von Versuchen mit würfelförmigen Proben bestimmt. Diese Proben weisen ein ungünstigeres Trag- und Verformungsverhalten auf als Proben, bei denen ein Überstand in Faserrichtung gegeben ist (Bild 2.2).

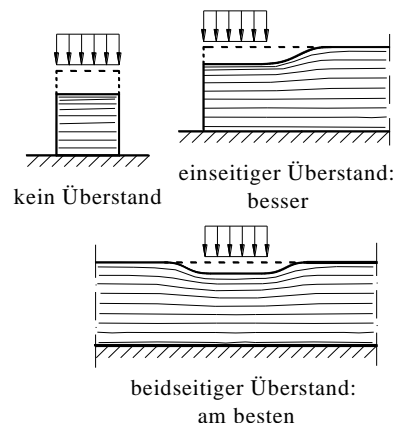


Bild 2.2 Verformungsverhalten von Holz unter Querdruckbeanspruchung

Durch den „Einhängeeffekt“ bei überstehenden Holzfasern ergeben sich geringere Eindrückungen und höhere Tragfähigkeiten. Diese Tragfähigkeitssteigerung kann näherungsweise über eine um jeweils bis zu 3 cm vergrößerte Auflagerlänge l_{ef} erfasst werden. Diese kann wie folgt berechnet werden:

$$A_{ef} = b \cdot l_{ef} = b \cdot (l_A + \ddot{u}_1 + \ddot{u}_2) \quad (2.6)$$

mit
 A_{ef} = effektiv wirksame Auflagerfläche
 b = Breite der Auflagerfläche
 l_{ef} = effektiv wirksame Auflagerlänge in Faserrichtung (Bild 2.3)
 l_A = tatsächliche Auflagerlänge
 \ddot{u}_1, \ddot{u}_2 = Überstände in Faserrichtung jedoch max. 3 cm bzw. max. l_A (wenn $l_A < 3 \text{ cm}$)

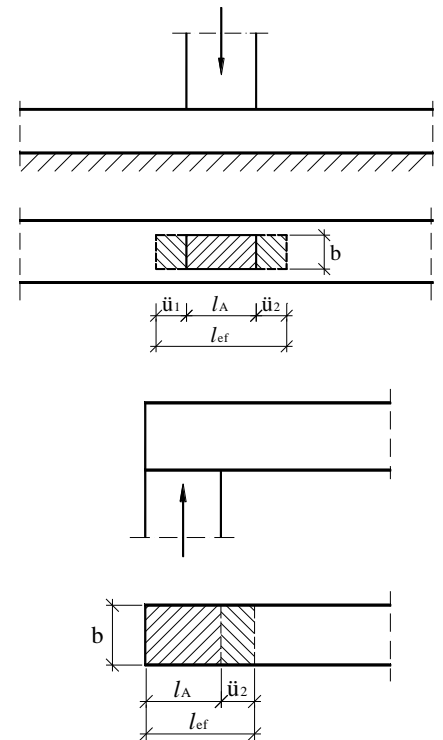


Bild 2.3 Beispiele zur effektiv wirksamen Auflagerlänge l_{ef}

Da zu hohe Querdruckspannungen eher ein Verformungsproblem (Eindrückungen) und weniger ein Sicherheitsrisiko darstellen, darf die „zulässige“ Querdruckspannung mit einem Faktor $k_{c,90}$ erhöht werden. Folgender Nachweis ist zu führen:

$$\sigma_{c,90,d} = 10 \cdot \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (2.7)$$

mit

$\sigma_{c,90,d}$ = Bem.wert der Druckspannung \perp zur Faser in [N/mm²]
 $F_{c,90,d}$ = Bem.wert der Kraft \perp Faserrichtung in [kN]
 A_{ef} = effektiv wirksame Auflagerfläche in [cm²]
 $f_{c,90,d}$ = Bem.wert der Druckfestigkeit \perp zur Faser in [N/mm²]
 $k_{c,90}$ = 1,25 für Nadelvollholz bei Schwellendruck
 = 1,5 für Nadelvollholz mit $l_A \leq 400$ mm bei Auflagerdruck
 = 1,5 für Brettschichtholz bei Schwellendruck
 = 1,75 für Brettschichtholz mit $l_A \leq 400$ mm bei Auflagerdruck

Die angegebenen Werte für $k_{c,90}$ gelten dabei nur für den Fall von „alleinstehenden“ Druckflächen, d.h. die nächste Druckfläche muss in einem Abstand von mindestens der doppelten Trägerhöhe entfernt liegen.

Beispiel 2.3: (siehe oben)

- Gesucht:
 Nachweise der Auflagerpressung
 a) in Pkt. A (Auflagerlänge $l_A = 6$ cm ohne Überstand)
 b) in Pkt. B (Auflagerlänge $l_A = 8$ cm)

Lösung zu a)
 $max A = 5,69$ kN

Nur einseitiger Überstand
 $\rightarrow A_{ef} = 10 \cdot (6 + 0 + 3) = 90$ cm²
 Auflagerdruck $\rightarrow k_{c,90} = 1,5$ (Vollholz)
 $f_{c,90,d} = 1,0 \cdot 1,54$ N/mm²

Nachweis:
 $10 \cdot \frac{5,69}{90} = 0,63 < 2,31 = 1,5 \cdot 1,54$

Lösung zu b)
 $max B = 14,24$ kN

Beidseitiger Überstand
 $\rightarrow A_{ef} = 10 \cdot (8 + 3 + 3) = 140$ cm²
 Auflagerdruck $\rightarrow k_{c,90} = 1,5$ (Vollholz)
 $f_{c,90,d} = 1,0 \cdot 1,54$ N/mm²

$10 \cdot \frac{14,24}{140} = 1,02 < 2,31 = 1,5 \cdot 1,54$

2.8 Druck unter einem Winkel zur Faserrichtung

Bei Beanspruchung unter einem Winkel α zur Faser ist folgender Nachweis zu führen:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = 10 \cdot \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,\alpha} \cdot f_{c,\alpha,d} \quad (2.8)$$

mit
 $\sigma_{c,\alpha,d}$ = Bem.wert der Druckspannung unter einem Winkel α zur Faser in [N/mm²]

Tabelle 2.2 Beiwerte $k_{c,\alpha}$ und Bem.werte der Druckfestigkeit $f_{c,\alpha,d}$ in [N/mm²]

α [°]	$k_{c,\alpha}$				$f_{c,\alpha,d}$				
	Schwelle		Auflager		C 24	GL 24		GL 28	
	VH	BSH	VH	BSH		h	c	h	c
0	1,000	1,000	1,000	1,000	12,92	14,77	12,92	16,31	14,77
15	1,065	1,129	1,129	1,194	7,63	9,27	8,68	9,72	9,27
30	1,125	1,250	1,250	1,375	4,08	4,81	4,48	5,10	4,81
35	1,143	1,287	1,287	1,430	3,45	3,98	3,69	4,27	4,00
40	1,161	1,321	1,321	1,482	2,97	3,38	3,11	3,66	3,39
45	1,177	1,354	1,354	1,530	2,61	2,93	2,68	3,19	2,94
50	1,192	1,383	1,383	1,575	2,32	2,59	2,35	2,83	2,59
55	1,205	1,410	1,410	1,614	2,10	2,32	2,10	2,55	2,32
60	1,217	1,433	1,433	1,650	1,93	2,12	1,91	2,34	2,12
75	1,241	1,483	1,483	1,724	1,63	1,76	1,57	1,96	1,76
90	1,250	1,500	1,500	1,750	1,54	1,66	1,48	1,85	1,66

Die Werte für $f_{c,\alpha,d}$ sind in Abhängigkeit von der KLED und der NKL wie folgt zu modifizieren

KLED =	ständig	lang	mittel	kurz
NKL = 1 u. 2	0,75	0,875	1,0	1,125
NKL = 3	0,625	0,688	0,813	0,875

Tabelle 2.3 Berechnung der wirksamen Auflagerlänge (Aufstandslänge) l_{ef}

$t_{ef} = t + 3,0 \cdot \sin \gamma$ in [cm]
 $l_{A,ef} = l_A + 3,0 \cdot \cos \gamma$ in [cm]

$l_{ef} = \frac{t}{\sin \gamma} + 2 \cdot 3,0 \cdot \cos \gamma$ in [cm]

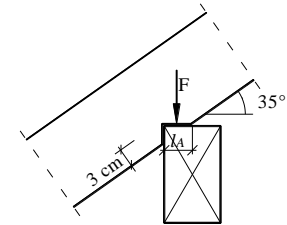
$F_{c,\alpha,d}$ = Bemessungswert der Kraft unter einem Winkel zur Faser in [kN]
 $A_{ef} = b \cdot l_{ef}$ = wirksame Kontaktfläche in [cm²]
 $k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) \cdot \sin \alpha$
 $k_{c,90}$ = Beiwert nach Gl.(2.7)
 $f_{c,\alpha,d}$ = Bemessungswert der Druckfestigkeit unter einem Winkel α zur Faserrichtung des Holzes in [N/mm²]

Die Beiwerte $k_{c,\alpha}$ und die Festigkeitswerte $f_{c,\alpha,d}$ sind in **Tabelle 2.2** für einige Winkel zusammengestellt.

Die im vorigen Abschnitt beschriebene (beidseitige) Verlängerung der Aufstandslänge in Faserrichtung um jeweils bis zu 3,0 cm ist mit einigem geometrischen „Geschick“ auf die wirksame Aufstandslänge l_{ef} umzurechnen. Dies ist in **Tabelle 2.3** für zwei Fälle beispielhaft aufgezeigt.

Beispiel 2.4: Sparrenaullager

Sparren VH C 24, $b_{Sp} = 8$ cm, NKL 1, Pfette: BSH GL 24c
 H über NN ≤ 1000 m (KLED = kurz)
 $F_{g,k} = 2,77$ kN, $F_{s,k} = 2,14$ kN



$F_{c,\alpha,d} = 1,35 \cdot 2,77 + 1,5 \cdot 2,14 = 6,95$ kN
 $l_A = \frac{3,0}{\sin 35} = 5,2$ cm (Tabelle 2.3)

Sparren:
 $l_{ef,Sp} = 5,2 + 2 \cdot 3 \cdot \cos 35 = 10,1$ cm
 $A_{ef,Sp} = 8 \cdot 10,1 = 80,8$ cm²

Winkel Kraft/Faser $\alpha = 90 - 35 = 55^\circ$
 $\rightarrow k_{c,\alpha} = 1,410$ (VH, Auflagerpressung)
 $\rightarrow f_{c,\alpha,d} = 1,125 \cdot 2,10 = 2,36$ N/mm²

Nachweis:
 $10 \cdot \frac{6,95}{80,8} = 0,86 < 3,33 = 1,410 \cdot 2,36$

Pfette:
 Nachweis entsprechend Abschn. 2.7 mit:
 $l_{ef,PF} = b_{Sp} + 2 \cdot \ddot{u} = 8 + 2 \cdot 3 = 14$ cm
 $A_{ef,PF} = l_A \cdot l_{ef,PF} = 5,2 \cdot 14 = 72,8$ cm²
 $k_{c,90} = 1,75$ (BSH, Auflagerpressung)
 $f_{c,90,d} = 1,125 \cdot 1,48 = 1,67$ N/mm²

Nachweis:
 $10 \cdot \frac{6,95}{72,8} = 0,95 < 2,92 = 1,75 \cdot 1,67$

Die neue DIN 1052

Durchbiegungsnachweise, Dimensionierung

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 3

3.1 Vorbemerkung

Im Zuge dieses Teiles der Veröffentlichungsreihe werden schwerpunktmäßig die zu führenden Durchbiegungsnachweise vorgestellt, die im Vergleich zu den bisherigen Nachweisen deutlich aufwändiger und auch unübersichtlicher ausfallen. Im Bestreben, diese Nachweise dennoch verständlich zu machen, wird dieses Thema vergleichsweise ausführlich behandelt.

Zum besseren Verständnis werden die Ausführungen dabei auf die Situation „Eigengewicht mit nur einer veränderlichen Last“ beschränkt, die jedoch bei Sparren/Pfetten (mit Eigengewicht + Schnee) und Deckenbalken (mit Eigengewicht + Nutzlast) meist gegeben ist.

Abschließend wird die Dimensionierung von Biegeträgern, d.h. die Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen aufgezeigt.

3.2 Durchbiegungen

3.2.1 Sicherheitsniveau

Durch die Beschränkung von Durchbiegungen bzw. Verformungen soll die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerkes/Bauteiles sichergestellt werden. Im Vergleich zu den bisher behandelten Tragfähigkeitsnachweisen gibt es folgende Abweichungen:

- So darf mit den char. Einwirkungen gerechnet werden (d.h. die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q dürfen = 1,0 gesetzt werden).
- Weiterhin darf mit dem mittleren Elastizitätsmodul gerechnet werden (nicht mit dem 5%-Quantilwert).

Dies kann damit erklärt werden, dass zu große Durchbiegungen keine Schäden nach sich ziehen, die als sicherheitsrelevant einzustufen wären. Daher wird ein geringeres Sicherheitsniveau akzeptiert.

3.2.2 Durchbiegungsanteile

Nachfolgend werden die verschiedenen Durchbiegungsanteile erläutert, die bei der Durchbiegungsbeurteilung zu berücksichtigen sind.

- *Elastische Anfangsverformung* w_{inst}
 w_{inst} entspricht der Verformung, die sich unmittelbar nach Aufbringen einer beliebigen Belastung q_d einstellt:

$$w_{inst}(q_d) = \text{elastische Anfangsverformung unter der Last } q_d$$

- *Kriechverformung* w_{kriech}

w_{kriech} entspricht der Verformung, die sich im Laufe der Zeit **zusätzlich** zur elastischen Anfangsverformung einstellt.

Bei **ständig** wirkenden Lasten g_d (Eigengewicht) kann die Kriechverformung wie folgt berechnet werden:

$$w_{kriech} = k_{def} \cdot w_{inst}(g_d) \quad (3.1a)$$

mit

k_{def} = Beiwert nach **Tabelle 3.1**

w_{inst} = elast. Anfangsverformung

Der Kriechbeiwert k_{def} drückt somit aus, wie groß die Kriechverformung im Verhältnis zur elastischen Anfangsverformung ist.

Bei **nicht ständigen** Lasten fallen die Kriechverformungen geringer aus, weil veränderliche Lasten nicht dauernd wirken, und das Material somit Gelegenheit hat, sich zu „erholen“. Kriechverformungen werden daher nur aus einem quasi-ständigen Anteil q_{qs} verursacht, der mit Hilfe des Beiwertes ψ_2 (**Tabelle 3.2**) berechnet werden kann ($q_{qs} = \psi_2 \cdot q_d$). Die Kriechverformung ergibt sich für veränderliche Lasten dann zu:

$$w_{kriech} = k_{def} \cdot w_{inst}(\psi_2 \cdot q_d) \quad (3.1b)$$

$$\Rightarrow w_{kriech} = \psi_2 \cdot k_{def} \cdot w_{inst}(q_d) \quad (3.1c)$$

mit

k_{def} = Beiwert nach **Tabelle 3.1**

ψ_2 = quasi-ständiger Beiwert nach **Tabelle 3.2**

• **Endverformung w_{fin}**

w_{fin} entspricht der gesamten Verformung, die sich mit der Zeit einstellt. Diese Endverformung ergibt sich aus der Summe der elastischen Anfangsverformung und der Kriechverformung:

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{kriech}$$

bzw.

$$w_{fin} = w_{inst} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \quad (3.2)$$

mit $\psi_2 = 1$ bei ständigen Lasten.

• **Verformungen bei mehreren Lastanteilen**

Im Normalfall treten mehrere Lasten auf, so dass zur Berechnung der Endverformung die einzelnen Verformungsanteile zu addieren sind. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Kriechverformungen unterschiedlich groß ausfallen (unterschiedliche Werte für ψ_2).

Bei zwei Lastanteilen (z.B. Eigengewicht + Schnee bzw. Eigengewicht + Nutzlast) berechnet sich w_{fin} zu:

$$w_{fin} = w_{\odot,inst} + w_{\odot,kriech} + w_{\ominus,inst} + w_{\ominus,kriech}$$

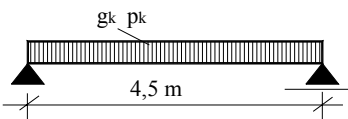
bzw.

$$w_{fin} = w_{\odot,inst} \cdot (1 + \psi_{2,\odot} \cdot k_{def}) + w_{\ominus,inst} \cdot (1 + \psi_{2,\ominus} \cdot k_{def}) \quad (3.3)$$

k_{def} = Beiwert nach **Tabelle 3.1**
 ψ_2 = quasi-ständiger Beiwert nach **Tabelle 3.2**

Beispiel 3.1

Einfeld-Deckenträger $b/h = 10/24$ cm
 $g_k = 0,81$ kN/m $p_k = 1,72$ kN/m
 Material: C 24, NKL 1



$g_d = 0,81$ kN/m (da $\gamma_G = 1,0$)
 Teil 1, Tabelle 2: KLED = ständig
 Tabelle 3.2: $\psi_2 = 1,0$

$p_d = 1,72$ kN/m (da $\gamma_Q = 1,0$)
 Teil 1, Tabelle 2: KLED = mittel
 Tabelle 3.2: $\psi_2 = 0,3$

Teil 1, Tabelle 8: $E_{0,mean} = 11000$ N/mm²
 Tabelle 3.1: $k_{def} = 0,6$

$$w = \frac{M_{0,d} \cdot l^2}{9,6 \cdot EI} = 1,665 \cdot M_{0,d} \text{ in [mm]}$$

mit $M_{0,d} = q_d \cdot l^2/8$ in [kNm]

$$M_{g,0,d} = 0,81 \cdot 4,5^2/8 = 2,05 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow w_{g,inst} = 1,665 \cdot 2,05 = 3,4 \text{ mm}$$

$$M_{p,0,d} = 1,72 \cdot 4,5^2/8 = 4,35 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow w_{p,inst} = 1,665 \cdot 4,35 = 7,25 \text{ mm}$$

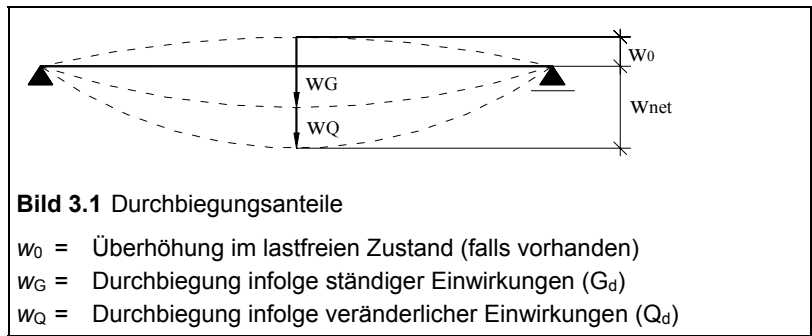


Bild 3.1 Durchbiegungsanteile

w_0 = Überhöhung im lastfreien Zustand (falls vorhanden)
 w_G = Durchbiegung infolge ständiger Einwirkungen (G_d)
 w_Q = Durchbiegung infolge veränderlicher Einwirkungen (Q_d)

Gl. (3.3):
 $w_{fin} = 3,4 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,6) + 7,25 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,6)$
 $= 14,0 \text{ mm}$

3.2.3 Grenzwerte der Durchbiegungen

Grenzwerte für die Verformungen sind entsprechend der vorgesehenen Nutzung des Tragwerkes zu vereinbaren (soweit sie nicht in anderen Normen geregelt sind).

In DIN 1052 werden **Grenzwerte** für Durchbiegungen lediglich **empfohlen**. Damit wird dem Planer mehr Eigenverantwortung übertragen, was bedeutet, dass von ihm erwartet wird, dass er über die Empfindlichkeit der verschiedenen Teile eines Bauwerkes gegenüber Durchbiegungen Bescheid weiß. Da dies aber bei der Bemessung von Konstruktionen aus Stahl und Stahlbeton bereits seit längerem vorausgesetzt wird, stellt diese Regelung lediglich eine Anpassung an die anderen Baustoffe dar.

Bei den Durchbiegungen werden die in **Bild 3.1** dargestellten Anteile unterschieden.

Bei der Berechnung des „Durchhanges“ w_{net} darf die aufgebrachte Überhöhung w_0 voll in Rechnung gestellt und von der Gesamtdurchbiegung abgezogen werden:

$$w_{net} = w_G + w_Q - w_0 \quad (3.4)$$

3.3 Nachweise bei Einfeldträgern

Die Nachweise, die nach DIN 1052 zu führen sind, werden zunächst am Beispiel eines Einfeldträgers erläutert. In Abschnitt 4 werden die Nachweise für Durchlaufträger aufgezeigt.

Es wird empfohlen, die jeweils benötigten Durchbiegungen über vorab tabellarisch zusammengestellte Momente zu berechnen.

In **Tabelle 3.3** ist dargestellt, wie eine solche tabellarische Zusammenstellung der Momente für einen Einfeldträger mit nur einer veränderlichen Nutzlast (s bzw. p) aussehen könnte.

Die für die spätere Berechnung benötigten Werte sind dabei grau hinterlegt.

Für das *Beispiel 3.1* sind die Zahlenwerte in der nachfolgenden Tabelle eingetragen.

Beispiel 3.1

Belast.	$M_{0,d}^{1)}$	$M_{0,qs} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	ψ_2	KLED
<i>g</i>	2,05	2,05	1,0	ständig
<i>p</i>	4,35	1,31	0,3	mittel
<i>g*</i>	—	$\Sigma = 3,36$	$k_{def} = 0,6$	

¹⁾ $M_{0,g,d} = 0,81 \cdot 4,5^2/8 = 2,05$ kNm
 $M_{0,p,d} = 1,72 \cdot 4,5^2/8 = 4,35$ kNm

Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit sind die nachfolgenden Nachweise zu führen.

• 1) *Nachweise gegen Schäden an Bauteilen*

Die beiden nachfolgend aufgeführten Nachweise betreffen all diejenigen Bauteile, die an oder in eine bereits stehende Konstruktion eingebaut werden (z.B. Bekleidungen, Trennwände, Installationen, Fenster, Türen). Der Einbau erfolgt in einem Zustand, in dem elastische Durchbiegungen infolge Eigengewichts bereits vorhanden sind und z.B. über eine Unterkonstruktion ausgeglichen werden können.

Schäden an diesen Bauteilen können somit nur von Verformungen verursacht werden, die über die elastische Anfangsverformung infolge Eigengewichts hinausgehen.

Zum Nachweis gegen solche Schäden sind die nachfolgend aufgeführten Verformungen einzugrenzen.

1a) Elastische Durchbiegungen (ohne Kriechen)

$$w_{inst} - w_{G,inst} \leq \frac{l}{300} \quad (3.5a)$$

$$\text{bzw. } w_{Q,inst} \leq \frac{l}{300} \quad (3.5b)$$

$w_{Q,inst}$ entspricht der elastischen Anfangsdurchbiegung infolge veränderlicher Lasten (in unserem Fall s oder p). Diese kann - wie oben empfohlen - über vorab aufsummierte Momentenanteile berechnet werden:

$$w_{Q,inst} = w(M_{0,s/p,d}) \leq \frac{l}{300} \quad (3.5c)$$

mit

$M_{0,s/p,d}$ = Summe aller Momente infolge veränderlicher Lasten (in unserem Fall $M_{0,s,d}$ oder $M_{0,p,d}$)

Bei mehr als nur einer veränderlichen Last darf $M_{0,s/p,d}$ unter Ansatz der Kombinationsbeiwerte ψ_0 (siehe Teil 1) berechnet werden.

Beispiel 3.1 (siehe oben)

$M_{0,p,d} = 4,35 \text{ kNm}$ (siehe Tabelle)

$w = 1,665 \cdot M_0$ (siehe oben), $k_{def} = 0,6$

1a) Nachweis der elast. Durchbiegung

$$w_{Q,inst} = 1,665 M_{0,p,d} = 1,665 \cdot 4,35 = 7,2 \text{ mm} < l/300 = 15 \text{ mm}$$

1b) Enddurchbiegungen (Durchbiegungen einschl. Kriechen)

$$w_{fin} - w_{G,inst} \leq \frac{l}{200} \quad (3.6a)$$

$$\text{bzw. } w_{Q,inst} + w_{kriech} \leq \frac{l}{200} \quad (3.6b)$$

Berechnet man die Durchbiegungen erneut über vorab aufsummierte Momentenanteile, so kann geschrieben werden:

$$w_{Q,inst} + w_{kriech} = w(M_{0,s/p,d}) + k_{def} \cdot w(M_{0,qs}) \leq \frac{l}{200} \quad (3.6c)$$

mit

$M_{0,s/p,d}$ = Summe aller Momente infolge veränderlicher Lasten (siehe 1a)

$M_{0,qs}$ = Summe aller quasi-ständigen Momente ($= \sum \psi_2 \cdot M_{0,d}$)

Beispiel 3.1 (siehe oben)

$M_{0,p,d} = 4,35 \text{ kNm}$ (siehe Tabelle)

$M_{0,qs} = 3,36 \text{ kNm}$ (siehe Tabelle)

$w = 1,665 \cdot M_0$ (siehe oben), $k_{def} = 0,6$

1b) Nachweis der Enddurchbiegung

$$w_{Q,inst} + w_{kriech} = 1,665 \cdot M_{0,p,d} + k_{def} \cdot 1,665 \cdot M_{0,qs} = 1,665 \cdot 4,35 + 0,6 \cdot 1,665 \cdot 3,36 = 10,6 \text{ mm} < l/200 = 22,5 \text{ mm}$$

• 2) Optische Beeinträchtigung

Wird der „Durchhang“ einer Konstruktion zu groß, so wird das optische Erscheinungsbild beeinträchtigt. Um dies zu vermeiden, sollte die gesamte Durchbiegung w_{net} folgende Bedingung erfüllen:

$$w_{net,fin} = w_{fin} - w_0 \leq \frac{l}{200} \quad (3.7a)$$

Dieser Nachweis darf in der „quasi-ständigen Bemessungssituation“ geführt werden, d.h. es brauchen nur die ψ_2 -fachen Lastanteile berücksichtigt werden (Nachweis für $M_{0,qs}$).

Wird keine Überhöhung ausgeführt (d.h. $w_0 = 0$), so kann für Gl.(3.7a) auch geschrieben werden:

$$w_{net,fin} = w_{fin} \leq \frac{l}{200}$$

$$\text{bzw. } w(M_{0,qs}) + k_{def} \cdot w(M_{0,qs}) \leq \frac{l}{200}$$

$$\text{bzw. } w(M_{0,qs}) \cdot (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{200} \quad (3.7b)$$

mit

$M_{0,qs}$ = Summe aller quasi-ständigen Momente ($= \sum \psi_2 \cdot M_{0,d}$)

Beispiel 3.1 (siehe oben)

$M_{0,qs} = 3,36 \text{ kNm}$ (siehe Tabelle)

$w = 1,665 \cdot M_0$ (siehe oben), $k_{def} = 0,6$

2) Nachweis der opt. Beeinträchtigung:

$$1,665 \cdot 3,36 \cdot (1 + 0,6) = 9,0 \text{ mm} < 22,5 \text{ mm}$$

• 3) Schwingungsnachweis (Nachweis gegen Unbehagen)

Nach DIN 1052 darf bei Holzbauteilen unter vorwiegend ruhender Belastung i.d.R. auf einen Schwingungsnachweis verzichtet werden.

Bei Decken unter bewohnten Räumen jedoch, bewirken Gehbewegungen Schwingungen, die nicht nur die Gebrauchstauglichkeit des Raumes beeinträchtigen (z.B. „Klappern“ des Geschirrs in den Schränken, Funktionsstörungen von CD-/DVD-Laufwerken), sondern auch zu Unbehagen der Bewohner führen können.

Daher ist in Räumen mit schwingungsanfälligen Geräten und in Mehrfamilienhäusern ein Schwingungsnachweis zu empfehlen, der allerdings vertraglich gesondert zu vereinbaren ist.

Umfangreiche Versuche und theoretische Betrachtungen haben ergeben, dass die Schwingungsanfälligkeit einer Decke im Wesentlichen von deren Eigengewicht und deren Biegesteifigkeit beeinflusst wird.

Bei einem Einfeldträger bleiben die Schwingungen der Decke in einem Frequenzbereich von oberhalb etwa 7 Hz, wenn die elastische Durchbiegung infolge ständiger Lasten weniger als 6 mm beträgt. In diesem Fall kann ein Unbehagen der Bewohner weitestgehend ausgeschlossen werden.

Zu den ständigen Lasten g^* sind dabei neben dem Eigengewicht (g) auch die quasi-ständigen Anteile der Nutzlasten ($\psi_2 \cdot p$) zu zählen.

Für einen Träger unter Gleichstreckenlast darf folgender Nachweis geführt werden:

$$w_{g^*,inst} \leq 6 \text{ mm} \quad (3.8a)$$

$$\text{bzw. } w_{inst}(M_{0,qs}) \leq 6 \text{ mm} \quad (3.8b)$$

mit

$M_{0,qs}$ = Summe aller quasi-ständigen Momente aus Eigengewicht und Nutzlasten ($= M_{0,g,d} + \psi_2 \cdot M_{0,p,d}$)

Ist dieser Nachweis nicht erfüllt, so ist ein genauerer Schwingungsnachweis zu führen. Dies gilt auch dann, wenn zusätzliche Einzellasten auftreten und die Voraussetzung einer Gleichstreckenlast nicht mehr zutrifft.

Beispiel 3.1 (siehe oben)

$M_{0,qs} = 3,36 \text{ kNm}$ (siehe Tabelle)

$w = 1,665 \cdot M_0$ (siehe oben)

3) Schwingungsnachweis

$$w_{g^*,inst} = 1,665 \cdot 3,36 = 5,6 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$$

Anmerkung:

Ist ein Schwingungsnachweis zu führen, so wird dieser auch für die Bemessung maßgebend sein. Dies bedeutet, dass wenn der Schwingungsnachweis eingehalten ist, dass dann die übrigen Durchbiegungsnachweise „automatisch“ ebenfalls eingehalten sind.

3.4 Nachweise bei Durchlaufträgern

Bisher wurden die Durchbiegungen am Beispiel von Einfeldträgern behandelt. In der Praxis kommen jedoch häufig Durchlaufträger vor, die ja gerade im Hinblick auf die Reduzierung von Durchbiegungen eingesetzt werden.

Nachfolgend wird beschrieben, dass die bisher beschriebenen Nachweise prinzipiell auch bei Durchlaufträgern verwendet werden können, wobei die Durchlaufwirkung bei den Momenten über einen Beiwert k_{DLT} berücksichtigt werden können.

Beiwert k_{DLT}

Der Beiwert k_{DLT} gibt an, wie groß die Durchbiegung eines Durchlaufträgers im Verhältnis zur Durchbiegung eines Einfeldträgers ist (bei gleicher Stützweite). In **Tabelle 3.4** sind die Beiwerte k_{DLT} für einige Fälle zusammengestellt.

Aus dieser Tabelle ist ersichtlich, dass für einen Zweifeldträger unter Eigengewichtslast g die Durchbiegung nur 40% der Durchbiegung eines vergleichbaren Einfeldträgers beträgt ($k_{DLT} = 0,4$). Unter veränderlicher Nutzlast p hingegen, kann wegen der ungünstigeren Laststellung die Durchbiegung auf 70% anwachsen ($k_{DLT} = 0,7$).

Die Durchbiegungsnachweise für einen Durchlaufträger können somit wie für einen Einfeldträger geführt werden, wenn als Momente die k_{DLT} -fachen Momente des vergleichbaren Einfeldträgers eingesetzt werden. Diese Momente werden mit einem „*“ gekennzeichnet:

$$M_0^* = k_{DLT} \cdot M_0 = k_{DLT} \cdot q l^2 / 8 \quad (3.9)$$

Wie beim Einfeldträger wird auch beim Durchlaufträger eine vorgeschaltete tabellarische Momentenzusammenstellung empfohlen. In **Tabelle 3.5** ist eine solche beispielhaft dargestellt.

Auch in dieser Tabelle sind die für die spätere Berechnung benötigten Werte grau hinterlegt.

Die Nachweisgleichungen für einen Durchlaufträger können auf der Grundlage der Nachweise für einen Einfeldträger wie folgt hergeleitet werden:

1a) Elastische Durchbiegung

$$w_{Q,inst} = w(M_{0,s/p,d}^*) \leq \frac{l}{300} \quad (3.10)$$

mit

$$M_{0,s/p,d}^* = \text{Momente infolge veränderlicher Lasten} \\ (= k_{DLT} \cdot q \cdot l^2 / 8)$$

1b) Enddurchbiegung

$$w_{Q,inst} + w_{kriech} = \\ w(M_{0,s/p,d}^*) + k_{def} \cdot w(M_{0,qs}^*) \leq \frac{l}{200} \quad (3.11)$$

mit

$$M_{0,s/p,d}^* = \text{Momente infolge veränderlicher Lasten} \\ (\text{siehe 1a: } = k_{DLT} \cdot q \cdot l^2 / 8) \\ M_{0,qs}^* = \text{quasi-ständige Momente} \\ (= \psi_2 \cdot M_{0,d}^*)$$

2) Optische Beeinträchtigung

$$w_{net,fin} = w_{fin} = \\ w(M_{0,qs}^*) \cdot (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{200} \quad (3.12)$$

mit

$$M_{0,qs}^* = \text{quasi-ständige Momente} \\ (= \psi_2 \cdot M_{0,d}^*)$$

3) Schwingungsnachweis

Beim Nachweis der Schwingungen darf die „elastische Einspannung durch die benachbarten Felder“ berücksichtigt werden.

Eine Erläuterung dieses Sachverhaltes würde an dieser Stelle zu weit führen, im Prinzip läuft dies jedoch auf einen näherungsweise konstanten k_{DLT} -Faktor von 0,7 hinaus (für das Endfeld mit der größten Durchbiegung bei gleicher Stützweite der Felder).

Die Nachweisgleichung kann dann wie folgt geschrieben werden:

$$w_{g^*,inst} = w_{inst}(0,7 \cdot M_{0,qs}) \leq 6 \text{ mm} \quad (3.13)$$

mit

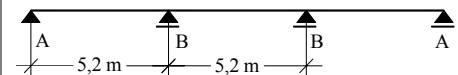
$$M_{0,qs} = \text{quasi-ständige Momente aus Eigengewicht und Nutzlast} \\ (= M_{0,g,d} + \psi_2 \cdot M_{0,p,d})$$

Achtung:

Bei diesem Nachweis werden **keine *-Momente** eingesetzt, weil die Durchlaufwirkung über den konstanten Faktor 0,7 berücksichtigt wird.

Beispiel 3.2

Deckenträger eines Mehrfamilienhauses
 $g_k = 0,4 \text{ kN/m}$ $p_k = 1,3 \text{ kN/m}$
 $b/h = 12/20 \text{ cm}$, Material: C 24, NKL 1



$g_d = 0,4 \text{ kN/m}$ (da $\gamma_G = 1,0$)

Teil 1, Tabelle 2: KLED = ständig

Tabelle 3.2: $\psi_2 = 1,0$

$p_d = 1,3 \text{ kN/m}$ (da $\gamma_Q = 1,0$)

Teil 1, Tabelle 2: KLED = mittel

Tabelle 3.2: $\psi_2 = 0,3$

Teil 1, Tabelle 8: $E_{0,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 3.1: $k_{def} = 0,6$

$$w = \frac{M_{0,d} \cdot l^2}{9,6 \cdot EI} = 3,201 \cdot M_{0,d} \text{ in [mm]}$$

mit $M_{0,d} = q_d \cdot l^2 / 8$ in [kNm]

Die für die Berechnungen benötigten Momente sind unten auf der Seite tabellarisch zusammengestellt.

1a) Nachweis der elast. Durchbiegung

$$\text{Gl. (3.10): } w_{Q,inst} = 3,201 \cdot 3,34 = 10,7 \text{ mm} < 17,3 \text{ mm}$$

1b) Nachweis der Enddurchbiegung

$$\text{Gl. (3.11): } w_{Q,inst} + w_{kriech} = 3,201 \cdot 3,34 + 0,6 \cdot 3,201 \cdot 1,70 = 13,7 \text{ mm} < 26 \text{ mm}$$

2) Nachweis der opt. Beeinträchtigung:

$$\text{Gl. (3.12): } w_{net,fin} = 3,201 \cdot 1,70 \cdot (1 + 0,6) = 8,7 \text{ mm} < 26 \text{ mm}$$

3) Schwingungsnachweis

$$0,7 \cdot M_{0,qs} = 0,7 \cdot 2,67 = 1,87 \text{ kNm}$$

$$\text{Gl. (3.13): } w_{g^*,inst} = 3,201 \cdot 1,87 = 6,0 \text{ mm}$$

Fazit:

Mit dem gegebenen Querschnitt ist Schwingungsnachweis knapp eingehalten. Zur Einhaltung der übrigen Durchbiegungsnachweise wäre ein kleinerer Querschnitt ausreichend.

Tabellarische Zusammenstellung der Momente für **Beispiel 3.2**

Belast.	$M_{0,d}^1$	$M_{0,qs} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	k_{DLT}	$M_{0,d}^* = k_{DLT} \cdot M_{0,d}$	$M_{0,qs}^* = \psi_2 \cdot M_{0,d}^*$	ψ_2	KLED
g	1,35	1,35	0,52	0,70	0,70	1,0	ständig
p	4,39	1,32	0,76	3,34	1,00	0,3	...
g*	—	$\Sigma = 2,67$		—	$\Sigma = 1,70$		$k_{def} = 0,6$

¹⁾ $M_{0,g,d} = 0,4 \cdot 5,2^2 / 8 = 1,35 \text{ kNm}$ $M_{0,p,d} = 1,3 \cdot 5,2^2 / 8 = 4,39 \text{ kNm}$

3.3 Dimensionierung von Biegeträgern

Bislang wurden verschiedene Nachweise vorgestellt, die man führen kann/muss, sofern die Bauteilquerschnitte bekannt sind.

Zu Beginn einer Bemessung ist das aber meistens nicht der Fall, im Gegenteil: man sucht ja gerade einen Querschnitt, mit dem die erforderlichen Nachweise eingehalten sind.

Diese „umgekehrte“ Fragestellung lässt sich mit Hilfe der bereits vorgestellten Nachweise beantworten, indem man die Nachweisgleichungen ebenfalls „umkehrt“: gesucht wird dann eben nicht mehr die Spannungsausnutzung, sondern z.B. eine erforderliche Querschnittsfläche oder ein Widerstandsmoment.

Die auf der Grundlage der Nachweisgleichungen „umgekehrten“ Formeln zur Dimensionierung der Querschnittsabmessungen sind in der nebenstehenden **Tabelle 3.7** zusammengestellt.

3.3.1 erf A (Querschnittsfläche)

Aus dem Schubspannungsnachweis (siehe Teil 2, Abschn. 2.6) ergibt sich eine Bedingung für die erforderliche Querschnittsfläche A .

→ Gl. (3.14)

3.3.2 erf W (Widerstandsmoment)

Aus dem Biegespannungsnachweis (siehe Teil 2, Abschn. 2.5) ergibt sich eine Bedingung für das benötigte Widerstandsmoment W .

→ Gl. (3.15)

3.3.3 erf I (Trägheitsmoment)

Aus den Durchbiegungsnachweisen ergeben sich mehrere Bedingungen für das erforderliche Trägheitsmoment I .

→ Gl. (3.16) bis (3.19)

Hierbei wird erneut zwischen Einfeldträgern (EFT) und Durchlaufträgern (DLT) unterschieden. Der einzige Unterschied zu den Einfeldträgern liegt darin, dass bei Durchlaufträgern die sog. *-Momente ($M^*_{0,d} = k_{DLT} \cdot M_{0,d}$) eingesetzt werden (Ausnahme: Schwingungsnachweis).

Muster für eine tabellarische Zusammenstellung der einzusetzenden Momente sind in den **Tabellen 3.3 und 3.5** angegeben.

Tabelle 3.7 Zusammenstellung der Formeln zur Dimensionierung von Biegeträgern

Über den Nachweis der Schubspannung :	
$erf A \geq 15 \cdot \frac{V_d}{f_{v,d}}$ ¹⁾	(3.14)
$erf A$	Querschnittsfläche in [cm ²]
V_d	Bemessungswert der Querkraft in [kN]
$f_{v,d}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit in [N/mm ²] (siehe Teil 1)
Über den Nachweis der Biegespannung :	
$erf W \geq 1000 \cdot \frac{M_d}{f_{m,d}}$ ¹⁾	(3.15)
$erf W_n$	Widerstandsmoment in [cm ³]
M_d	Bemessungswert des Biegemoments in [kNm]
$f_{m,d}$	Bemessungswert der Biegefestigkeit in [N/mm ²] (siehe Teil 1)
Über die Durchbiegungsnachweise : ²⁾	
1a) Elastische Durchbiegung	
EFT: $erf I \geq k_{S,1} \cdot M_{0,s/p,d} \cdot l$	(3.16a)
DLT: $erf I \geq k_{S,1} \cdot M^*_{0,s/p,d} \cdot l$	(3.16b)
1b) Enddurchbiegung	
EFT: $erf I \geq k_{S,2} \cdot (M_{0,s/p,d} + k_{def} \cdot M_{0,q,s}) \cdot l$	(3.17a)
DLT: $erf I \geq k_{S,2} \cdot (M^*_{0,s/p,d} + k_{def} \cdot M^*_{0,q,s}) \cdot l$	(3.17b)
2) Optische Beeinträchtigung	
EFT: $erf I \geq k_{S,2} \cdot M_{0,q,s} \cdot (1 + k_{def}) \cdot l$	(3.18a)
DLT: $erf I \geq k_{S,2} \cdot M^*_{0,q,s} \cdot (1 + k_{def}) \cdot l$	(3.18b)
3) Schwingungen:	
EFT $erf I \geq k_{S,3} \cdot M_{0,q,s} \cdot l^2$	(3.19a)
DLT: $erf I \geq k_{S,3} \cdot M^*_{0,q,s} \cdot l^2$ ³⁾	(3.19b)
$erf I$	Trägheitsmoment in [cm ⁴]
$k_{S,1}$	Beiwert nach Tabelle 3.6
$k_{S,2}$	Beiwert nach Tabelle 3.6
$k_{S,3}$	Beiwert nach Tabelle 3.6
$M_{0,s/p,d}$	Moment infolge veränderlicher Lasten in [kNm]
$M^*_{0,s/p,d}$	*-Moment infolge veränderlicher Lasten in [kNm] ($M^*_{0,d} = k_{DLT} \cdot M_{0,d}$)
$M_{0,q,s}$	Summe aller quasi-ständigen Momente in [kNm]
$M^*_{0,q,s}$	Summe aller quasi-ständigen *-Momente in [kNm] ($M^*_{0,q,s} = k_{DLT} \cdot M_{0,q,s}$)
k_{def}	Kriechbeiwert nach Tabelle 3.1
l	Stützweite des Trägers in [m]
¹⁾ wie im Teil 1 dieser Veröffentlichungsreihe erläutert, wurden die Faktoren 15 (anstatt 1,5) und 1000 im Hinblick auf die Erleichterung der Berechnung eingeführt (Verwendung der „gängigen“ Einheiten kN, m, cm ² ...) ²⁾ EFT = Einfeldträger, DLT = Durchlaufträger ³⁾ Achtung: Bei diesem Nachweis werden keine *-Momente eingesetzt, weil die Durchlaufwirkung im Beiwert $k_{S,3}$ bereits berücksichtigt ist	

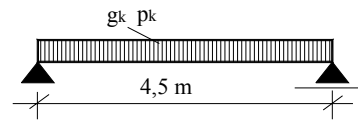
Die Anwendung dieser Gleichungen wird anhand der beiden nachfolgenden Beispiele aufgezeigt.

Beispiel 3.3

Unterzug eines Wohnhauses

Material: GL 24c, NKL 1

$g_k = 2,0 \text{ kN/m}$ $p_k = 4,0 \text{ kN/m}$



Gesucht:
Dimensionierung des Querschnitts

Schubspannung:

$$V_{g,k} = g_k l/2 = 2,0 \cdot 4,5/2 = 4,50 \text{ kN}$$

$$V_{p,k} = p_k l/2 = 4,0 \cdot 4,5/2 = 9,00 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,35 \cdot 4,5 + 1,5 \cdot 9,0 = 19,58 \text{ kN}$$

Teil 1, Tabelle 9: KLED = mittel

$$f_{v,d} = 2,15 \text{ N/mm}^2$$

Gl.(3.14):

$$\text{erf } A \geq 15 \cdot \frac{19,58}{2,15} = 137 \text{ cm}^2$$

Biegespannung:

$$M_{g,k} = g_k l^2/8 = 2,0 \cdot 4,5^2/8 = 5,06 \text{ kNm}$$

$$M_{p,k} = p_k l^2/8 = 4,0 \cdot 4,5^2/8 = 10,12 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1,35 \cdot 5,06 + 1,5 \cdot 10,12 = 22,01 \text{ kNm}$$

Teil 1, Tabelle 9: KLED = mittel

Annahme: $h < 300 \text{ mm}$

$$\rightarrow f_{m,d} = 1,1 \cdot 14,77 = 16,25 \text{ N/mm}^2$$

Gl.(3.15):

$$\text{erf } W_n \geq 1000 \cdot \frac{22,01}{16,25} = 1.355 \text{ cm}^3$$

Durchbiegungen:

Bel.	$M_{0,d}$	$M_{0,qs} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	ψ_2	KLED
g	5,06	5,06	1,0	ständig
p	10,12	3,04	0,3	mittel
g*	—	$\Sigma = 8,10$		$k_{def} = 0,6$

1a) Elastische Durchbiegung:

$$M_{0,p,d} = 10,12 \text{ kNm}$$

$$k_{s,1} = 269,4 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.16a):

$$\text{erf } I \geq 269,4 \cdot 10,12 \cdot 4,5 = 12.269 \text{ cm}^4$$

1b) Enddurchbiegung:

$$M_{0,p,d} = 10,12 \text{ kNm}$$

$$M_{0,qs} = 8,10 \text{ kNm}$$

$$k_{s,2} = 179,6 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.17a):

$$\text{erf } I \geq 179,6 \cdot (10,12 + 0,6 \cdot 8,10) \cdot 4,5$$

$$= 12.109 \text{ cm}^4$$

2) Optische Beeinträchtigung:

$$M_{0,qs} = 8,10 \text{ kNm}$$

$$k_{s,2} = 179,6 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.18a):

$$\text{erf } I \geq 179,6 \cdot 8,10 \cdot (1 + 0,6) \cdot 4,5$$

$$= 10.474 \text{ cm}^4$$

3) Schwingungen:

Es wird angenommen, dass ein Schwingungsnachweis vereinbart wurde.

$$k_{s,3} = 149,7 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.19a):

$$\text{erf } I \geq 149,7 \cdot 8,10 \cdot 4,5^2$$

$$= 24.555 \text{ cm}^4 \text{ (deutlich maßgebend !!!)}$$

→ **Gewählt:** $b/h = 14/28 \text{ cm}$, GL 24c

$$A = 392 \text{ cm}^2 > 137 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 1.829 \text{ cm}^3 > 1.355 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 25.610 \text{ cm}^4 > 24.555 \text{ cm}^4$$

Anmerkung:

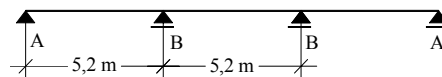
Ohne Schwingungsnachweis wäre ein Querschnitt $b/h = 14/24 \text{ cm}$ ausreichend.

Beispiel 3.4 (siehe Beispiel 3.2)

Deckenträger eines Mehrfamilienhauses

$g_k = 0,4 \text{ kN/m}$ $p_k = 1,3 \text{ kN/m}$

$b/h = 12/20 \text{ cm}$, Material: C 24, NKL 1



Gesucht:

Dimensionierung des Querschnitts

Schubspannung:

$$V_{B,li,g,k} = -0,600 \cdot g_k l$$

$$= -0,600 \cdot 0,4 \cdot 5,2 = -1,25 \text{ kN}$$

(Faktor - 0,600 siehe z.B. Schneider Bautabellen oder Wendehorst)

$$V_{B,li,p,k} = -0,617 \cdot p_k l$$

$$= -0,617 \cdot 1,3 \cdot 5,2 = -4,17 \text{ kN}$$

(Faktor - 0,617 siehe z.B. Schneider Bautabellen oder Wendehorst)

$$|V_d| = 1,35 \cdot 1,25 + 1,5 \cdot 4,17 = 7,94 \text{ kN}$$

Teil 1, Tabelle 8: KLED = mittel

$$f_{v,d} = 1,66 \text{ N/mm}^2$$

Gl.(3.14):

$$\text{erf } A \geq 15 \cdot \frac{7,94}{1,66} = 72 \text{ cm}^2$$

Biegespannung:

$$M_{B,g,k} = -0,100 \cdot g_k l^2$$

$$= -0,100 \cdot 0,4 \cdot 5,2^2 = -1,08 \text{ kNm}$$

(Faktor - 0,100 siehe z.B. Schneider Bautabellen oder Wendehorst)

$$M_{B,p,k} = -0,117 \cdot p_k l^2$$

$$= -0,117 \cdot 1,3 \cdot 5,2^2 = -4,11 \text{ kNm}$$

(Faktor - 0,117 siehe z.B. Schneider Bautabellen)

$$|M_d| = 1,35 \cdot 1,08 + 1,5 \cdot 4,11 = 7,62 \text{ kNm}$$

Teil 1, Tabelle 8: KLED = mittel

$$\rightarrow f_{m,d} = 14,77 \text{ N/mm}^2$$

Gl.(3.15):

$$\text{erf } W_n \geq 1000 \cdot \frac{7,62}{14,77} = 516 \text{ cm}^3$$

Durchbiegungen:

Die für die Berechnung benötigten Momente sind in der unten stehenden Tabelle zusammengestellt (siehe auch Beispiel 3.2).

1a) Elastische Durchbiegung:

$$M_{0,p,d}^* = 3,34 \text{ kNm}$$

$$k_{s,1} = 284,1 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.16b):

$$\text{erf } I \geq 284,1 \cdot 3,34 \cdot 5,2 = 4.934 \text{ cm}^4$$

1b) Enddurchbiegung:

$$M_{0,p,d}^* = 3,34 \text{ kNm}$$

$$M_{0,qs}^* = 1,70 \text{ kNm}$$

$$k_{s,2} = 189,4 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.17b):

$$\text{erf } I \geq 189,4 \cdot (3,34 + 0,6 \cdot 1,70) \cdot 5,2 = 4.294 \text{ cm}^4$$

2) Optische Beeinträchtigung:

$$M_{0,qs}^* = 1,70 \text{ kNm}$$

$$k_{s,2} = 189,4 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.18b):

$$\text{erf } I \geq 189,4 \cdot 1,70 \cdot (1 + 0,6) \cdot 5,2 = 2.679 \text{ cm}^4$$

3) Schwingungen:

$$M_{0,qs} = 2,67 \text{ kNm (kein *-Moment !)}$$

$$k_{s,3} = 110,5 \text{ (Tabelle 3.6)}$$

Gl.(3.19b):

$$\text{erf } I \geq 110,5 \cdot 2,67 \cdot 5,2^2 = 7.978 \text{ cm}^4 \text{ (deutlich maßgebend !!!)}$$

→ **Gewählt:** $b/h = 12/20 \text{ cm}$, C 24

$$A = 240 \text{ cm}^2 > 72 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 800 \text{ cm}^3 > 516 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 8.000 \text{ cm}^4 > 7.978 \text{ cm}^4$$

Anmerkung:

Ohne Schwingungsnachweis wäre ein Querschnitt $b/h = 8/20 \text{ cm}$ ausreichend.

Tabellarische Zusammenstellung der Momente für Beispiel 3.4

Belast.	$M_{0,d}^{1)}$	$M_{0,qs} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	k_{DLT}	$M_{0,d}^* = k_{DLT} \cdot M_{0,d}$	$M_{0,qs}^* = \psi_2 \cdot M_{0,d}^*$	ψ_2	KLED
g	1,35	1,35	0,52	0,70	0,70	1,0	ständig
p	4,39	1,32	0,76	3,34	1,00	0,3	...
g*	—	$\Sigma = 2,67$		—	$\Sigma = 1,70$		$k_{def} = 0,6$

1) $M_{0,g,d} = 0,4 \cdot 5,2^2/8 = 1,35 \text{ kNm}$ $M_{0,p,d} = 1,3 \cdot 5,2^2/8 = 4,39 \text{ kNm}$

Tabelle 3.1 Rechenwerte für k_{def} für ständige Lasten (Auswahl)

NKL	Vollholz ¹⁾ Brettschichtholz Furnierschichtholz ²⁾ Brettsperrholz	Baufurnier- sperrholz Furnier- schichtholz ³⁾	OSB- Platten	Kunstharzgeb. Spanplatten ⁴⁾ Zementgeb. Spanplatten
1	0,6	0,8	1,5	2,25
2	0,8	1,0	2,25	3,0
3	2,0	2,5	-	4,0

- ¹⁾ Die Werte für k_{def} für Vollholz, dessen Feuchte beim Einbau im Fasersättigungsbe-
reich oder darüber liegt und im eingebauten Zustand austrocknen kann, sind um 1,0
zu erhöhen
²⁾ mit allen Furnieren faserparallel
³⁾ mit Quernurnieren
⁴⁾ nicht in der Nutzungsklasse 3 zugelassen

Tabelle 3.2 quasi-ständige Kombinationsbeiwerte ψ_2 - Werte

Einwirkung		ψ_2
Nutzlasten für Hochbauten ¹⁾		
- Kategorie A	Wohn- und Aufenthaltsräume, Spitzböden	0,3
- Kategorie B	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	
- Kategorie C	Flächen die der Ansammlung von Personen dienen können	0,6
- Kategorie D	Verkaufsräume	
- Kategorie E	Fabriken und Werkstätten, Ställe, Lagerräume, Flächen und Zugänge mit erheblichen Men- schenansammlungen	0,8
Treppen, Balkone:		Entsprechend der zugeh. Kat.
Schnee- und Eislasten für Hochbauten ²⁾		
- Orte Höhe \leq 1000 m über NN		0
- Orte Höhe $>$ 1000 m über NN		0,2
Windlasten für Hochbauten ²⁾		0

Tabelle 3.3 Zusammenstellung der Momente für die Berechnung von Durchbiegungen bei **Einfeldträgern** (mit nur einer veränderlichen Nutzlast s bzw. p)

Belastung	$M_{0,d}$	$M_{0,q,s} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	ψ_2	KLED
g	$M_{0,g,d}$	$1,0 \cdot M_{0,g,d}$	1,0	ständig
s bzw. p	$M_{0,s/p,d}$	$\psi_2 \cdot M_{0,s/p,d}$
g^*	—	$\Sigma = M_{0,q,s}$	$k_{def} = \dots\dots$	

Tabelle 3.5 Zusammenstellung der Momente für die Berechnung von Durchbiegungen bei **Durchlaufträgern** (mit nur einer veränderlichen Nutzlast p)

Belastung	$M_{0,d}$	$M_{0,q,s} = \psi_2 \cdot M_{0,d}$	k_{DLT}	$M_{0,d}^* = k_{DLT} \cdot M_{0,d}$	$M_{0,q,s}^* = \psi_2 \cdot M_{0,d}^*$	ψ_2	KLED
g	$M_{0,g,d}$	$M_{0,g,d}$...	$M_{0,g,d}^*$	$M_{0,g,d}^*$	1,0	ständig
s / p	$M_{0,p,d}$	$\psi_2 \cdot M_{0,p,d}$...	$M_{0,p,d}^*$	$\psi_2 \cdot M_{0,p,d}^*$
g^*	—	$\Sigma = M_{0,q,s}$		—	$\Sigma = M_{0,q,s}^*$	$k_{def} = \dots\dots$	

Tabelle 3.6 Beiwerte $k_{s,1}$, $k_{s,2}$ und $k_{s,3}$ für Vollholz und Brettschichtholz (für die Dimensionierung über die Durchbiegungsnachweise)

	C 24	C 30	GL 24	GL 28	GL 32	GL 36	
$k_{s,1}$	284,1	260,4	269,4	248,0	228,1	212,6	
$k_{s,2}$	189,4	173,6	179,6	165,3	152,0	141,7	
$k_{s,3}$	Einfeldträger	157,8	144,7	149,7	137,8	126,7	118,1
	Endfeld DLT	110,5	101,3	104,8	96,5	88,7	82,7

Tabelle 3.4a Beiwerte k_{DLT} für die Berechnung von Durchbiegungen bei Durchlaufträgern (bei örtlich nicht veränderlichen Lasten)

	Laststellung g, s, w
Feld 1 u. 2 k_{DLT} 0,400	
Feld 1 k_{DLT} 0,520	
Feld 2 k_{DLT} 0,040	
Feld 1 u. 4 k_{DLT} 0,486	
Feld 2 u. 3 k_{DLT} 0,146	
Feld 1 u. 5 k_{DLT} 0,496	
Feld 3 k_{DLT} 0,242	

Tabelle 3.4b Beiwerte k_{DLT} für die Berechnung von Durchbiegungen bei Durchlaufträgern (bei örtlich veränderlichen Nutzlasten)

	ungünstigste Laststellung p
Feld 1 k_{DLT} 0,700	
Feld 1 u. 3 k_{DLT} 0,760	
Feld 2 k_{DLT} 0,520	
Feld 1 u. 4 k_{DLT} 0,741	
Feld 2 u. 3 k_{DLT} 0,568	
Feld 1 u. 5 k_{DLT} 0,746	
Feld 3 k_{DLT} 0,626	

Die neue DIN 1052

Doppelbiegung, Stabilität, Versätze

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 4

4.1 Doppelbiegung

Erfährt ein Bauteil Biegebeanspruchungen um beide Hauptachsen, so spricht man von „Doppelbiegung“ (schiefe Biegung, zweiachsige Biegung). Typische Beispiele hierzu sind schräg liegende Pfetten oder Randbalken mit Windlast (**Bild 4.1**).

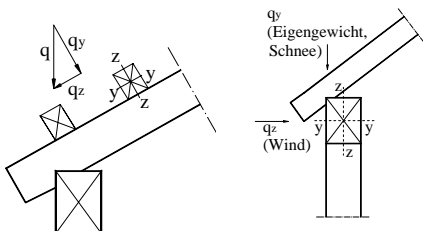


Bild 4.1 Beispiele von Doppelbiegung

Bei solchen Trägern ist das Zusammenwirken der beiden Beanspruchungen zu berücksichtigen.

4.1.1 Schubspannungen

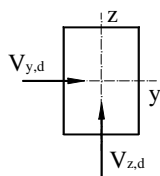


Bild 4.2

Bei einer Querkraftbeanspruchung in Richtung der beiden Hauptachsen (**Bild 4.2**) sind die zugehörigen Schubspannungen $\tau_{y,d}$ und $\tau_{z,d}$ zu überlagern.

Folgender Nachweis ist zu führen:

$$\left(\frac{\tau_{y,d}}{f_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.1)$$

Für Rechteckquerschnitte kann dieser Nachweis umgeformt werden zu:

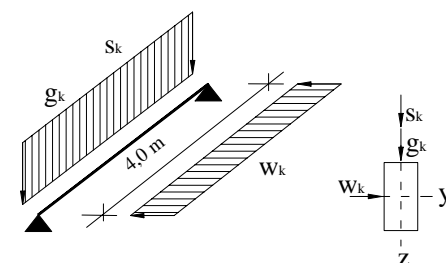
$$15 \cdot \frac{V_{res,d} / A}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (4.2)$$

mit

$$V_{res,d} = \text{result. Querkraft in [kN]} \\ = \sqrt{V_{y,d}^2 + V_{z,d}^2}$$

A = Querschnittsfläche in [cm²]
 $f_{v,d}$ = Bem.wert der Schubfestigkeit in [N/mm²]

Beispiel 4.1



Randbalken $b/h = 12/24$ cm

Material: GL 28c, NKL 1

Belastung: $g_k = 2,6$ kN/m,

$s_k = 4,9$ kN/m (Höhe über NN > 1000 m),

$w_k = 1,2$ kN/m

Gesucht: Nachweis der Schubspannung für die LK $g + s + w$ (KLED = kurz)

γ_G und γ_Q siehe Teil 1, Tabelle 1

ψ_0 siehe Teil 1, Tabelle 3

Belastung in z-Richtung:

$$q_{z,d} = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot s_k \\ = 1,35 \cdot 2,6 + 1,5 \cdot 4,9 = 10,86 \text{ kN/m}$$

Belastung in y-Richtung:

$$q_{y,d} = \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot w_k \\ = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ kN/m}$$

Anmerkung: der Wind als 2. veränderliche Einwirkung braucht nur ψ_0 -fach angesetzt werden (siehe Teil 1)

Querkraft $V = ql/2$:

$$V_{z,d} = 10,86 \cdot 4,0/2 = 21,72 \text{ kN}$$

$$V_{y,d} = 1,08 \cdot 4,0/2 = 2,16 \text{ kN}$$

$$V_{res,d} = \sqrt{21,72^2 + 2,16^2} = 21,83 \text{ kN}$$

KLED = kurz, NKL 1 → Teil 1, Tabelle 9:

$$f_{v,d} = 1,125 \cdot 2,15 = 2,42 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 12 \cdot 24 = 288 \text{ cm}^2$$

Nachweis nach Gl.(4.2):

$$15 \cdot \frac{21,83/288}{2,42} = 0,47 < 1$$

4.1.2 Biegespannungen

Wie bei den Schubspannungen sind auch die um die beiden Hauptachsen auftretenden Biegespannungen $\sigma_{m,y}$ und $\sigma_{m,z}$ zu überlagern.

In **Bild 4.3** ist dargestellt, dass bei Rechteckquerschnitten die betragsmäßig größten Spannungen $\max \sigma_m$ nur punktförmig in den Eckpunkten auftreten. Aufgrund der vergleichsweise geringen Wahrscheinlichkeit, dass ausgerechnet an diesen Stellen ein festigkeitsbestimmender Ast liegt, müssen nicht beide Spannungsanteile voll addiert werden.

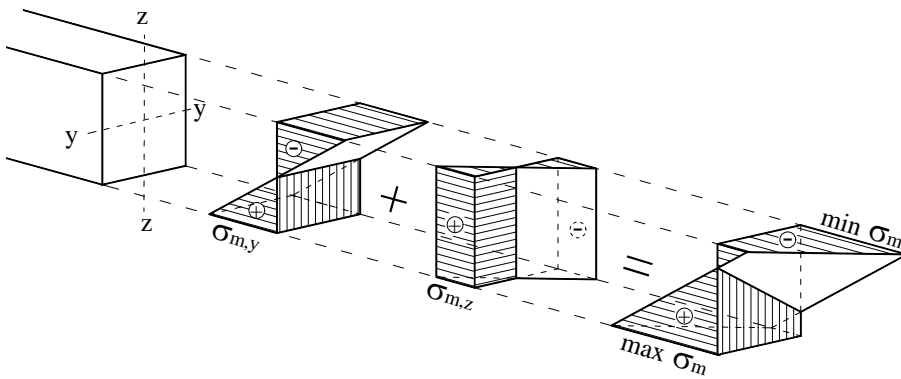


Bild 4.3 Spannungsverlauf bei Doppelbiegung

So braucht bei Rechteckquerschnitten mit $h/b \leq 4$ der jeweils „zweite“ Anteil nur zu 70% angesetzt werden.

Folgende Nachweise sind zu führen:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.3a)$$

und

$$0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.3b)$$

mit

$\sigma_{m,y,d}$ = Bem.wert der Biegespannung um die y-Achse (= $M_{y,d}/W_y$)

$\sigma_{m,z,d}$ = Bem.wert der Biegespannung um die z-Achse (= $M_{z,d}/W_z$)

$f_{m,y,d}$ = Bem.wert der Biegefestigkeit um die y- bzw. z-Achse

Anmerkung:
Bei Vollholz sind die Biegefestigkeiten um die y- bzw. z-Achse gleich groß.

Maßgebend wird dabei der Nachweis, der die größte Spannungsausnutzung liefert.

Im Hinblick auf eine Vereinfachung der Berechnung mit üblichen Einheiten kann Gl.(4.3) wie folgt umgeformt werden:

$$1000 \cdot \left(\frac{M_{y,d}/W_{y,n}}{f_{m,y,d}} + 0,7 \cdot \frac{M_{z,d}/W_{z,n}}{f_{m,z,d}} \right) \leq 1 \quad (4.4a)$$

und

$$1000 \cdot \left(0,7 \cdot \frac{M_{y,d}/W_{y,n}}{f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}/W_{z,n}}{f_{m,z,d}} \right) \leq 1 \quad (4.4b)$$

mit

$M_{y,d}$ $M_{z,d}$ in (kN)

W_y W_z in [cm³]

$f_{m,d}$ in [N/mm²]

Beispiel 4.1 (siehe oben)

Gesucht: Biegespannungsnachweise für die LK g + s + w

Belastungen (siehe oben):

$q_{z,d} = 10,86$ kN/m

$q_{y,d} = 1,08$ kN/m

Moment $M = ql^2/8$:

$M_{y,d} = 10,86 \cdot 4,0^2/8 = 21,72$ kNm

$M_{z,d} = 1,08 \cdot 4,0^2/8 = 2,16$ kNm

KLED = kurz, NKL 1 → Teil 1, Tabelle 9:

$f_{m,y,d} = 1,125 \cdot 17,23 \cdot 1,1 = 21,32$ N/mm²

$f_{m,z,d} = 1,125 \cdot 17,23 = 19,38$ N/mm²

Erläuterung zum Faktor 1,1:

Bei BSH-Trägern mit Höhen < 300 mm darf $f_{m,y,d}$ um 10% erhöht werden (siehe Fußnote in Tabelle 9, Teil 1)

$W_y = 12 \cdot 24^2/6 = 1.152$ cm³

$W_z = 24 \cdot 12^2/6 = 576$ cm³

Nachweise nach Gl.(4.4):

$$1000 \cdot \left(\frac{21,72/1152}{21,32} + 0,7 \cdot \frac{2,16/576}{19,38} \right) = 1,02 \approx 1$$

$$1000 \cdot \left(0,7 \cdot \frac{21,72/1152}{21,32} + \frac{2,16/576}{19,38} \right) = 0,81 < 1$$

4.2 Stabilitätsnachweise

4.2.1 Knicken

Bei jedem Druckstab treten geometrische und materielle Imperfektionen auf, so dass eine ideale zentrische Belastung nie vorliegt. Die Folge hiervon ist das Bestreben des Ausknickens. Die hierdurch entstehenden zusätzlichen Biegemomente sind zu berücksichtigen.

Der Knicknachweis wird - wie bisher auch - über einen reinen Nachweis der Druckspannung $\sigma_{c,0,d}$ geführt, wobei das Knickbestreben über eine Abminderung der Druckfestigkeit mit einem Knickbeiwert k_c berücksichtigt wird:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c \cdot f_{c,0,d} \quad (4.5)$$

Der Knickbeiwert k_c ist dabei abhängig von der Schlankheit λ des Druckstabes. Diese Schlankheit wird - wie bisher auch - wie folgt berechnet:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \quad (4.6)$$

mit

λ = Schlankheitsgrad

l_{ef} = Knicklänge in [cm]

i = Trägheitsradius in [cm]

= 0,289·h bzw. 0,289·b bei Rechteckquerschnitten

In **Tabelle 4.1** sind k_c -Werte in Abhängigkeit von einigen Schlankheiten tabellarisch zusammengestellt.

Anmerkung:

Der Knickbeiwert k_c entspricht in etwa dem Kehrwert des bisher benutzten ω -Wertes.

Im Hinblick auf eine einfachere rechnerische Handhabung wird Gl.(4.5) umgeformt zu:

$$10 \cdot \frac{F_{c,0,d}/A}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (4.7)$$

mit

$F_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckkraft in [kN]

A = Querschnittsfläche in [cm²]

k_c = Knickbeiwert (Tabelle 4.1)

$f_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckfestigkeit in [N/mm²]

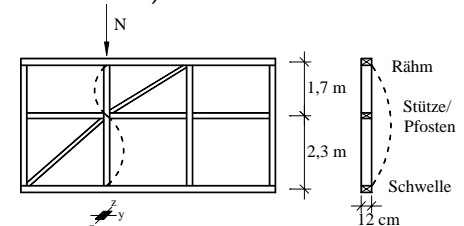
Da örtliche Querschnittsschwächungen die Knickstabilität i.A. nicht beeinflussen, darf beim Spannungsnachweis üblicherweise mit der Brutto-Querschnittsfläche gerechnet werden. Ausnahme: Querschnittsschwächungen, die im mittleren Drittel der Knicklänge liegen.

Bei der Berechnung des Knickbeiwertes k_c dürfen örtliche Querschnittsschwächungen grundsätzlich vernachlässigt werden.

Beispiel 4.2

Einteilige Stütze ($b/h = 8/12$ cm) einer Fachwerkwand, Material C 24, NKL 2,

Belastung: $N_{g,k} = 5,0$ kN, $N_{p,k} = 5,0$ kN (aus Deckenlast), $N_{s,k} = 2,5$ kN (H über NN ≤ 1000 m)



Gesucht:

1. Maßgebende Lastkombination
2. Knicknachweise für die Stütze

1. Maßg. LK (siehe Teil 1, Abschn. 2.4):

LK g+p:

Teil 1, Tabelle 2: KLED = mittel

$$N_d = 1,35 \cdot 5,0 + 1,5 \cdot 5,0 = 14,25 \text{ kN}$$

LK g+p+s:

Teil 1, Tabelle 2: KLED = kurz

$$N_d = 1,35 \cdot 5,0 + 1,5 \cdot 5,0 + 0,5 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 16,13 \text{ kN}$$

$\psi_0 = 0,5$ bei s: siehe Teil 1, Tabelle 3

$$\frac{N_{d, \text{kurz}}}{N_{d, \text{mittel}}} = \frac{16,13}{14,25} = 1,132 > 1,125$$

→ LK „kurz“ maßgebend

2. Knicknachweise:

a) Knicken um die y-Achse (in z-Richtung)

$$l_{ef,y} = 4,0 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$i_y = 0,289 \cdot 12 = 3,47 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{400}{3,47} = 115,3 \approx 115$$

b) Knicken um die z-Achse (in y-Richtung)

$$\max l_{ef,z} = 2,3 \text{ m} = 230 \text{ cm}$$

$$i_z = 0,289 \cdot 8 = 2,31 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{230}{2,31} = 99,6 \approx 100$$

→ maßgebend: Knicken um die y-Achse:

Tabelle 4.1: $k_c = 0,234$

Nachweis nach Gl.(4.7):

$$A = 8 \cdot 12 = 96 \text{ cm}^2$$

Teil 1, Tabelle 8:

$$f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54 \text{ N/mm}^2$$

$$10 \cdot \frac{16,13/96}{0,234 \cdot 14,54} = 0,49 < 1$$

4.2.2 Kippen

Unter Kippen ist nicht das „Umkippen“ eines Trägers zu, sondern das Kippen stellt - analog zum Knicken eines Druckstabes - ein Stabilitätsproblem dar.

Die Gefahr des Kippens besteht bei schmalen und hohen Trägern, bei denen der Druckgurt unter Biegung um die „starke Achse“ seitlich ausweichen will. Der Träger wird seitlich ausgebogen und verdrillt (**Bild 4.4**), weshalb das Kippen oft auch als „Biegedrillknicken“ bezeichnet wird.

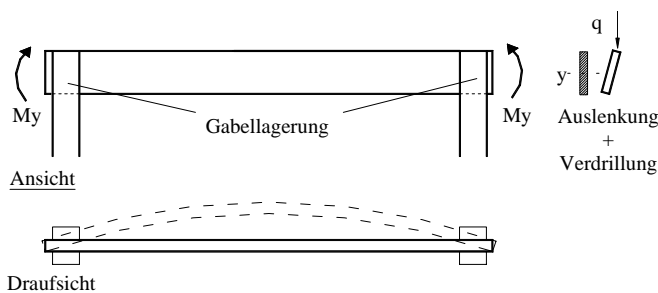


Bild 4.4 Kippen eines Biegeträgers

Der Kippnachweis wird über einen reinen Biegespannungsnachweis geführt, wobei die Kippgefahr über eine Abminderung der Biegefestigkeit mit dem Kippbeiwert k_m berücksichtigt wird:

$$\sigma_{m,d} \leq k_m \cdot f_{m,d} \quad (4.8)$$

Analogie Knicken - Kippen:

Knicken: Druckspannungsnachweis mit abgeminderter Druckfestigkeit (Knickbeiwert k_c)

Kippen: Biegespannungsnachweis mit abgeminderter Biegefestigkeit (Kippbeiwert k_m)

Der Kippbeiwert k_m ist im Wesentlichen abhängig vom h/b-Verhältnis des Trägers sowie von der Kipplänge l_{ef} , die in guter Näherung dem Abstand der seitlichen Halterungen entspricht (siehe Skizze zu **Beispiel 4.3**).

Als Maß für die Kippschlankheit kann folgender Wert herangezogen werden:

$$\text{Kippschlankheit} \approx \frac{l_{ef} \cdot h}{b^2} \quad (4.9)$$

In **Tabelle 4.2** sind einige k_m -Werte zusammengestellt.

Aus dieser Tabelle ist zu erkennen, dass für $l_{ef} \cdot h / b^2 \leq 140$ kein Kippnachweis erforderlich ist. Dies entspricht in etwa den folgenden h/b-Verhältnissen:

$$\text{VH: } h/b \leq 3$$

$$\text{BSH: } h/b \leq 4$$

Im Hinblick auf eine einfachere rechnerische Handhabung wird Gl.(4.8) umgeformt zu:

$$1000 \cdot \frac{M_d / W}{k_m \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.10)$$

mit

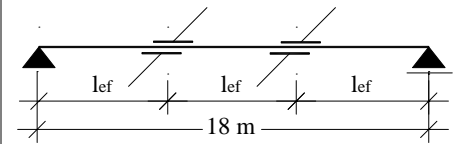
M_d = Bem.wert des größten Biegemomentes in [kNm]

W = Widerstandsmoment in [cm³]

k_m = Kippbeiwert (**Tabelle 4.2**)

$f_{m,d}$ = Bem.wert der Biegefestigkeit in [N/mm²]

Beispiel 4.3



Einfeldträger ($b/h = 18/120 \text{ cm}$) eines Lagerraumes mit Zwischenabstützungen in den Drittelpunkten

Material GL 28c, NKL 2

Belastung: $g_k = 3,8 \text{ kN/m}$, $p_k = 5,7 \text{ kN/m}$

Gesucht: Kippnachweis für die LK g+p.

$$q_d = 1,35 \cdot 3,8 + 1,5 \cdot 5,7 = 13,68 \text{ kN/m}$$

KLED = lang! (Teil 1, Tabelle 2)

$$\max M = 13,68 \cdot 18^2/8 = 554,0 \text{ kNm}$$

$$W = 18 \cdot 120^2/6 = 43.200 \text{ cm}^3$$

$$\text{Kipplänge } l_{ef} = 18/3 = 6,0 \text{ m}$$

$$\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2} = \frac{600 \cdot 120}{18^2} = 222,2$$

Tabelle 4.2: $k_m = 0,894$ (interpoliert)

Teil 1, Tabelle 8 (mit KLED = lang!):

$$f_{m,d} = 0,875 \cdot 17,23 = 15,08 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis nach Gl.(4.10):

$$1000 \cdot \frac{554,0/43200}{0,894 \cdot 15,08} = 0,95 < 1$$

4.2.3 Knicken + Kippen

Wird ein Träger gleichzeitig durch Biegemomente (mit Kippgefahr) und Druckkräfte (mit Knickgefahr) beansprucht, so sind die beiden Beanspruchungen zu überlagern, wobei sowohl das Knicken um die starke Achse als auch das Knicken um die schwache Achse nachzuweisen ist.

Da beim Knicken um die starke Achse (y-Achse) das Ausweichen des Trägers in die gleiche Richtung geht, wie die Durchbiegungen (**Bild 4.5**), sind bei diesem Nachweis beide Spannungsanteile voll zu addieren:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (4.11a)$$

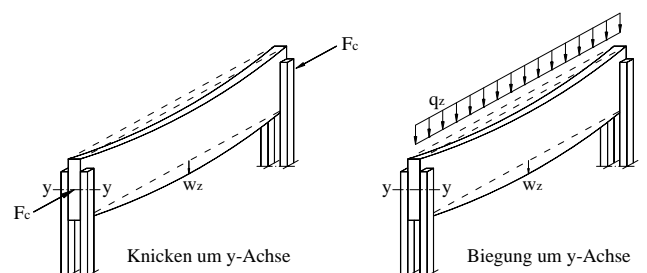


Bild 4.5 Überlagerung der Verformungen w_z bei Knicken um die y-Achse und Biegung um die y-Achse

Beim Nachweis des Knickens um die schwache (z-) Achse hingegen, braucht der Anteil der Biegespannung $\sigma_{m,y,d}$ nur zu 70% angesetzt werden. Dies gilt jedoch nur für Träger mit $h/b \leq 4$ (siehe hierzu auch die Ausführungen zum Thema „Doppelbiegung“ weiter oben):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (4.11b)$$

Kippen: ($h/b = 2,4 < 3 \rightarrow k_m = 1,0$)

oder über $\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2} = \frac{430 \cdot 24}{10^2} = 103$

$\rightarrow k_m = 1,0$ (Tabelle 4.2)

Knicken um y-Achse: Gl.(4.11a)

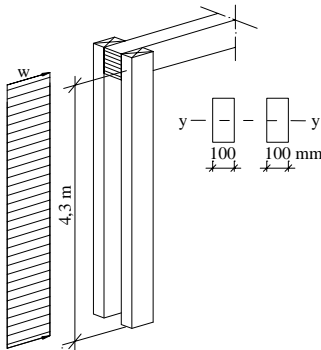
$$\frac{2,37}{0,648 \cdot 14,54} + \frac{1,95}{1,0 \cdot 16,62} = 0,37 < 1$$

Knicken um z-Achse: Gl.(4.11b)

$$\frac{2,37}{0,144 \cdot 14,54} + 0,7 \cdot \frac{1,95}{1,0 \cdot 16,62} = 1,21 > 1$$

\rightarrow Nachweis nicht eingehalten!

Beispiel 4.4



Zweiteilige Stütze (2 x 10/24cm).

Material: C 24, NKL 2

Druckkräfte in der Stütze: $N_{g,k} = 42,0$ kN,

$N_{s,k} = 38,0$ kN (H über NN ≤ 1000 m)

Windlast: $w_k = 1,8$ kN/m

Gesucht: Stabilitätsnachweise für die Stütze für die LK g+s+w (KLED = kurz)

$$N_d = 1,35 \cdot 42,0 + 1,5 \cdot 38,0 = 113,7$$
 kN

$$A = 10 \cdot 24 = 240$$
 cm²

$$\sigma_{c,0,d} = 10 \cdot \frac{N_d / 2}{A} = 10 \cdot \frac{113,7 / 2}{240} = 2,37$$
 N/mm²

Teil 1, Tabelle 8:

$$f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54$$
 N/mm²

Wind = 2. veränderliche Einwirkung:

$$\rightarrow w_d = \psi_0 \cdot 1,5 \cdot w_k$$

Teil 1, Tabelle 3: $\psi_0 = 0,6$

$$\rightarrow w_d = 0,6 \cdot 1,6 \cdot 1,8 = 1,62$$
 kN/m

$$\rightarrow M_{y,d} = 1,62 \cdot 4,3^2 / 8 = 3,74$$
 kNm

$$W_y = 10 \cdot 24^2 / 6 = 960$$
 cm³

$$\sigma_{m,y,d} = 1000 \cdot \frac{M_{y,d} / 2}{W_y} = 1000 \cdot \frac{3,74 / 2}{960} = 1,95$$
 N/mm²

Teil 1, Tabelle 8:

$$f_{m,y,d} = 1,125 \cdot 14,77 = 16,62$$
 N/mm²

Knicken um die y-Achse:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{0,289 \cdot h} = \frac{430}{0,289 \cdot 24} = 62$$

$$\rightarrow k_{c,y} = 0,648$$
 (Tabelle 4.1)

Knicken um die z-Achse:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{0,289 \cdot b} = \frac{430}{0,289 \cdot 10} = 149$$

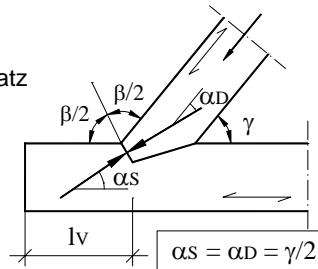
$$\rightarrow k_{c,z} = 0,144$$
 (Tabelle 4.1)

4.3 Versätze

Nachfolgend werden nur der Stirn- und der Fersenversatz behandelt.

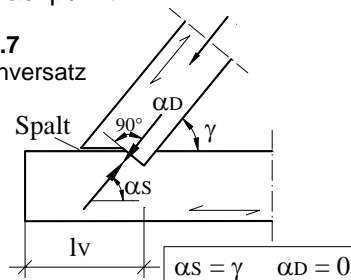
Beim Stirnversatz (**Bild 4.6**) wird die Stirnfläche in die Winkelhalbierende des Außenwinkels β gelegt, womit erreicht wird, dass die Beanspruchungswinkel in der Schwelle (α_S) und in der Diagonale (α_D) gleich groß sind.

Bild 4.6
Stirnversatz



Beim Fersenversatz (**Bild 4.7**) wird die Diagonale rechtwinklig abgeschnitten, so dass in der Diagonale die Druckspannung parallel zur Faser wirkt, in der Schwelle hingegen unter dem Winkel γ . Bei dieser Versatzform ist die Schwelle der „Schwachpunkt“.

Bild 4.7
Fersenversatz



Folgende Versagensmöglichkeiten sind zu überprüfen:

- Überschreitung der Druckfestigkeit in der Stirnfläche (Kontaktpressung),
- Abscheren im Vorholz der Schwelle,
- Versagen der Schwelle bzw. Knicken der Strebe durch gegebene Exzentrizitäten.

4.3.1 Kontaktpressung

Der Nachweis der Kontaktpressung kann prinzipiell auf der Grundlage der in Teil 2, Abschnitt 2.8 beschriebenen Regelungen erfolgen. Die Bestimmung der wirksamen Kontaktflächen getrennt für die Diagonale und die Schwelle erfordert jedoch einen Rechenaufwand, der nicht gerechtfertigt ist.

Daher dürfen bei Versätzen vereinfachte Regeln verwendet werden. So darf mit den tatsächlich vorhandenen Kontaktflächen gerechnet werden (keine Berechnung der wirksamen Kontaktflächen erforderlich), und die Druckfestigkeit unter einem Winkel α zur Faser darf ebenfalls vereinfacht berechnet werden.

Die erforderliche Versatztiefe t_v kann wie folgt berechnet werden (auf eine Herleitung der Gleichungen wird an dieser Stelle verzichtet):

Stirnversatz:

$$erf t_v \geq 10 \cdot \frac{D_d \cdot \cos^2(\gamma/2)}{b_D \cdot k_{V,\gamma/2} \cdot f_{c,0,d}} \quad (4.12a)$$

Fersenversatz:

$$erf t_v \geq 10 \cdot \frac{D_d \cdot \cos \gamma}{b_D \cdot k_{V,\gamma} \cdot f_{c,0,d}} \quad (4.12b)$$

mit

t_v = Versatztiefe in [cm]

D_d = Bem.wert der Strebenkraft in [kN]

γ = Strebenwinkel in [°]

b_D = Breite der Diagonalen in [cm]

$k_{V,\gamma}$ = Beiwert zur Abminderung

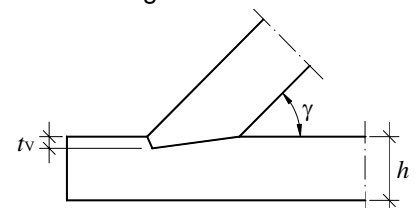
der Druckfestigkeit unter einem Winkel γ bzw. $\gamma/2$ zur Faser (**Tabelle 4.3**)

$f_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckfestigkeit

parallel zur Faser in [N/mm²]

Für die Einschnitttiefe (Versatztiefe) gibt es folgende Grenzwerte:

- Bei einseitigem Einschnitt:

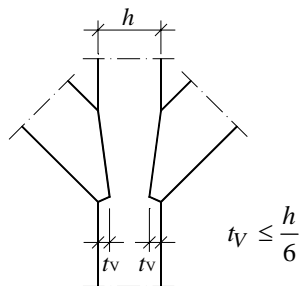


$$\gamma \leq 50^\circ : t_v \leq h/4$$

$$60^\circ < \gamma : t_v \leq h/6$$

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

- Bei zweiseitigem Einschnitt:



4.3.2 Abscheren im Vorholz

Die erforderliche Vorholzlänge l_V kann - unabhängig von der Versatzform - wie folgt berechnet werden:

$$\text{erf } l_V \geq 10 \cdot \frac{D_d \cdot \cos \gamma}{b_S \cdot f_{v,d}} \quad (4.13)$$

mit

l_V = Vorholzlänge in [cm]

D_d = Bem.wert der Strebenkraft in [kN]

γ = Strebenwinkel in [°]

b_S = Breite der Schwelle in [cm]

$f_{v,d}$ = Bem.wert der Schubfestigkeit in [N/mm²]

Die rechnerische Vorholzlänge darf dabei $8 \cdot t_v$ nicht überschreiten, weil sich der Bereich über $8 \cdot t_v$ nicht mehr an der Kraftübertragung beteiligt.

Aus konstruktiven Gründen wird eine Vorholzlänge von mindestens 20 cm empfohlen.

Beispiel 4.5

Anschluss mittels Stirnversatz:

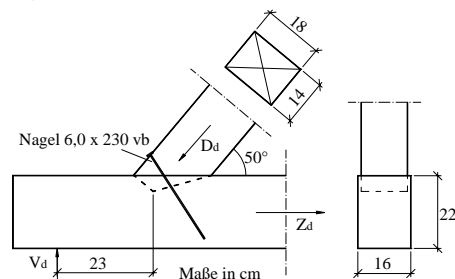
Druckstab ($b/h = 14/18$ cm)

Schwelle ($b/h = 16/22$ cm)

Material: C 24, NKL 1

Belastung: $D_{g,k} = 12,0$ kN,

$D_{s,k} = 24,0$ kN (H über NN ≤ 1000 m)



Gesucht:

Nachweis des Versatzes (Versatztiefe t_v , Vorholzlänge l_V für die LK g+s.

$D_d = 1,35 \cdot 12 + 1,5 \cdot 24 = 52,2$ kN

Versatztiefe:

$k_{V,25^\circ} = 0,538$ (Tabelle 4.3)

KLED = kurz (Teil 1, Tabelle 2)

$f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54$ N/mm²

Versatztiefe nach Gl.(4.12a):

$$\text{erf } t_v \geq 10 \cdot \frac{52,2 \cdot \cos^2(50/2)}{14 \cdot 0,538 \cdot 14,54} = 3,9 \text{ cm}$$

→ gewählt: $t_v = 4 \text{ cm} < h/4 = 4,5 \text{ cm}$

Vorholzlänge nach Gl.(4.13):

$f_{v,d} = 1,125 \cdot 1,66 = 1,87$ N/mm²

$$\text{erf } l_V \geq 10 \cdot \frac{52,2 \cdot \cos(50)}{16 \cdot 1,87}$$

= 11,2 cm < $8 \cdot 4 = 32$ cm

→ gewählt $l_V = 20$ cm (konstruktiv)

4.3.3 Exzentrizitäten

• In der Schwelle

Wegen der einzuhaltenden Vorholzlängen schneiden sich die in einem Anschluss angreifenden Kräfte meist nicht in einem Punkt (Bild 4.8). Somit entsteht in der Schwelle ein zusätzliches Biegemoment, welches zu einem Versagen im Bereich des Versatzeinschnittes führen kann.

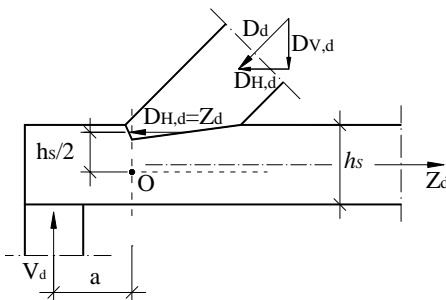


Bild 4.8 Exzentrische Auflagerung

Das Zusatzmoment ΔM_d kann näherungsweise wie folgt berechnet werden:

$$\Delta M_d \approx V_d \cdot a - Z_d \cdot \frac{h_S}{2} \quad (4.14)$$

mit

ΔM_d = Zusatzmoment

V_d = Bem.wert der Auflagerkraft

Z_d = Bem.wert der Zugkraft in der Schwelle

a = Exzentrizität

h_S = Höhe der Schwelle

Für die Schwelle ist dann das Zusammenwirken der Zugspannung und der Biegespannung wie folgt nachzuweisen:

$$10 \cdot \frac{Z_d / A_{n,S}}{f_{t,0,d}} + 1000 \cdot \frac{\Delta M_d / W_{n,S}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.15)$$

mit

Z_d = Bem.wert der Zugkraft in der Schwelle in [kN]

$A_{n,S}$ = Netto-Querschnittsfläche der Schwelle in [cm²]

ΔM_d = Zusatzmoment in [kNm]

$W_{n,S}$ = Netto-Widerstandsmoment der Schwelle in [cm³]

$f_{t,0,d}$ = Bem.wert der Zugfestigkeit parallel zur Faser in [N/mm²]

$f_{m,d}$ = Bem.wert der Biegefestigkeit in [N/mm²]

Beispiel 4.5 (siehe oben)

Gesucht:

Nachweis der Schwelle unter Berücksichtigung der gegebenen Exzentrizität.

$Z_d = D_d \cdot \cos \gamma = 52,2 \cdot \cos 50^\circ = 33,55$ kN

$V_d = D_d \cdot \sin \gamma = 52,2 \cdot \sin 50^\circ = 40,0$ kN

Zusatzmoment in der Schwelle:

Gl.(4.14): $\Delta M_d = 40,0 \cdot 0,23 - 33,55 \cdot 0,22/2 = 5,51$ kNm

$f_{t,0,d} = 1,125 \cdot 8,62 = 9,70$ N/mm²

$f_{m,d} = 1,125 \cdot 14,77 = 16,62$ N/mm²

Netto-Querschnittswerte:

Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass der Einschnitt in der Schwelle über die gesamte Breite b_S verläuft, und dass der Sparrennagel die Schwelle vollständig durchdringt.

$A_{n,S} = (16-0,6) \cdot (22-4) = 277,2$ cm²

$W_{n,S} = (16-0,6) \cdot (22-4)^2/6 = 831,6$ cm³

Nachweis nach Gl.(4.15):

$$10 \cdot \frac{33,55 / 277,2}{9,70} + 1000 \cdot \frac{5,5 / 831,6}{16,62}$$

= 0,125 + 0,40 = 0,52 < 1

Anmerkung:

Aus diesem Nachweis ist ersichtlich, dass die Zugkraft die Schwelle nur zu etwa 12% auslastet, das Zusatzmoment hingegen zu 40%!

• In der Strebe

Bei gleichseitiger Anordnung der Versätze nach Bild 4.9 entsteht in der Strebe ein ausmittiger Kraftfluss mit einer Exzentrizität e .

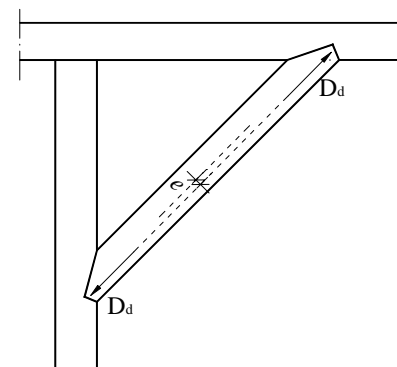


Bild 4.9 Exzentrizität e bei gleichseitiger Versatzanordnung

Die Ausmitten (Exzentrizitäten) e können dabei wie folgt berechnet werden:

Stirnversatz:

$$e = \frac{h_D - t_V}{2} \quad (4.16a)$$

Fersenversatz:

$$e = \frac{h_D - t_V / \cos \gamma}{2} \quad (4.16b)$$

Das durch diese Exzentrizität e entstehende Zusatzmoment ΔM_d ergibt sich zu:

$$\Delta M_d = D_d \cdot e \quad (4.17)$$

Dieses Zusatzmoment ist zusätzlich zum ohnehin erforderlichen Knicknachweis für die Strebe zu berücksichtigen.

Folgender Nachweis ist zu führen:

$$10 \cdot \frac{D_d / A_D}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + 1000 \cdot \frac{\Delta M_d / W_D}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.18)$$

Hierin bedeuten:

D_d = Bem.wert der Strebenkraft in [kN]

A_D = Querschnittsfläche in [cm²]

k_c = Knickbeiwert (Abschn. 4.2.1)

$f_{c,0,d}$ = Bem.wert der Druckfestigkeit in [N/mm²]

ΔM_d = Zusatzmoment in [kNm]

W_D = Widerstandsmoment in [cm³]

$f_{m,d}$ = Bem.wert der Biegefestigkeit in [N/mm²]

Beispiel 4.6

Gegeben: Kopfband (siehe nebenstehende Skizze)

Material: Alle Hölzer C 24, NKL 2.

$D_d = 27,0$ kN (KLED = kurz)

Gesucht: Überprüfung des Versatzes und Nachweis der Strebe.

Versatztiefe

$k_{V,22,5^\circ} = 0,578$ (Tabelle 4.3)

$f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54$ N/mm²

Versatztiefe nach Gl.(4.10):

$$\text{erf } t_V \geq 10 \cdot \frac{27,0 \cdot \cos^2(45/2)}{14 \cdot 0,578 \cdot 14,54} = 2,0 \text{ cm}$$

→ vorhandene Versatztiefe ausreichend

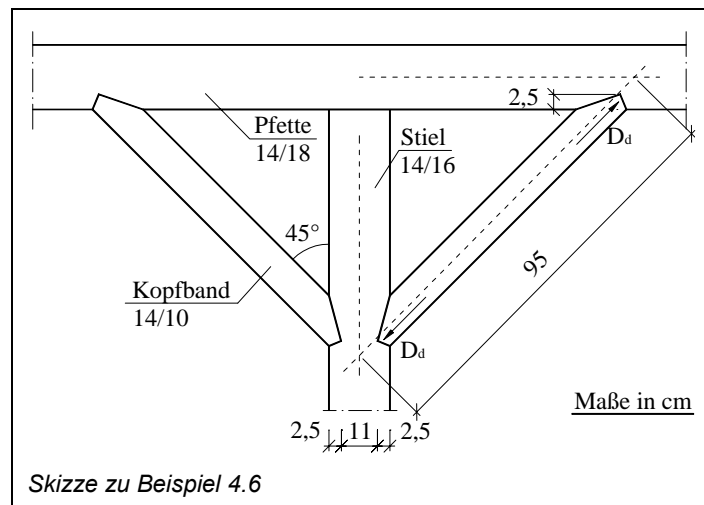
$$t_V = 2,5 \text{ cm} < h_{\text{Stiel}}/6 = 16/6 = 2,7 \text{ cm}$$

→ Versatztiefe zulässig

Vorholzlängen ebenfalls ausreichend, da alle Träger durchlaufen.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Bemessungsgleichungen für Stirn- und Fersenversatz nochmals zusammengefasst.

<p>Stirnversatz</p>	$\alpha_D = \alpha_S = \gamma / 2$ $\text{erf } t_V = 10 \cdot \frac{D_d}{b_D \cdot f_{c,0,d}} \cdot \frac{\cos^2(\gamma/2)}{k_{V,\gamma/2}}$ $\text{erf } l_V = 10 \cdot \frac{D_d \cdot \cos \gamma}{b_S \cdot f_{v,d}} \leq 8 \cdot t_V$ konstruktiv: $l_V \geq 20 \text{ cm}$ Ausmitte: $e = \frac{h_D - t_V}{2}$	
<p>Fersenversatz</p>	$\alpha_D = 0 \quad \alpha_S = \gamma$ $\text{erf } t_V = 10 \cdot \frac{D_d}{b_D \cdot f_{c,0,d}} \cdot \frac{\cos \gamma}{k_{V,\gamma}}$ $\text{erf } l_V = 10 \cdot \frac{D_d \cdot \cos \gamma}{b_S \cdot f_{v,d}} \leq 8 \cdot t_V$ konstruktiv: $l_V \geq 20 \text{ cm}$ Ausmitte: $e = \frac{h_D - t_V / \cos \gamma}{2}$	
D_d in [kN]	t_V, l_V, b in [cm]	$f_{c,0,d}, f_{v,d}$ in [N/mm ²]



Nachweis der Strebe

Schlankheit:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{0,289 \cdot h} = \frac{95}{0,289 \cdot 10} = 32,9$$

→ $k_c = 0,93$ (Tabelle 4.1)

$$A_D = 14 \cdot 10 = 140 \text{ cm}^2$$

$f_{c,0,d} = 1,125 \cdot 12,92 = 14,54$ N/mm²

$$e = \frac{10 - 2,5}{2} = 3,75 \text{ cm}$$

$$\text{Gl.(4.17): } \Delta M_d = 27,0 \cdot 0,0375 = 1,013 \text{ kNm}$$

$$W_D = 14 \cdot 10^3 / 6 = 233,3 \text{ cm}^3$$

$$f_{m,d} = 1,125 \cdot 14,7 = 16,62 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis nach Gl.(4.18):

$$10 \cdot \frac{27,0 / 140}{0,930 \cdot 14,54} + 1000 \cdot \frac{1,013 / 233,3}{16,62} = 0,143 + 0,261 = 0,40 < 1$$

Anmerkung:

Auch in diesem Beispiel ist die Beanspruchung infolge Zusatzmoment größer als die der planmäßigen Druckkraft.

Tabelle 4.1 Beiwerte k_c für den Knicknachweis

λ	C 24	GL 24		GL 28		GL 32		GL 36	
		h	c	h	c	h	c	h	c
0 - 15	1,0	1,0		1,0		1,0		1,0	
20	0,991	0,998	1,000	0,998	1,000	0,998	0,999	0,998	0,999
25	0,970	0,989	0,992	0,988	0,991	0,988	0,990	0,988	0,990
30	0,947	0,978	0,982	0,977	0,981	0,977	0,980	0,977	0,980
35	0,919	0,965	0,971	0,964	0,969	0,964	0,968	0,964	0,967
40	0,885	0,949	0,958	0,947	0,954	0,947	0,953	0,947	0,952
45	0,844	0,927	0,940	0,925	0,936	0,925	0,934	0,925	0,932
50	0,794	0,898	0,918	0,895	0,911	0,894	0,909	0,895	0,906
55	0,736	0,858	0,888	0,854	0,878	0,852	0,874	0,853	0,870
60	0,673	0,806	0,848	0,800	0,833	0,798	0,828	0,799	0,822
65	0,610	0,743	0,796	0,735	0,777	0,733	0,771	0,734	0,763
70	0,550	0,675	0,736	0,667	0,713	0,664	0,706	0,666	0,697
75	0,495	0,609	0,673	0,601	0,648	0,598	0,641	0,600	0,632
80	0,446	0,548	0,611	0,541	0,587	0,538	0,580	0,539	0,570
85	0,403	0,494	0,554	0,487	0,531	0,484	0,524	0,486	0,515
90	0,365	0,446	0,502	0,440	0,480	0,437	0,474	0,439	0,466
95	0,332	0,404	0,456	0,398	0,436	0,396	0,430	0,397	0,422
100	0,303	0,368	0,416	0,362	0,397	0,360	0,391	0,361	0,384
105	0,277	0,336	0,380	0,331	0,363	0,329	0,358	0,330	0,351
110	0,254	0,307	0,349	0,303	0,332	0,301	0,328	0,302	0,322
115	0,234	0,283	0,321	0,278	0,306	0,276	0,301	0,277	0,296
120	0,216	0,260	0,296	0,256	0,282	0,255	0,278	0,256	0,273
125	0,200	0,241	0,274	0,237	0,261	0,236	0,257	0,236	0,252
130	0,186	0,223	0,254	0,220	0,242	0,218	0,238	0,219	0,234
135	0,173	0,208	0,236	0,204	0,225	0,203	0,222	0,204	0,217
140	0,162	0,193	0,220	0,190	0,210	0,189	0,207	0,190	0,203
145	0,151	0,181	0,206	0,178	0,196	0,177	0,193	0,177	0,189
150	0,142	0,169	0,193	0,167	0,183	0,165	0,181	0,166	0,177

Tabelle 4.2 Beiwerte k_m für den Kippnachweis

$\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2}$	C 24	GL 24		GL 28		GL 32		GL 36	
		h	c	h	c	h	c	h	c
≤100	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
120	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
140	0,988	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
160	0,948	1,0	1,0	1,0	0,995	0,992	0,979	0,978	0,968
180	0,911	0,993	0,964	0,972	0,960	0,957	0,944	0,943	0,932
200	0,876	0,963	0,932	0,941	0,928	0,925	0,911	0,910	0,898
220	0,842	0,934	0,901	0,910	0,897	0,894	0,879	0,878	0,866
240	0,811	0,906	0,872	0,881	0,868	0,864	0,849	0,848	0,835
260	0,780	0,879	0,844	0,854	0,839	0,836	0,820	0,819	0,805
280	0,751	0,853	0,817	0,827	0,812	0,808	0,792	0,791	0,777
300	0,722	0,829	0,791	0,801	0,786	0,782	0,765	0,764	0,749
320	0,695	0,805	0,766	0,776	0,760	0,756	0,739	0,738	0,723
340	0,668	0,781	0,741	0,752	0,736	0,732	0,714	0,712	0,697
360	0,642	0,759	0,718	0,729	0,712	0,708	0,689	0,688	0,672
380	0,617	0,737	0,694	0,706	0,689	0,684	0,665	0,664	0,648
400	0,593	0,716	0,672	0,684	0,666	0,662	0,642	0,641	0,624
450	0,534	0,664	0,618	0,631	0,612	0,607	0,586	0,585	0,567
500	0,481	0,616	0,567	0,581	0,560	0,555	0,534	0,532	0,514
550	0,437	0,570	0,519	0,533	0,512	0,507	0,485	0,484	0,467
600	0,401	0,526	0,476	0,489	0,469	0,465	0,445	0,444	0,428
650	0,370	0,485	0,439	0,451	0,433	0,429	0,411	0,409	0,395
700	0,343	0,451	0,408	0,419	0,402	0,398	0,381	0,380	0,367
750	0,320	0,421	0,380	0,391	0,375	0,372	0,356	0,355	0,342
800	0,300	0,394	0,357	0,367	0,352	0,348	0,334	0,333	0,321
850	0,283	0,371	0,336	0,345	0,331	0,328	0,314	0,313	0,302
900	0,267	0,351	0,317	0,326	0,313	0,310	0,297	0,296	0,285
950	0,253	0,332	0,300	0,309	0,296	0,293	0,281	0,280	0,270
1000	0,240	0,315	0,285	0,293	0,282	0,279	0,267	0,266	0,257

Tabelle 4.3 Beiwerte $k_{v,\alpha}$ für Versätze

α ¹⁾ [°]	C 24	GL 24		GL 28	
		h	c	h	c
15	0,726	0,768	0,811	0,734	0,768
16	0,704	0,746	0,791	0,711	0,746
17	0,682	0,725	0,771	0,690	0,725
18	0,661	0,704	0,751	0,668	0,704
19	0,641	0,684	0,732	0,648	0,684
20	0,622	0,664	0,712	0,628	0,664
21	0,604	0,645	0,693	0,610	0,645
22	0,586	0,626	0,674	0,592	0,626
23	0,569	0,608	0,655	0,574	0,608
24	0,553	0,591	0,637	0,558	0,591
25	0,538	0,574	0,619	0,542	0,574
26	0,523	0,558	0,602	0,527	0,558
27	0,509	0,542	0,586	0,512	0,542
28	0,496	0,527	0,569	0,499	0,527
29	0,483	0,513	0,554	0,485	0,513
30	0,471	0,499	0,539	0,473	0,499
31	0,460	0,486	0,524	0,461	0,486
32	0,449	0,473	0,510	0,449	0,473
33	0,438	0,461	0,497	0,438	0,461
34	0,428	0,450	0,484	0,428	0,450
35	0,419	0,439	0,471	0,418	0,439
36	0,410	0,428	0,459	0,408	0,428
37	0,401	0,418	0,448	0,399	0,418
38	0,393	0,408	0,437	0,390	0,408
39	0,385	0,399	0,426	0,382	0,399
40	0,377	0,390	0,416	0,374	0,390
41	0,370	0,381	0,406	0,366	0,381
42	0,363	0,373	0,397	0,359	0,373
43	0,357	0,365	0,388	0,352	0,365
44	0,350	0,358	0,379	0,345	0,358
45	0,344	0,350	0,371	0,339	0,350
46	0,339	0,343	0,363	0,333	0,343
47	0,333	0,337	0,355	0,327	0,337
48	0,328	0,331	0,348	0,321	0,331
49	0,323	0,324	0,341	0,316	0,324
50	0,318	0,319	0,335	0,311	0,319
51	0,313	0,313	0,329	0,306	0,313
52	0,309	0,308	0,322	0,301	0,308
53	0,304	0,303	0,317	0,297	0,303
54	0,300	0,298	0,311	0,292	0,298
55	0,297	0,293	0,306	0,288	0,293
56	0,293	0,289	0,301	0,284	0,289
57	0,289	0,285	0,296	0,281	0,285
58	0,286	0,281	0,292	0,277	0,281
59	0,283	0,277	0,287	0,274	0,277
60	0,280	0,273	0,283	0,270	0,273

¹⁾ α ist der Winkel zwischen Kraft und Faserrichtung des Holzes:
 Bei Stirnversatz: α = halber Strebenwinkel
 Bei Fersenversatz: α = Strebenwinkel

Die neue DIN 1052

Verbindungen: Grundlagen, Stabdübel

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 5

5.1 Grundlagen

5.1.1 Mindestabstände

In der nebenstehenden **Tabelle 5.1** sind die neuen Definitionen für die Mindestabstände zusammengestellt.

Hinweis: Die angegebenen Bezeichnungen weichen von denen der DIN 1052 ab. Die abweichenden Bezeichnungen wurden zum besseren Verständnis gewählt.

In den Abschnitten über die verschiedenen Verbindungsmittel werden Tabellen vorgestellt, in denen die einzuhaltenden Abstände bereits zahlenmäßig angegeben sind.

5.1.2 Spaltgefahr

In Versuchen hat sich gezeigt, dass bei mehreren in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmitteln das Holz aufspaltet, bevor die eigentliche Tragfähigkeit der Verbindungsmittel erreicht wird (siehe **Bild 5.1**).

Daher dürfen z.B. zwei hintereinander liegende Stabdübel oder Dübel besonderer Bauart nicht voll angesetzt werden, sondern es ist mit einer reduzierten Tragfähigkeit zu rechnen.

Bei Nägeln mit Durchmessern ≤ 6 mm braucht diese Spaltgefahr nicht berücksichtigt zu werden.

Tabelle 5.1 Definitionen von Mindestabständen

Bezeichnung	Erläuterung	Skizze
$a_{ }$ (a_1) ¹⁾	Abstand untereinander parallel zur Faser	
a_{\perp} (a_2) ¹⁾	Abstand untereinander rechtwinklig zur Faser	
$a_{ b}$ ($a_{1,t}$) ¹⁾	Abstand zum beanspruchten Rand parallel zur Faser	
$a_{ u}$ ($a_{1,c}$) ¹⁾	Abstand zum unbeanspruchten Rand parallel zur Faser	
$a_{\perp b}$ ($a_{2,t}$) ¹⁾	Abstand zum beanspruchten Rand rechtwinklig zur Faser	
$a_{\perp u}$ ($a_{2,c}$) ¹⁾	Abstand zum unbeanspruchten Rand rechtwinklig zur Faser	

¹⁾ Bezeichnung nach DIN 1052

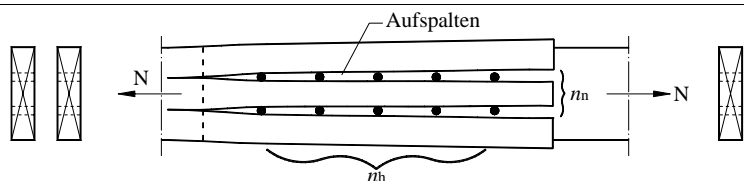


Bild 5.1 Aufspalten des Holzes bei hintereinander liegenden Verbindungsmitteln

Diese Spaltgefahr ist dabei abhängig von folgenden Einflussfaktoren:

- dem Abstand der Verbindungsmittel untereinander (bei stiftförmigen Verbindungsmitteln,
- dem Winkel Kraft / Faser,
- dem Durchmesser der Verbindungsmittel.

Bei stiftförmigen Verbindungsmitteln (z.B. Stabdübel, Bolzen, Nägeln) berechnet sich die effektiv wirksame Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmittel $n_{h,ef}$ zu:

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n_h \\ n_h^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{\text{vorh. } a_{\parallel}}{10 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (5.1)$$

mit

n_h = Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Verbindungsmittelreihen

vorh a_{\parallel} = vorhandener Abstand der Verbindungsmittel in Faserrichtung des Holzes

d = Durchmesser des stiftförmigen Verbindungsmittels

Bei Dübeln besonderer Bauart berechnet sich $n_{h,ef}$ unabhängig vom Abstand a_{\parallel} zu:

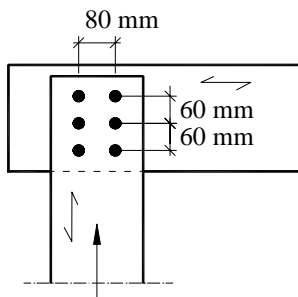
$$n_{h,ef} = \begin{cases} n_h & \text{bei } n_h \leq 2 \\ 2 + \left(1 - \frac{n_h}{20}\right) \cdot (n_h - 2) \leq 10 & \text{bei } n_h > 2 \end{cases} \quad (5.2)$$

Die Gleichungen (5.1) und (5.2) gelten für Hölzer mit einem Kraftangriff parallel zur Faser.

Bei einem Kraftangriff rechtwinklig zur Faser besteht keine Spaltgefahr im Sinne eines „Ineinanderschiebens“ der Verbindungsmittel parallel zur Faser. Daher darf für solche Hölzer mit der vollen Anzahl der Verbindungsmittel gerechnet werden (d.h. $n_{h,ef} = n_h$).

Beispiel 5.1

Gegeben: Anschluss Riegel an zweiteilige Stütze mit 6 Stabdübeln $\varnothing 12$ mm



Gesucht: Anzahl der effektiv wirksamen Verbindungsmittel, getrennt für den Riegel und die Stütze

Riegel:

Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Stabdübel:

$$n_{h,Riegel} = 2$$

Winkel Kraft - Faser = 90°

→ keine Spaltgefahr durch hintereinander liegende Verbindungsmittel

$$\rightarrow n_{h,ef} = 2$$

Anzahl der in Faserrichtung nebeneinander liegenden Verbindungsmittel:

$$n_{n,Riegel} = 3$$

→ Anzahl der effektiv wirksamen SDü:

$$n_{ef,Riegel} = 2 \cdot 3 = 6$$

Stütze:

Anzahl der in Faserrichtung hintereinander liegenden Stabdübel:

$$n_{h,Stütze} = 3$$

Winkel Kraft - Faser = 0°

→ Spaltgefahr durch hintereinander liegende Verbindungsmittel

→ Abminderung nach Gl.(5.1):

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \\ 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{60}{10 \cdot 12}} = 2,26 \end{array} \right.$$

Anzahl der in Faserrichtung nebeneinander liegenden Verbindungsmittel:

$$n_{n,Stütze} = 2$$

→ Anzahl der effektiv wirksamen SDü:

$$n_{ef,Stütze} = 2,26 \cdot 2 = 4,52$$

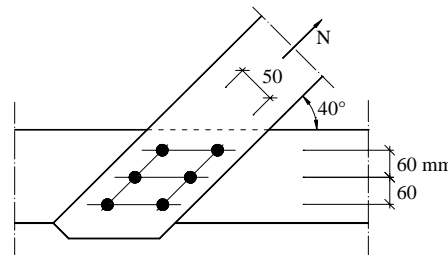
Dies bedeutet, dass wegen der Spaltgefahr in der Stütze nur 4,52 Stabdübel als wirksam angesetzt werden dürfen, obwohl insgesamt 6 vorhanden sind!

Bei einem Kraftangriff schräg zur Faserrichtung darf für die hintereinander liegenden Verbindungsmittel mit interpolierten Werten gerechnet werden:

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n_h \\ n_{h,ef}(\alpha = 0) \cdot \frac{90 - \alpha}{90} + n_h \cdot \frac{\alpha}{90} \end{array} \right. \quad (5.3)$$

Beispiel 5.2

Gegeben: Fachwerkknoten mit 6 Stabdübeln $\varnothing 16$ mm



Gesucht: Anzahl der effektiv wirksamen Stabdübel, getrennt für die Diagonale und den Gurt

Diagonale:

$$a_{\parallel} = 60 / \sin 40^\circ = 93,3 \text{ mm}$$

Winkel Kraft - Faser = 0°

→ Abminderung nach Gl.(5.1):

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \\ 3^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{93,3}{10 \cdot 16}} = 2,35 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow n_{ef,Diagonale} = 2,35 \cdot 2 = 4,70$$

Gurt:

$$a_{\parallel} = 50 / \sin 40^\circ = 77,8 \text{ mm}$$

Winkel Kraft - Faser = 40°

→ Abminderung nach Gl.(5.3):

$n_{h,ef}$ für $\alpha = 0^\circ$:

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \\ 2^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{77,8}{10 \cdot 16}} = 1,56 \end{array} \right.$$

$n_{h,ef}$ für $\alpha = 90^\circ$: $n_{h,ef} = 2$

$n_{h,ef}$ für $\alpha = 40^\circ$ (Gl.(5.3)):

$$n_{h,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \\ 1,56 \cdot \frac{90 - 40}{90} + 2 \cdot \frac{40}{90} = 1,76 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow n_{ef,Diagonale} = 1,76 \cdot 3 = 5,27$$

Dies bedeutet, dass die Spaltgefahr in der Diagonale am größten ist.

Somit dürfen für den Anschluss nur 4,70 effektiv wirksame SDü angesetzt werden.

5.2 Tragverhalten stiftförmiger Verbindungsmittel

5.2.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit einer stiftförmigen Verbindung wird bestimmt von

- der Lochleibungsfestigkeit der miteinander verbundenen Hölzer, und damit von deren Rohdichte,
- dem Fließmoment des Stiftes (Stahlgüte).

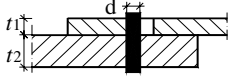
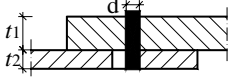

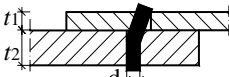
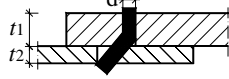
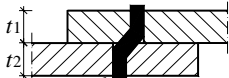
Die in DIN 1052 vorgeschlagene Bemessung für stiftförmige Verbindungen basiert auf Arbeiten von Johansen (1949). Mit der sog. Johansen-Theorie kann die Tragfähigkeit von Nägeln, Stabdübeln, Bolzen, Holzschrauben und Klammern berechnet werden, wobei verschiedene Versagensmechanismen berücksichtigt werden.

Nachfolgend wird dies am Beispiel von einschnittigen Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen erläutert.

5.2.2 Holz-Holz-Verbindungen

In **Tabelle 5.2** sind die bei einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen möglichen Versagensfälle zusammengefasst und erläutert.

Tabelle 5.2 Mögliche Versagensarten bei einschnittigen Holz-Holz-Verbindungen

	Erläuterung
①	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Teil 1. Tritt nur auf bei hoher Stahlgüte und $t_2 \gg t_1$
②	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Teil 2 (analog Fall ①)
③	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in beiden Teilen; Stift bleibt gerade. Häufige Versagensart bei geringen Holzdicke
④	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit in Teil ① und zusätzliches Fließgelenk im Stift. Tritt ein bei größerer Holzdicke t_2 und kleinerer Holzdicke t_1
⑤	 Analog Fall ④.
⑥	 Zwei Fließgelenke im Stift. Tritt ein bei größeren Holzdicke

Auf eine Darstellung der Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeiten für jeden Versagensfall wird an dieser Stelle verzichtet.

Der Versagensfall ⑥ ist deshalb grau hinterlegt, weil dieser das „Wunschversagen“ darstellt: Unter Einhaltung gewisser Mindestholzdicke tritt immer dieser Versagensfall ein, so dass man sich nicht weiter um die andern kümmern muss.

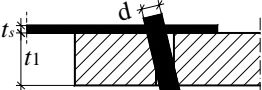




In den Abschnitten über die verschiedenen Verbindungsmittel werden Tabellen vorgestellt, in denen diese Mindestholzdicke bereits zahlenmäßig angegeben sind.

5.2.3 Stahlblech-Holz-Verbindungen

In **Tabelle 5.3** sind die bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen möglichen Versagensfälle zusammengefasst und erläutert.

Hierbei wird zwischen dünnen und dicken Stahlblechen unterschieden. Bei dünnen Blechen bleibt der Stift im Blech gerade: das Blech ist zu schwach, um den Stift so fest zu „packen“, dass sich dort ein Fließmoment einstellt.

Tabelle 5.3 Mögliche Versagensarten bei einschnittigen Stahlblech-Holz-Verbindungen

Dünnes Stahlblech	
①	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit, Stift verdreht sich, bleibt jedoch gerade. Tritt ein bei geringer Holzdicke
②	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit und zusätzlich Fließgelenk im Stift. Im dünnen Blech bleibt der Stift gerade
Dickes Stahlblech	
①	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Holz. Tritt nur bei sehr geringen Holzdicke ein.
②	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit im Holz und zusätzliches Fließgelenk
③	 Erreichen der Lochleibungsfestigkeit und zusätzlich Ausbildung von zwei Fließgelenken. Tritt ein bei größeren Holzdicke

Ein dünnes Stahlblech liegt dann vor, wenn die Blechdicke kleiner oder gleich dem halben Stiftdurchmesser ist:

$$\text{dünnes Blech: } t_s \leq d/2 \quad (5.4)$$

Von einem dicken Blech wird gesprochen, wenn das Blech mindestens so dick ist wie der Stiftdurchmesser:

$$\text{dickes Blech: } t_s \geq d \quad (5.5)$$

Bei einem Blech „mittlerer“ Dicke darf zwischen den Rechenwerten für dünne und dicke Bleche linear interpoliert werden.

Bei Sondernägeln der Tragfähigkeitsklasse 3 gilt ein Blech bereits ab einer Dicke von $t_s = 2 \text{ mm}$ (bei Nägeln $d = 4 \text{ mm}$) bzw. $t_s = 3 \text{ mm}$ (bei Nägeln mit $d = 6 \text{ mm}$) als dick. Dies kann mit dem Einhängeneffekt der Nägel erklärt werden, die eine höhere Tragfähigkeit ermöglichen.

5.2.4 Bemessung

Nach der neuen DIN 1052 kann die Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln auf zwei Arten berechnet werden:

- Nach dem genaueren Verfahren (Johansen-Theorie) unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagensmöglichkeiten. Auf diese Berechnung wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen.
- Nach einem vereinfachten Verfahren.

Beim vereinfachten Verfahren wird vorausgesetzt, dass bestimmte Mindestholzdicke eingehalten werden. Ist dies der Fall, so kann die char. Tragfähigkeit R_k eines Stiftes nach folgender prinzipieller Gleichung berechnet werden:

$$R_k = A \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,k} \cdot f_{h,k} \cdot d} \quad (5.6)$$

Hierin bedeuten:

A = Faktor, der z.B. den Winkel zwischen Kraft zur Faserichtung berücksichtigt, oder ob ein dünnes bzw. dickes Blech gegeben ist

$M_{y,k}$ = Fließmoment des Stiftes, abhängig von der Stahlgüte

$f_{h,k}$ = Lochleibungsfestigkeit des Holzes, abhängig von dessen Rohdichte

d = Durchmesser des Stiftes

Damit kann - anders als nach bisheriger Norm - die höhere Tragfähigkeit eines Stiftes höherer Stahlgüte endlich auch rechnerisch angesetzt werden. Ebenso trägt ein in Brettschichtholz eingetriebener Stift künftig mehr als in einem Vollholz (wegen der höheren Rohdichte).

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit R_d wird - wie bei den Bauteilen auch - über folgende Beziehung ermittelt:

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5.7)$$

mit

k_{mod} = Beiwert nach **Teil 1, Tabelle 7**
 γ_M = Material-Sicherheitsbeiwert
 = 1,1 nach **Teil 1, Tabelle 5**

In den nachfolgenden Abschnitten über die versch. Verbindungsmittel werden Tabellen angeboten, in denen die Faktoren A , k_{mod} und γ_M bereits eingerechnet sind.

Sind die geforderten Mindestholzdicken nicht eingehalten, so darf die Tragfähigkeit eines Stiftes linear, d.h. im Verhältnis der vorhandenen zur geforderter Holzdicke abgemindert werden. Bei zwei Hölzern darf der kleinere der beiden Abminderungswerte genommen werden:

$$R_d = R_d \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 / t_{1,req} \\ t_2 / t_{2,req} \end{array} \right. \quad (5.8)$$

mit

$t_{1/2}$ = vorhandene Holzdicke
 $t_{1/2,req}$ = Mindestholzdicken
 (req = engl. „required“)

5.3 Stabdübel- und Bolzenverbindungen

In DIN 1052 sind Stabdübel, Bolzen und Passbolzen mit Durchmessern von 6 bis 30 mm definiert.

5.3.1 Stabdübel

Die Löcher für Stabdübel im Holz sind mit dem Nenndurchmesser zu bohren. Bei Stahlblech-Holz Verbindungen dürfen die Löcher im Stahlteil bis zu 1 mm größer sein.

Tragende Verbindungen sollten mindestens 4 Scherflächen und mindestens zwei Stabdübel aufweisen.

5.3.2 Bolzen

Die Löcher für Bolzen dürfen bis zu 1 mm größer sein als der Nenndurchmesser des Bolzens. Bedingt durch den daraus resultierenden Anfangsschlupf in der Verbindung, dürfen Bolzenverbindungen - wie bisher auch - nicht in Dauerbauten verwendet werden, bei denen es auf Steifigkeit und Formbeständigkeit der Konstruktion ankommt.

5.3.3 Passbolzen

Unter Passbolzen sind Bolzen zu verstehen, die passend im Holz sitzen (d.h. Lochdurchmesser = Nenndurchmesser). Passbolzen verhalten sich somit wie Stabdübel.

Passbolzen werden z.B. bei Stahlblech-Holz-Verbindungen mit außen liegenden Blechen eingesetzt. Aber auch bei Holz-Holz-Verbindungen mit Stabdübeln werden Passbolzen an den Laschenenden eingesetzt. Diese haben die Funktion, die Verkrümmungen der einseitig beanspruchten, außen liegenden Stäbe zu verhindern (s. *Abschnitt 2.3.2*).

Passbolzen weisen gegenüber Stabdübeln eine höhere Tragfähigkeit auf. Dies kann mit dem in **Bild 5.2** dargestellten „Einhängeeffekt“ erklärt werden.

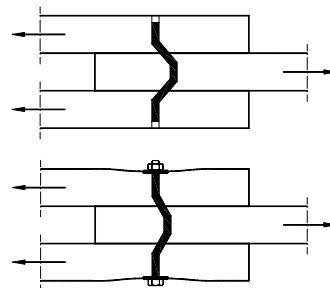


Bild 5.2

oben: „Einziehen“ eines Stabdübels im Bruchzustand

unten: „Einhängeeffekt“ eines Passbolzens durch Eindrückung der U-Scheibe

Für Passbolzen darf im Vergleich zu Stabdübeln eine um 25% erhöhte Tragfähigkeit angesetzt werden.

Werden in einem Anschluss Stabdübel und Passbolzen gemeinsam verwendet, so wird der Einfachheit halber empfohlen, die Passbolzen wie Stabdübel zu behandeln. Diese Näherung liegt auf der sicheren Seite.

5.3.4 Holz-Holz-Verbindungen

- Mindestholzdicken, und Tragfähigkeiten

In **Tabelle 5.4** sind Werte für die Mindestholzdicken und die Bemessungswerte der Tragfähigkeit pro Scherfuge angegeben. Diese Tabelle ist gültig für:

- zweischnittige Verbindungen,
- Material C 24,
- Stabdübel der Güte S 235,
- NKL = 2 und KLED = mittel.

Wird von diesen Voraussetzungen abgewichen, so sind ggfls. Modifikationen vorzunehmen.

Mehrschnittige Verbindungen:

Sind die Mindestholzdicken eingehalten, so dürfen die Tabellenwerte auch für mehrschnittige Verbindungen herangezogen werden.

Anderes Holz

Kommt z.B. Brettschichtholz zum Einsatz, oder wird eine Vollholzstütze an einen BSH-Riegel angeschlossen, so liegt wegen der veränderten Rohdichten auch ein anderes Tragverhalten vor. Dieses wird über den Faktor A in *Gl.(5.6)* berücksichtigt.

Eine Erläuterung dieses komplexen Einflusses würde an dieser Stelle zu weit führen. Bei Verwendung „üblicher“ Materialien (C 24/S 10 bis GL 28h/BS 14h) ergeben sich folgende Tendenzen:

- die Tragfähigkeiten erhöhen sich um bis zu etwa 8%,
- die geforderten Mindestholzdicken können sowohl um bis zu 4% größer als auch um bis zu 11% kleiner werden.

Nach Meinung des Verfassers können daher die Rechenwerte der **Tabelle 5.2** in ausreichender Näherung und meist auf der sicheren Seite liegend auch bei Verwendung dieser Materialien verwendet werden. Bei maschinell sortiertem BSH hingegen „lohnt“ sich eine genauere Rechnung.

Anderer Stahlgüte

Bei Verwendung anderer Stifte (z.B. Bolzen) oder anderer Stahlgüten dürfen die Werte aus **Tabelle 5.4** mit den Korrekturfaktoren der **Tabelle 5.5** multipliziert werden.

Anderer NKL und KLED

Liegt eine andere Nutzungsklasse oder eine andere Klasse der Lasteinwirkungsdauer vor, so sind die Tabellenwerte entsprechend zu modifizieren. Die zugehörigen Beiwerte sind im Fußnotenbereich der **Tabelle 5.4** angegeben.

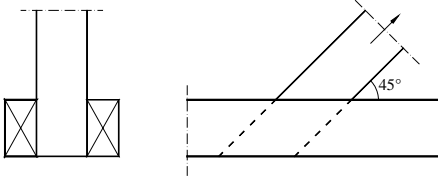
- *Anordnung der Verbindungsmittel, Mindestabstände*

In **Tabelle 5.6** und **5.7** sind Mindestabstände für Stoßverbindungen und Schräganschlüsse angegeben.

Beispiel 5.3

Gegeben:

Anschluss einer einteiligen Diagonale ($b/h = 80/160$ mm) an einen zweiteiligen Untergurt ($b/h = 2 \times 100/180$ mm) mittels Passbolzen $\varnothing 16$ mm (Güte 5.6). Material: GL 24h, NKL = 1, KLED = mittel



Gesucht:

1. Mindestholzdicken
2. Tragfähigkeit eines Stabdübels

Lösung:

Eingangswerte für **Tabelle 5.4**:

SH (Untergurt): $\alpha_1 = 45^\circ$

MH (Diagonale): $\alpha_2 = 0^\circ$

$\rightarrow t_{1,req}$ (SH) = 90 mm

$\rightarrow t_{2,req}$ (MH) = 60 mm

$\rightarrow R_d = 7,20$ kN pro Scherfuge

PBo 5.6 \rightarrow Tabelle 5.5:

$\rightarrow t_{1,req} = 1,179 \cdot 90 = 106$ mm > 100 mm !

$\rightarrow t_{2,req} = 1,179 \cdot 60 = 71$ mm < 80 mm \checkmark

$\rightarrow R_d = 1,473 \cdot 7,20 = 10,61$ kN pro SF

$\rightarrow R_d = 2 \cdot 10,61 = 21,22$ kN pro PBo

Wegen der nicht eingehaltenen Mindestholzdicke für den Untergurt ist die Tragfähigkeit nach Gl.(5.8) abzumindern:

$$R_d = 21,22 \cdot \frac{100}{106} = 20,02 \text{ kN}$$

Bei genauerer Rechnung unter Berücksichtigung der höheren Rohdichte für GL 24h ergeben sich folgende Werte:

$t_{1,req}$ (SH) = 102 mm > 100 mm !

$t_{2,req}$ (MH) = 69 mm < 80 mm \checkmark

$R_d = 11,06$ kN pro Scherfuge (+ 4%)

$$\rightarrow R_d = 2 \cdot 11,06 \cdot \frac{100}{102} = 21,69 \text{ kN (+ 8\%)}$$

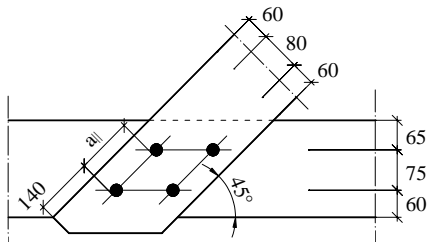
Beispiel 5.4

Gegeben:

Anschluss einer zweiteiligen Diagonale ($b/h = 2 \times 100/200$ mm) an einen einteiligen Untergurt ($b/h = 100/200$ mm) mittels Stabdübel $\varnothing 20$ mm (S 235).

Material: C 24, NKL = 1,

Belastung $Z_d = 75$ kN, KLED = mittel



Gesucht:

Überprüfung des Anschlusses

Lösung:

Eingangswerte für **Tabelle 5.4**:

SH (Diagonale): $\alpha_1 = 0^\circ$

MH (Untergurt): $\alpha_2 = 45^\circ$

Mindestholzdicken:

$\rightarrow t_{1,req}$ (SH) = 91 mm < 100 mm \checkmark

$\rightarrow t_{2,req}$ (MH) = 96 mm < 100 mm \checkmark

Tragfähigkeit:

KLED = kurz

$\rightarrow R_d = 1,125 \cdot 10,44 = 11,75$ kN pro SF

Keine weiteren Modifikationen wegen anderer Stahlgüte

$\rightarrow R_d = 2 \cdot 11,75 = 23,50$ kN pro SDü

Tragfähigkeit des Anschlusses ist Abhängig vom Anschlussbild (siehe Abschn. 5.1.2). Maßgebend wird die Diagonale, weil hier die Kraft parallel zur Faser angreift. Abminderung wegen Spaltgefahr nach Gl.(5.1):

$a_{||} = 75/\sin 45 = 106$ mm

$n_h = 2$

$$n_{h,ef} = \min \left\{ 2, 2 \cdot 0,9 \cdot \sqrt[4]{\frac{106}{10 \cdot 20}} \right\} = 1,59$$

$\rightarrow n_{ef} = 2 \cdot 1,59 = 3,18$ SDü

Tragfähigkeit des Anschlusses:

$R_d = 3,18 \cdot 23,50 = 74,7$ kN $\approx Z_d$

Anschlussbild (Tabelle 5.7):

Abstände in der Diagonale:

$a_{\perp,u} = 60$ mm = vorh \checkmark

$\textcircled{2} = 63$ mm < 80 mm \checkmark

$a_{||,b} = 140$ mm = vorh \checkmark

Abstände im Gurt:

$a_{\perp,b} = 60$ mm < 65 mm \checkmark

$a_{\perp,u} = 60$ mm = vorh \checkmark

$\textcircled{1} = 71$ mm < 75 mm \checkmark

5.3.5 Stahlblech-Holz-Verbindungen

In **Tabelle 5.8** sind die Mindestholzdicken t_{req} und die Bemessungswerte der Tragfähigkeit R_d pro Scherfuge für Stahlblech-Holz-Verbindungen zusammengestellt. Die Tabellenwerte gelten dabei unter folgenden Voraussetzungen:

- innenliegendes Blech oder dicke, außen liegende Bleche,
- Stabdübel S 235,
- NKL = 2 und KLED = mittel.

Wird von diesen Voraussetzungen abgewichen, so sind ggfls. Modifikationen vorzunehmen.

Andere Stahlgüte

Bei Verwendung anderer Stifte (z.B. Passbolzen) oder anderer Stahlgüten dürfen die Werte aus **Tabelle 5.8** mit den Korrekturfaktoren der **Tabelle 5.5** multipliziert werden.

Andere NKL und KLED

Liegt eine andere Nutzungsklasse oder eine andere Klasse der Lasteinwirkungsdauer vor, so sind die Tabellenwerte entsprechend zu modifizieren. Die zugehörigen Beiwerte sind im Fußnotenbereich der **Tabelle 5.8** angegeben.

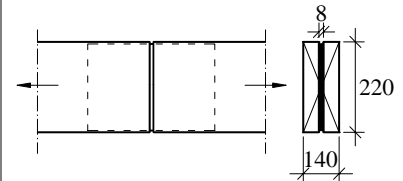
Beispiel 5.5

Gegeben:

Stoß eines einteiligen Zugstabes ($b/h = 140/220$ mm) mittels Stabdübeln und eingeschlitztem Blech ($t = 8$ mm).

$N_{g,k} = 45,0$ kN, $N_{s,k} = 95,0$ kN (H über NN ≤ 1000 m).

Material: GL 28h, NKL 1



Gesucht:

Dimensionierung des Anschlusses unter Verwendung von Stabdübeln $\varnothing 12$ mm (S 235) und evtl. Verwendung zusätzlicher Passbolzen (4.6).

Lösung:

$N_d = 1,35 \cdot 45,0 + 1,5 \cdot 95,0 = 203,25$ kN (LK g + s, KLED = kurz)

Holzdicken:

vorh $t_1 = (140 - 8)/2 = 66$ mm

Tabelle 5.8:

$\rightarrow t_{1,req} = 65$ mm < 66 mm \checkmark

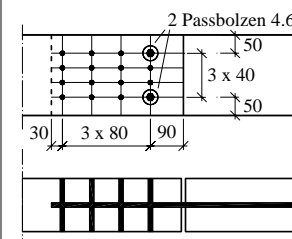
$\rightarrow R_d = 1,125 \cdot 7,20 = 8,10$ kN pro SF

$\rightarrow R_d = 2 \cdot 8,10 = 16,20$ kN pro SDü

erforderliche Anzahl an VM:

erf $n = N_d/R_d = 203,25/16,20 = 12,55$ SDü

gewählt: 4 Reihen nebeneinander à 4 SDü hintereinander (einschl. 2 Passbolzen am Stabende)



Mindestabstände nach **Tabelle 5.6**:

$a_{||} = 60$ mm < 80 mm \checkmark

$a_{||,b} = 84$ mm < 90 mm \checkmark

$a_{\perp} = 36$ mm < 40 mm \checkmark

Tragfähigkeit des Anschlusses unter Berücksichtigung der Spaltgefahr:

Abminderung nach Gl.(5.1)

$$n_{h,ef} = \min \left\{ 4, 4 \cdot 0,9 \cdot \sqrt[4]{\frac{80}{10 \cdot 12}} \right\} = 3,15$$

$\rightarrow n_{ef} = 4 \cdot 3,15 = 12,6$ SDü $> 12,55$ \checkmark

Tabelle 5.4 Holz-Holz-Verbindungen, Material C 24, Stabdübel S 235

α_1 = Winkel Kraft-/ Faserrichtung im Seitenholz (SH), α_2 = Winkel Kraft-/ Faserrichtung im Mittelholz (MH),
 Durchmesser d und Mindestholzdicken $t_{1,req}$ (SH) und $t_{2,req}$ (MH) in [mm],
 Bemessungswerte der Tragfähigkeit R_d in [kN] **pro Scherfuge**

d	α_1	$\alpha_2 = 0$			$\alpha_2 = 15$			$\alpha_2 = 30$			$\alpha_2 = 45$			$\alpha_2 = 60$			$\alpha_2 = 75$			$\alpha_2 = 90$		
		$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	R_d
6	-	33	28	1,40	33	28	1,40	33	28	1,40	33	28	1,40	33	28	1,40	33	28	1,40	33	28	1,40
8	-	42	35	2,32	42	35	2,32	42	35	2,32	42	35	2,32	42	35	2,32	42	35	2,32	42	35	2,32
10	0	51	42	3,43	51	44	3,40	51	46	3,33	50	50	3,23	49	53	3,15	49	56	3,09	49	57	3,07
	15	52	42	3,40	52	43	3,37	52	46	3,30	51	50	3,21	50	53	3,12	50	56	3,07	50	56	3,05
	30	55	41	3,33	55	42	3,30	54	45	3,23	54	49	3,15	53	52	3,07	53	55	3,01	53	55	2,99
	45	58	40	3,23	58	41	3,21	58	44	3,15	57	47	3,07	57	51	2,99	56	53	2,94	56	54	2,92
	60	62	39	3,15	62	40	3,12	61	43	3,07	60	46	2,99	60	50	2,92	60	52	2,88	59	53	2,86
	75	64	38	3,09	64	39	3,07	63	42	3,01	63	46	2,94	62	49	2,88	62	51	2,83	62	52	2,81
	90	65	38	3,07	65	39	3,05	64	42	2,99	64	45	2,92	63	49	2,86	63	51	2,81	63	52	2,80
12	0	60	50	4,71	60	51	4,66	59	54	4,56	58	59	4,42	58	63	4,30	57	66	4,21	57	67	4,18
	15	61	49	4,66	61	50	4,62	60	54	4,52	60	58	4,39	59	63	4,27	58	66	4,18	58	67	4,15
	30	64	48	4,56	64	49	4,52	64	53	4,42	63	57	4,30	62	62	4,18	62	65	4,11	62	66	4,08
	45	69	47	4,42	69	48	4,39	68	51	4,30	67	56	4,18	66	60	4,08	66	63	4,01	66	64	3,98
	60	73	45	4,30	73	47	4,27	72	50	4,18	71	54	4,08	71	59	3,98	70	62	3,91	70	63	3,89
	75	76	44	4,21	76	46	4,18	75	49	4,11	74	53	4,01	73	58	3,91	73	61	3,85	73	62	3,83
	90	77	44	4,18	77	45	4,15	76	49	4,08	75	53	3,98	74	57	3,89	74	60	3,83	74	61	3,80
16	0	77	64	7,72	77	66	7,64	76	71	7,45	75	77	7,20	74	83	6,98	73	87	6,83	73	89	6,78
	15	79	63	7,64	78	65	7,57	78	70	7,38	77	76	7,14	76	82	6,93	75	87	6,78	75	88	6,73
	30	83	62	7,45	83	63	7,38	82	68	7,20	81	75	6,98	80	81	6,78	80	85	6,64	79	86	6,60
	45	90	60	7,20	89	61	7,14	88	66	6,98	87	72	6,78	86	79	6,60	86	83	6,47	86	84	6,42
	60	96	58	6,98	95	60	6,93	94	64	6,78	93	71	6,60	92	76	6,42	92	81	6,31	91	82	6,27
	75	100	57	6,83	99	58	6,78	98	63	6,64	97	69	6,47	96	75	6,31	96	79	6,20	95	81	6,16
	90	101	56	6,78	101	58	6,73	100	63	6,60	99	69	6,42	98	75	6,27	97	79	6,16	97	80	6,12
20	0	94	78	11,25	94	81	11,13	93	87	10,82	91	96	10,44	90	104	10,09	89	110	9,86	89	112	9,78
	15	96	77	11,13	96	80	11,02	95	86	10,71	94	95	10,34	92	103	10,00	92	109	9,78	91	111	9,70
	30	103	75	10,82	102	78	10,71	101	84	10,44	100	93	10,09	99	101	9,78	98	106	9,56	98	108	9,49
	45	111	72	10,44	111	75	10,34	110	81	10,09	108	90	9,78	107	98	9,49	106	103	9,29	106	105	9,23
	60	119	70	10,09	119	72	10,00	117	79	9,78	116	87	9,49	115	95	9,23	114	101	9,05	113	103	8,98
	75	124	68	9,86	124	71	9,78	123	77	9,56	121	85	9,29	120	93	9,05	119	99	8,88	119	101	8,82
	90	126	68	9,78	126	70	9,70	125	76	9,49	123	85	9,23	122	93	8,98	121	98	8,82	121	100	8,76
24	0	112	92	15,23	111	96	15,05	110	104	14,59	108	115	14,03	106	126	13,53	105	133	13,20	105	136	13,08
	15	115	91	15,05	114	95	14,88	113	103	14,44	111	114	13,89	110	125	13,41	108	132	13,08	108	134	12,97
	30	123	89	14,59	122	92	14,44	121	100	14,03	119	111	13,53	118	122	13,08	117	129	12,78	116	131	12,67
	45	134	85	14,03	133	88	13,89	132	97	13,53	130	108	13,08	128	118	12,67	127	125	12,40	127	128	12,30
	60	144	82	13,53	143	85	13,41	142	94	13,08	140	104	12,67	138	114	12,30	137	122	12,05	136	124	11,96
	75	151	80	13,20	150	83	13,08	149	91	12,78	147	102	12,40	145	112	12,05	144	119	11,81	143	122	11,73
	90	153	80	13,08	153	83	12,97	151	91	12,67	149	101	12,30	147	111	11,96	146	118	11,73	146	121	11,65
Die Festigkeitswerte R_d sind in Abhängigkeit von der KLED und der NKL wie folgt zu modifizieren			KLED =			ständig			lang			mittel			kurz							
			NKL = 1 u. 2			0,75			0,875			1,0			1,125							
			NKL = 3			0,625			0,688			0,813			0,875							

Tabelle 5.5 Korrekturbeiwerte für Werte aus Tabelle 5.2 in Abhängigkeit von der Stahlgüte

	Stabdübel			Bolzen				Passbolzen ¹⁾			
	S235	S275	S355	3.6	4.6/4.8	5.6/5.8	8.8	3.6	4.6/4.8	5.6/5.8	8.8
$t_{1,req}$	1,0	1,093	1,190	0,913	1,054	1,179	1,491	0,913	1,054	1,179	1,491
$t_{2,req}$	1,0	1,093	1,190	0,913	1,054	1,179	1,491	1,141	1,318	1,473	1,863
R_d	1,0	1,093	1,190	0,913	1,054	1,179	1,491	1,141	1,318	1,473	1,863

¹⁾ Erhöhung der Tragfähigkeit um 25% bereits eingerechnet

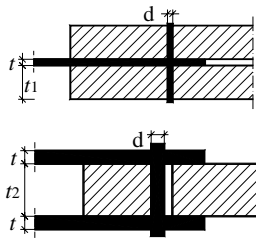


Tabelle 5.6 Mindestabstände in [mm] bei Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen bei Stößen

	d [mm]	a	a _⊥	a _{⊥u}	a _b	a _u
Stabdübel/ Passbolzen	6	30	18	18	80	18
	8	40	24	24	80	24
	10	50	30	30	80	30
	12	60	36	36	84	36
	16	80	48	48	112	48
	20	100	60	60	140	60
24	120	72	72	168	72	
Bolzen	6	30	24	18	80	24
	8	40	32	24	80	32
	10	50	40	30	80	40
	12	60	48	36	84	48
	16	80	64	48	112	64
	20	100	80	60	140	80
24	120	96	72	168	96	

Tabelle 5.7 Mindestabstände in [mm] bei Stabdübeln, Passbolzen und Bolzen (Holz-Holz-Verbindungen)

	d [mm]	Abstände Gurt									
		a _{⊥b}	a _{⊥u}	⊙ für α =							
Stabdübel / Passbolzen	6	18	18	0 - 35°	40	45	50	60	75	90	
	8	24	24	18	20	22	23	26	29	30	
	10	30	30	24	26	29	31	35	39	40	
	12	36	36	30	33	36	39	44	49	50	
	16	48	48	36	39	43	46	52	58	60	
	20	60	60	48	52	57	62	70	78	80	
	24	72	72	60	65	71	77	87	97	100	
				72	78	85	92	104	116	120	
			Abstände Diagonale								
			a	a _{⊥u}	⊙ für α =						
	Stabdübel / Passbolzen	6		18	0 - 40°	45	50	60	75	90	
		8		24	18	19	20	21	21	18	
10			30	24	25	27	28	28	24		
12		⊙ sin α	36	30	32	33	35	34	30		
16			48	36	38	40	42	41	36		
20			60	48	50	53	56	55	48		
24			72	60	63	66	70	68	60		
			72	75	79	84	82	72			
Bolzen			Abstände Gurt								
			a _{⊥b}	a _{⊥u}	⊙ für α =						
					0 - 50°	60	75	90			
	8		24	24	32	35	39	40			
	10		30	30	40	44	49	50			
	12		36	36	48	52	58	60			
	16		48	48	64	70	78	80			
	20		60	60	80	87	97	100			
	24		72	72	96	104	116	120			
			Abstände Diagonale								
			a	a _{⊥u}	a _b	a _u	⊙ ¹⁾				
	8			24	80	32	32				
10			30	80	40	40					
12	⊙ sin α		36	84	48	48					
16			48	112	64	64					
20			60	140	80	80					
24			72	168	96	96					

Tabelle 5.8 Mindestholzdicken $t_{1,req}$ und $t_{2,req}$ und Bemessungswerte der Tragfähigkeiten R_d pro Stabdübel und Scherfuge bei **Stahlblech-Holz-Verbindungen**, Stahlgüte **S 235**

		Innen liegende und dicke ($t \geq d$) außen liegende Stahlbleche ¹⁾													
		C 24 GL 24 c		C 30 GL 24 h GL 28 c		C 35		GL 28 h GL 32 c		C 40		GL 32 h GL 36 c		GL 36 h	
d [mm]	α [°]	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d	$t_{1,req} /$ $t_{2,req}$	R_d
6	-	39	1,97	38	2,05	37	2,11	36	2,13	36	2,16	35	2,19	35	2,23
8	-	50	3,27	48	3,41	46	3,51	46	3,55	45	3,59	45	3,63	44	3,72
10	0	60	4,84	57	5,05	56	5,18	55	5,24	55	5,31	54	5,37	53	5,49
	15	61	4,76	58	4,97	57	5,09	56	5,16	56	5,22	55	5,28	54	5,40
	30	63	4,57	61	4,76	59	4,88	59	4,95	58	5,00	57	5,06	56	5,18
	45	67	4,33	64	4,52	63	4,63	62	4,69	61	4,75	60	4,80	59	4,91
	60	70	4,13	67	4,31	66	4,41	65	4,47	64	4,52	63	4,58	62	4,68
	75	72	4,00	69	4,17	68	4,28	67	4,33	66	4,38	65	4,44	64	4,54
	90	73	3,96	70	4,12	68	4,23	68	4,28	67	4,33	66	4,39	65	4,49
12	0	70	6,65	67	6,93	65	7,11	65	7,20	64	7,29	63	7,37	62	7,54
	15	71	6,54	68	6,81	67	6,99	66	7,08	65	7,16	64	7,24	63	7,41
	30	74	6,25	71	6,51	70	6,68	69	6,76	68	6,84	67	6,93	66	7,08
	45	79	5,91	75	6,16	74	6,32	73	6,40	72	6,48	71	6,55	69	6,71
	60	83	5,63	79	5,86	77	6,01	76	6,09	75	6,16	75	6,23	73	6,38
	75	85	5,44	82	5,67	80	5,82	79	5,89	78	5,96	77	6,03	75	6,17
	90	86	5,37	83	5,60	81	5,75	80	5,82	79	5,89	78	5,96	76	6,09
16	0	90	10,91	86	11,37	84	11,67	83	11,81	82	11,95	81	12,09	79	12,37
	15	92	10,70	88	11,15	86	11,44	85	11,58	84	11,72	83	11,86	81	12,13
	30	96	10,18	92	10,61	90	10,89	89	11,03	88	11,16	87	11,29	85	11,55
	45	102	9,59	98	9,99	96	10,25	95	10,38	93	10,50	92	10,63	90	10,87
	60	108	9,08	104	9,46	101	9,71	100	9,83	99	9,95	97	10,07	95	10,30
	75	112	8,76	107	9,13	105	9,37	103	9,48	102	9,60	101	9,71	99	9,93
	90	113	8,65	109	9,01	106	9,25	105	9,36	103	9,48	102	9,59	100	9,81
20	0	110	15,91	106	16,58	103	17,01	102	17,22	101	17,43	99	17,64	97	18,04
	15	112	15,58	108	16,23	105	16,65	104	16,86	103	17,06	102	17,27	99	17,66
	30	119	14,76	114	15,37	111	15,77	110	15,97	108	16,17	107	16,36	105	16,73
	45	127	13,82	122	14,40	119	14,78	117	14,96	116	15,14	114	15,32	112	15,67
	60	134	13,05	129	13,59	126	13,95	124	14,12	123	14,29	121	14,46	118	14,79
	75	139	12,55	134	13,08	130	13,42	129	13,59	127	13,75	126	13,91	123	14,23
	90	141	12,39	136	12,90	132	13,24	131	13,40	129	13,57	128	13,73	125	14,04
24	0	131	21,53	125	22,44	122	23,02	121	23,30	119	23,59	118	23,87	115	24,41
	15	134	21,04	128	21,92	125	22,49	124	22,77	122	23,05	121	23,32	118	23,85
	30	142	19,84	136	20,68	133	21,21	131	21,48	129	21,74	128	21,99	125	22,50
	45	152	18,49	146	19,27	142	19,77	140	20,02	139	20,26	137	20,50	134	20,97
	60	162	17,40	155	18,12	151	18,60	149	18,82	148	19,05	146	19,28	143	19,72
	75	168	16,70	161	17,40	157	17,85	155	18,07	154	18,29	152	18,51	148	18,94
	90	171	16,47	164	17,16	160	17,60	158	17,82	156	18,04	154	18,25	151	18,67
¹⁾ bei außen liegenden, dünnen Stahlblechen								KLED =		ständig	lang	mittel	kurz		
		$t_{req} \cdot 0,854$	$R_d \cdot 0,707$	Die Festigkeitswerte R_d sind in Abhängigkeit von der KLED und der NKL zu modifizieren				NKL = 1 u. 2	0,75	0,875	1,0	1,125			
		$t_{req} \cdot 0,707$	$R_d \cdot 0,707$					NKL = 3	0,625	0,688	0,813	0,875			

Die neue DIN 1052

Verbindungen: Dübel besonderer Bauart, Nägel

Prof. Dr.-Ing. François Colling

Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau (KKI), FH Augsburg

Teil 6

6.1 Dübel besonderer Bauart

6.1.1 Allgemeines

DIN 1052 unterscheidet im Wesentlichen folgende Dübeltypen:

Typ	frühere Bezeichnung	
A1 B1	2-seitiger 1-seitiger	Appel
C1 C2	2-seitiger 1-seitiger	Bulldog
C10 C11	2-seitiger 1-seitiger	Geka

6.1.2 Tragfähigkeiten

Das Tragverhalten einer Dübelverbindung ist nicht für alle Dübeltypen gleich, so dass es unterschiedliche Regelungen gibt.

So sind Dübel des **Typs C1/C2 und C10/C11** wegen der Nachgiebigkeit der Zähne/ Dornen so „weich“, dass sich der Bolzen an der Kraftübertragung beteiligt. Die Tragfähigkeit einer solchen Verbindungseinheit ergibt sich daher aus der Summe der Tragfähigkeit eines Dübels + der Tragfähigkeit eines Bolzens. Anders als in der „alten“ DIN kann nun z.B. ein zu kleiner Bulldog-Dübel durch Wahl eines dickeren Bolzens „gesund gerechnet“ werden.

Dübel des **Typs A1/B1** hingegen sind so „steif“, dass die anzuschließende Kraft nahezu vollständig vom Dübel übertragen wird.

Die **Bemessungswerte** der Tragfähigkeit einer **Verbindungseinheit** || Faserrichtung ergeben sich somit zu:

Typ A1/B1:

$$R_{j,0,d} = R_{c,0,d} \quad (6.1a)$$

Typ C1/C2 und C10/C11:

$$R_{j,0,d} = R_{c,0,d} + R_{b,0,d} \quad (6.1b)$$

mit

$R_{j,0,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit || Faser in [kN]

$R_{c,0,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit eines Dübels || Faser in [kN]

$R_{b,0,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit eines Bolzens für eine Scherfuge || Faser in [kN] (siehe Teil 5)

Die in **Tabelle 6.1** angegebenen Werte für die Dübel gelten dabei unter folgenden Voraussetzungen:

- die Dicke t_1 des Seitenholzes beträgt mindestens $3 \cdot h_e$ und die Dicke t_2 des Mittelholzes mindestens $5 \cdot h_e$,
- die Rohdichte der miteinander verbundenen Hölzer beträgt $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$,
- der Winkel α zwischen Kraft und Faserrichtung beträgt 0° ,
- der Abstand zum beanspruchten Hirnholz beträgt mindestens $2 \cdot d_c$ (Typ A1/B1 und C10/C11) bzw. $1,5 \cdot d_c$ (Typ C1/C2).

Wird von diesen Voraussetzungen abgewichen, so sind die im nächsten Abschnitt beschriebenen Modifikationen vorzunehmen.

6.1.3 Modifikationen

• **Unterschreitung der Holzdicke**

Wird eine der geforderten Mindestholzdicke unterschritten, so sind die Tragfähigkeiten der Dübel im Verhältnis der vorhandenen Holzdicke zur Mindestholzdicke abzumindern:

$$\left. \begin{array}{l} t_1 < t_{1,req} \\ t_2 < t_{2,req} \end{array} \right\} \Rightarrow R_{c,d} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} t_1/t_{1,req} \\ t_2/t_{2,req} \end{array} \right. \quad (6.2)$$

Für alle Dübeltypen gilt dabei, dass Seitenholzdicken $t_1 < 2,25 \cdot h_e$ und Mittelholzdicken $t_2 < 3,75 \cdot h_e$ **unzulässig** sind.

In **Tabelle 6.1** sind die Mindestholzdicken für Dübel angegeben.

Beteiligen sich die Bolzen an der Kraftübertragung (Typ C1/C2 und C10/11), so sind die Mindestholzdicken für die Bolzen gesondert zu überprüfen (siehe z.B. *Teil 5: Tabelle 5.4 und 5.5*). Bei Unterschreitung der zugehörigen Mindestholzdicken ist die Tragfähigkeit der Bolzen-Scherfuge entsprechend den Ausführungen in *Teil 5* im Verhältnis der gegebenen Holzdicke zur Mindestholzdicke abzumindern.

• **Andere Rohdichten**

Weicht die Rohdichte der verbundenen Hölzer von dem zugrunde gelegten Wert von $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$ ab, so muss/darf die Tragfähigkeit $R_{c,d}$ eines **Dübels** wie folgt modifiziert werden:

$$r_k \neq 350 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow R_{c,d} \cdot \frac{r_k}{350} \quad (6.3)$$

ρ_k entspricht dabei dem kleineren Wert in $[\text{kg/m}^3]$ der miteinander verbundenen Hölzer.

In **Tabelle 6.1** sind die Rohdichten für die verschiedenen Festigkeitsklassen bereits eingerechnet.

• **Winkel Kraft/Faser**

Bei Einpressdübeln des Typs C1/C2 und C10/C11 wird die Tragfähigkeit der Dübel nicht vom Winkel zwischen Kraft/Faserrichtung beeinflusst (im Gegensatz zu den Bolzen). Die Tragfähigkeit einer solchen Verbindung ergibt sich somit zu:

Typ C1/C2 und C10/C11:

$$R_{c,a,d} = R_{c,0,d}$$

$$\Rightarrow R_{j,a,d} = R_{c,0,d} + R_{b,a,d} \quad (6.4)$$

Bei Einlassdübeln des Typs A1/B1 hingegen nimmt die Tragfähigkeit eines Dübels mit zunehmendem Beanspruchungswinkel α ab. Da sich die Bolzen bei diesem Dübeltyp nicht an der Kraftübertragung beteiligen, ergibt sich die Tragfähigkeit unter einem Winkel α zu:

Typ A1/B1:

$$R_{j,a,d} = R_{c,a,d} = k_{a,c} \cdot R_{c,0,d} \quad (6.5)$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

$R_{j,a,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit einer Verbindungseinheit bei Beanspruchung unter einem Winkel α zur Faser

$R_{c,0,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit eines Dübels || Faser

$R_{c,a,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit eines Dübels bei Beanspruchung unter einem Winkel α || Faser

$R_{b,a,d}$ = Bem.wert der Tragfähigkeit eines Bolzens bei Beanspruchung unter einem Winkel α || Faser (siehe Teil 5)

$$k_{a,c} = \frac{1}{(1,3 + 0,001 \cdot d_c) \cdot \sin^2 a + \cos^2 a}$$

(siehe **Tabelle 6.2**)

d_c = Außendurchmesser des Dübels in [mm]

• **Abstand zum beanspruchten Hirnholz**

Bei nur zugbeanspruchten Anschlüssen mit $\alpha \leq 30^\circ$ ist das Abscheren im Vorholz eine häufige Versagensursache. Werden die oben genannten Mindestabstände zum beanspruchten Hirnholz unterschritten, so sind die Tragfähigkeiten der Dübel wie folgt abzumindern:

Typ A1/B1 und C10/C11:

$$1,5 \cdot d_c \leq \text{vorh } a_{||b} < 2 \cdot d_c \Rightarrow R_{c,d} \cdot \frac{\text{vorh } a_{||b}}{2 \cdot d_c} \quad (6.6a)$$

Typ C1/C2:

$$1,1 \cdot d_c \leq \text{vorh } a_{||b} < 1,5 \cdot d_c \Rightarrow R_{c,d} \cdot \frac{\text{vorh } a_{||b}}{1,5 \cdot d_c} \quad (6.6b)$$

Bei Dübeln Typ C1/C2 und C10/C11 sind zusätzlich 80 mm bzw. $7 \cdot d_b$ als Mindestabstand einzuhalten (d_b = Bolzendurchmesser).

6.1.4 n_{ef} bei hintereinander liegenden Dübel

Ähnlich wie bei den Stabdübeln, dürfen mehrere hintereinander liegende Dübel wegen der bestehenden Spaltgefahr nicht voll angesetzt werden. Die effektiv wirksame Anzahl $n_{h,ef}$ von hintereinander liegenden Verbindungseinheiten kann nach folgender Tabelle bestimmt werden:

Tabelle: $n_{h,ef}$ von Dübelverbindungen

$n_h =$	1	2	3	4	5	6
$n_{h,ef} =$	1	2	2,85	3,60	4,25	4,80

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Berechnung der effektiv wirksamen Anzahl $n_{h,ef}$ für die gesamte Verbindungseinheit gilt. Eine gesonderte Berechnung von $n_{h,ef}$ für die Bolzen nach Teil 5 ist somit nicht erforderlich.

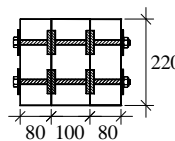
6.1.5 Mindestabstände

In **Tabelle 6.3** und **6.4** sind die einzuhaltenden Mindestabstände für Stoßverbindungen und Schräganschlüsse angegeben.

Beispiel 6.1

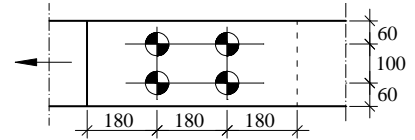
Gegeben:

Zugstoß eines Stabes ($b/h = 100/220 \text{ mm}$) mit beidseitigen Laschen ($2 \times b/h = 2 \times 80/220 \text{ mm}$) mittels 2×4 Dübel $\text{Æ} 80 - A1, M12 (4.6)$



Material: alle Stäbe GL 24h, NKL 2

$Z_d = 145,5 \text{ kN}$ (KLED = kurz)



Gesucht:

- a) Überprüfung der Mindestholz厚dicken
- b) Anzahl der Verbindungsmittel
- c) Überprüfung des Anschlussbildes

Lösung: (nach Tabelle 6.1 u. Tab.6.3)

a) Mindestholz厚dicken:

SH: $t_{1,req} = 45 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \checkmark$

MH: $t_{2,req} = 75 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \checkmark$

b) erf. Anzahl Verbindungsmittel:

$R_{c,0,d} = 1,125 \cdot 16,73 = 18,82 \text{ kN}$

$\text{erf } n \geq \frac{Z_d}{R_d} = \frac{145,50}{18,82} = 7,73$

$n_n = 2 \quad n_h = 2 \quad \text{P } n_{h,ef} = n_h$

$\text{P } n_{ef} = 2 \cdot 2 = 4 > 7,73$

c) Verbindungsmittelabstände:

$\text{min } a_{||} = 160 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \checkmark$

$\text{min } a_{\wedge} = 96 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \checkmark$

$\text{min } a_{\vee} = 48 \text{ mm} < 60 \text{ mm} \checkmark$

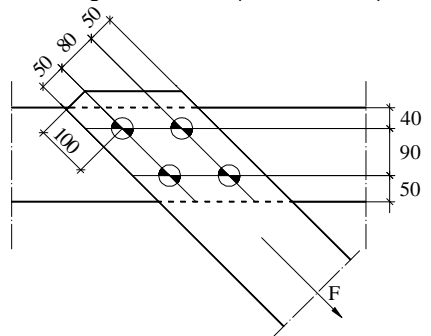
$\text{min } a_{||b} = 160 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \checkmark$

$\text{P Anschluss ist in Ordnung}$

Beispiel 6.2

Gegeben:

Schräganschluss eines zweiteiligen Zugstabes ($2 \times b/h = 2 \times 80/180 \text{ mm}$) an einen innen liegenden Gurt ($b/h = 100/180 \text{ mm}$) unter einem Winkel $a = 45^\circ$ mittels Dübel $\text{Æ} 50 - C10, M12 (4.6), NKL 2$. Material: Diagonale und Untergurt C 24, Belastung: $F_d = 85 \text{ kN}$ (KLED = kurz)



Gesucht:

- a) Überprüfung der Mindestabstände und Holzabmessungen
- b) Überprüfung der Tragfähigkeit

Lösung:

a) Überprüfung der Mindestabstände und Holzabmessungen:

• Mindestholz厚dicken:

Bolzen (Teil 5: Tabelle 5.4 + 5.5):

mit $a_1 = 0^\circ$ und $a_2 = 45^\circ$:

$t_{1,req} = 58 \cdot 1,0 \cdot 1,054 = 61,1 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \checkmark$

$t_{2,req} = 59 \cdot 1,0 \cdot 1,054 = 62,2 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \checkmark$

Dübel:

$$t_{1,req} = 36 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \checkmark$$

$$t_{2,req} = 60 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \checkmark$$

\bar{P} keine Abminderung von $R_{c,d}$ und $R_{b,d}$

- Mindestabstände (Tabelle 6.4b):

Diagonale:

$$a_{\wedge u} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 36 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 30 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 36 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \checkmark$$

$$\textcircled{2} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 48 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 63 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 63 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \checkmark$$

$$a_{\parallel b} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 84 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 100 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \checkmark$$

Gurt:

$$a_{\wedge u} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 36 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 30 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 36 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \checkmark$$

$$\textcircled{1} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 48 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 71 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 71 \text{ mm} < 90 \text{ mm} \checkmark$$

$$a_{\wedge b} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{Bolzen : } 36 \text{ mm} \\ \text{Dübel : } 38 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$= 38 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \checkmark$$

\bar{P} Mindestabstände eingehalten!

b) Bemessungswert der Tragfähigkeit:

Dübel:

$$R_{c,a,d} = R_{c,0,d} = 1,125 \cdot 5,44$$

$$= 6,12 \text{ kN pro Dübel}$$

Bolzen (siehe Teil 5: Tabelle 5.4 u. 5.5):

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 0 \\ a_2 = 45^\circ \end{array} \right\} R_{b,a,d} = 1,125 \cdot 4,42 \cdot 1,0 \cdot 1,054$$

$$= 5,24 \text{ kN pro Scherfläche}$$

$$n_h = 2 \quad \bar{P} \quad n_{h,ef} = 2$$

$$\bar{P} \quad n_{ef} = 2 \cdot n_h \cdot n_{h,ef} = 2 \cdot 2 \cdot 2 = 8$$

Tragfähigkeit des Anschlusses:

$$R_d = 8 \cdot (R_{c,a,d} + R_{b,a,k})$$

$$= 8 \cdot (6,12 + 5,24)$$

$$= 90,88 \text{ kN} > F_d = 85 \text{ kN} \checkmark$$

6.2 Nagelverbindungen

6.2.1 Allgemeines

Die „neue“ DIN 1052 bezieht sich hinsichtlich der Nägel auf die DIN EN 10230, in der z.T. andere Nagelgeometrien als bisher geregelt sind (siehe nachfolgende Tabelle). Außerdem wird der Nageldurchmesser im [mm] angegeben, und nicht mehr in [1/10 mm].

Bei vorgebohrten Löchern im Holz sollte der Durchmesser etwa $0,9 \cdot d_n$ betragen. Bei Stahlblech-Holz-Ver-

bindungen darf der Lochdurchmesser im Stahlblech bis zu 1 mm größer sein als der Nageldurchmesser.

Glattschaftige Nägel nach DIN EN 10230

d_n [mm]	l_n [mm]
2,7	40/50/60
3,0	50/60/70/80
3,4	60/70/80/90
3,8	70/80/90/100
4,2	90/100/110
4,6	90/100/120
5,0	100/120/140
5,5	140
6,0	150/160/180
7,0	200
8,0	280

Beachtenswert ist, dass die Tragfähigkeit eines Nagels unabhängig vom Winkel Kraft/ Faserrichtung des Holzes ist.

6.2.2 Holz-Holz-Verbindungen (Abscheren)

Ein Nagel stellt ein stiftförmiges Verbindungsmittel dar und kann daher prinzipiell wie ein Stabdübel bemessen werden (siehe Teil 5 dieser Veröffentlichungsreihe). Aus Gründen der Vereinfachung dürfen jedoch verschiedene abweichende Regeln genutzt werden.

• Mindestholzdicken

Zur Gewährleistung einer „vollwertigen“ Scherfuge ist folgende Mindestholzdicke einzuhalten:

$$t_{req} = 9 \cdot d_n \quad (6.7)$$

mit

$$d_n = \text{Nageldurchmesser}$$

Bei geringeren Holzstärken ist die Tragfähigkeit einer Scherfuge abzumindern (siehe nachfolgende Ausführungen).

Wegen der Spaltgefahr des Holzes ist bei nicht vorgebohrten Nägeln **zusätzlich** folgende Bedingung für die Holzdicke einzuhalten:

$$t_{req} = \max \left\{ \begin{array}{l} 14 \cdot d_n \\ (13 \cdot d_n - 30) \cdot r_k / 200 \end{array} \right\} \quad (6.8)$$

Bei Kiefernholz und bei größeren Abständen zum seitlichen Rand darf dieser Wert halbiert werden, weil in diesen Fällen die Spaltgefahr geringer ist.

In **Tabelle 6.5** sind die Mindestholzdicken zusammengestellt.

• Mindesteinschlagtiefen

Eine Scherfuge ist nur dann voll wirksam, wenn die Einschlagtiefe t_E ausreichend groß ist.

Bei zu geringen Einschlagtiefen besteht die Gefahr eines Herausziehens der Nagelspitze, so dass ein vorzeitiges Versagen eintritt und die Tragfähigkeit nicht voll ausgenutzt werden kann.

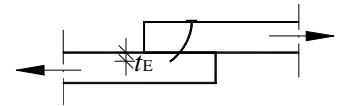


Bild 6.1 unwirksame Scherfuge durch zu geringe Einschlagtiefe

Zur Sicherstellung einer „vollwertigen“ Scherfuge ist folgende Mindesteinschlagtiefe $t_{E,req}$ einzuhalten:

$$t_{E,req} = 9 \cdot d_n \quad (6.9)$$

In **Tabelle 6.5** sind die Mindesteinschlagtiefen zusammengestellt.

Bei geringeren Einschlagtiefen ist die Tragfähigkeit der „letzten“ Scherfuge entsprechend den Ausführungen im nächsten Abschnitt abzumindern.

• Tragfähigkeit

Für Nagelverbindungen, bei denen die Anforderungen hinsichtlich Mindestholzdicken und Mindesteinschlagtiefen eingehalten sind, sind die Bem.werte der Tragfähigkeit in **Tabelle 6.5** zusammengestellt.

Ist die Bedingung hinsichtlich der Mindestholzdicke nach Gl.(6.7) nicht erfüllt, so ist die Tragfähigkeit der betrachteten Scherfuge im Verhältnis der vorhandenen Holzdicke zur Mindestholzdicke abzumindern:

$$t_1 \text{ bzw. } t_2 < 9 \cdot d: \quad R_d \cdot \frac{\min(t_1; t_2)}{9 \cdot d_n} \quad (6.10)$$

Bei Nagelverbindungen mit nicht vorgebohrten Löchern ist dabei in jedem Fall die Mindestholzdicke nach Gl.(6.8) einzuhalten (Spaltgefahr). Wird diese Mindestholzdicke nicht eingehalten, so beträgt die Tragfähigkeit $R_d = 0$!

Ist die Forderung hinsichtlich der Mindesteinschlagtiefe nach Gl.(6.9) nicht eingehalten, so ist die Tragfähigkeit der „letzten“ Scherfuge wie folgt abzumindern:

$$4 \cdot d_n \leq t_E < 9 \cdot d_n: \quad R_k \cdot \frac{t_E}{9 \cdot d_n} \quad (6.11)$$

Bei Einschlagtiefen $t_E < 4 \cdot d_n$ rutscht die Nagelspitze aus dem Holz, so dass die (letzte) Scherfuge als rechnerisch nicht wirksam anzusehen ist (d.h. $R_d = 0$!).

• **n_{ef} bei hintereinander liegenden Nägeln**

Bei Nägeln mit Durchmessern $d_n \leq 6$ mm brauchen hintereinander liegende Nägel nicht abgemindert werden:

$$d_n \leq 6 \text{ mm: } n_{h,ef} = n_h \quad (6.12)$$

Bei Nageldurchmessern > 6 mm ist eine Abminderung wie bei Stabdübeln (siehe Teil 5) vorzunehmen.

Da aber meist Nägel mit $d_n \leq 6$ mm zum Einsatz kommen, darf meist auch die Gesamtzahl an Nägeln rechnerisch voll angesetzt werden.

• **Mindestabstände**

In **Tabelle 6.6** und **6.7** sind die einzuhaltenden Mindestabstände für Stoßverbindungen und Schräganschlüsse zusammengestellt.

Bei vorgebohrten Nägeln dürfen sich gegenüberliegend eingeschlagene Nägel übergreifen.

Nägel, die in nicht vorgebohrte Nagellöcher eingeschlagen werden, dürfen sich im Mittelholz nur dann übergreifen, wenn die Nagelspitze mindestens $4 \cdot d$ von der gegenüberliegenden Scherfuge entfernt ist.

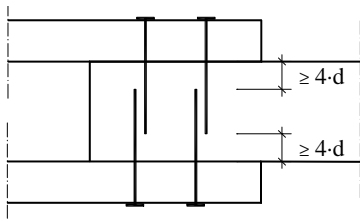


Bild 6.2 Anforderung an sich übergreifende Nägel (nicht vorgebohrt)

Ansonsten müssen die gegenüberliegend eingeschlagenen Nägel versetzt genagelt werden (**Bild 6.3**).

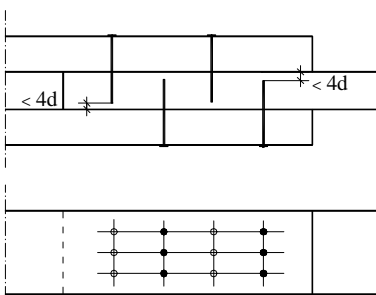


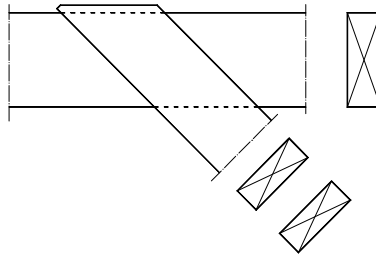
Bild 6.3 Versetzte Nagelung

Beispiel 6.3

Gegeben: Schräganschluss ($a = 45^\circ$) eines zweiteiligen Zugstabes ($2 \times b/h = 2 \times 80/220$ mm) an einen innen liegenden Obergurt ($b/h = 100/280$ mm) mittels Nagel $5,0 \times 140$ vb.

Material C 24, NKL 2

$$F_d = 166,5 \text{ kN (KLED = kurz)}$$



Gesucht: Dimensionierung des Anschlusses (Anzahl der Verbindungsmittel, Anschlussbild).

Lösung:

Tabelle 6.5:

$$t_{req} = 45 \text{ mm} < 80 \text{ mm (Zugstab) bzw.}$$

$$100 \text{ mm (Obergurt)} = t_{vorh} \checkmark$$

$$t_{E,req} = 45 \text{ mm} < 140 - 80 = 60 \text{ mm} \checkmark$$

⚡ keine Abminderung von R_d erford.

$$R_d = 1,125 \cdot 1305 \text{ N} = 1468 \text{ N} = 1,47 \text{ kN pro Nagel (einschnittig)}$$

$$erf n = \frac{F_d}{R_d} = \frac{166,5}{1,47} = 113,3 \text{ Nägel}$$

Nägel dürfen sich übergreifen, da vorgebohrt.

Gewählt: 12 Reihen à 6 Nägel

$$d = 5,0 \text{ mm} \text{ \& } 6 \text{ mm} \quad \text{⚡ } n_{h,ef} = n_h = 6$$

$$n_{ef} = 2 \cdot 12 \cdot 6 = 144 > 133,3 \checkmark$$

Abstände der Verbindungsmittel nach Tabelle 6.7b:

Diagonale:

$$\min \text{ⓐ} = 16 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 16 \text{ mm}$$

$$\min a_{\wedge u} = 15 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 22 \text{ mm}$$

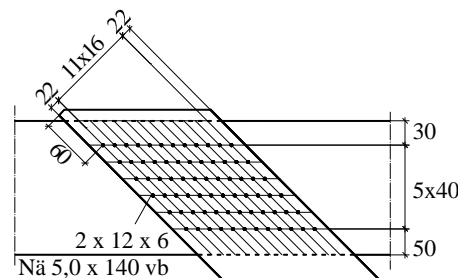
$$\min a_{\parallel b} = 60 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 60 \text{ mm}$$

Gurt:

$$\min \text{ⓑ} = 18 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 40 \text{ mm}$$

$$\min a_{\wedge u} = 15 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 30 \text{ mm}$$

$$\min a_{\wedge b} = 30 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 50 \text{ mm}$$



6.2.3 Stahlblech-Holz-Verbindungen (Abscheren)

Bei Verbindungen mit dünnen, außen liegenden Stahlblechen gelten die gleichen Anforderungen hinsichtlich Mindestholzdicken und Mindesteinschlagtiefen wie bei Holz-Holz-Verbindungen. Auch die Tragfähigkeiten sind gleich groß.

Bei Nagelverbindungen mit dicken, außen liegenden Blechen oder mit innen liegenden Blechen gibt es abweichende Regelungen. So werden zwar größere Mindestholzdicken gefordert, dafür darf aber mit 40% höheren Tragfähigkeiten gerechnet werden!

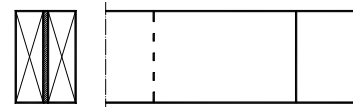
In **Tabelle 6.5** sind die Modifikationsfaktoren gegenüber Holz-Holz-Verbindungen angegeben.

Beispiel 6.4

Gegeben: Zugstoß eines zweiteiligen Untergurtes ($2 \times b/h = 2 \times 30/100$ mm) eines Fachwerkträgers (Nagelbrettbinde) mit innen liegendem Stahlblech ($t_s = 5$ mm) und Nägeln $3,0 \times 60$ vb.

Material: Diagonale und Untergurt C 24, NKL 2

$$\text{Belastung: } F_d = 53,5 \text{ kN (KLED = kurz)}$$



Gesucht: Dimensionierung des Anschlusses (Anzahl der Nägel, Anschlussbild).

Lösung:

$$t_{req} = 1,111 \cdot 27 = 30 \text{ mm} = t_{vorh} \checkmark$$

$$t_{E,req} = 1,111 \cdot 27 = 30 \text{ mm}$$

$$> t_{E,vorh} = 60 - 30 - 5 = 25 \text{ mm} !$$

→ Abminderung der 2. Scherfuge mit

$$t_E / t_{E,req} = 25/30 = 0,833$$

→ 1,833-schnittige Verbindung

$$R_d = 1,833 \cdot 1,125 \cdot 1,4 \cdot 526 = 1518 \text{ N}$$

$$\text{⚡ } erf n = 53,5/1,518 = 35,2 \text{ Nägel}$$

$$\text{gew\u00e4hlt: } 9 \times 4 \text{ Nägel, } n_{ef} = 36,0 > 35,2$$

Abstände (Tabelle 6.6):

$$\min a_{\parallel} = 14 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 30 \text{ mm}$$

$$\min a_{\wedge} = 9 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 10 \text{ mm}$$

$$\min a_{\wedge u} = 9 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 10 \text{ mm}$$

$$\min a_{\parallel b} = 33 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 40 \text{ mm}$$

Abstand zum Stahlblechrand:

$$\text{mind } 1,2 \cdot d = 3,6 \text{ mm} \quad \text{⚡ gew\u00e4hlt: } 10 \text{ mm}$$

Anschlussbild:

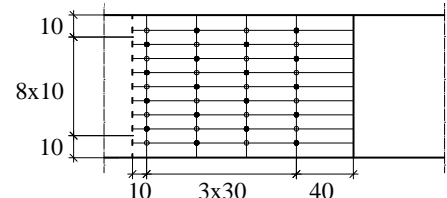


Tabelle 6.4a Mindestabstände in [mm] bei Holz-Holz-Schrägverbindungen mit Dübeln Typ A1 / B1

d _c [mm]	Abstände Gurt														
	a _{⊥b} für α =								a _{⊥u}	① für α =					
	0	15	30	45	60	75	90	≤ 35°		40	45	50	60	75	90
65	39	43	46	49	51	52	52	39	78	84	92	100	113	126	130
80	48	53	56	60	62	64	64	48	96	103	114	123	139	155	160
95	57	62	67	71	74	76	76	57	114	123	135	146	165	184	190
126	76	83	89	94	98	100	101	76	152	162	179	194	219	244	252
128	77	84	90	95	99	102	103	77	154	165	182	197	222	248	256
160	96	105	112	119	124	127	128	96	192	206	227	246	278	310	320
190	114	124	133	141	147	151	152	114	228	245	269	292	330	368	380

d _c [mm]	Abstände Diagonale									
	a _{⊥u}	a _b	a _u	② für α =						
				≤ 40	45	50	60	75	90	
65	39	130	78	78	82	86	91	89	78	
80	48	160	96	96	100	106	111	109	96	
95	57	190	114	114	119	125	132	130	114	
126	76	252	152	152	158	166	175	172	152	
128	77	256	154	154	160	169	178	174	154	
160	96	320	192	192	200	211	222	218	192	
190	114	380	228	228	238	250	264	259	228	

Tabelle 6.4b Mindestabstände in [mm] bei Holz-Holz-Schrägverbindungen mit Dübeln Typ C1 / C2 u. C10 / C11 sowie Bolzen

d _c [mm]	Abstände Gurt														
	a _{⊥b} für α =								a _{⊥u}	① für α =					
	0	15	30	45	60	75	90	≤ 35°		40	45	50	60	75	90
50	30	33	35	38	39	40	40	30	60	60	60	60	65	73	75
62	38	41	44	46	48	50	50	38	75	75	75	75	81	90	93
75	45	49	53	56	58	60	60	45	90	90	90	90	98	109	113
95	57	62	67	71	74	76	76	57	114	114	114	114	124	138	143
117	71	77	82	87	91	93	94	71	141	141	141	141	152	170	176
140	84	92	98	104	109	112	112	84	168	168	168	168	182	203	210
165	99	108	116	123	128	131	132	99	198	198	198	198	215	240	248

d _c [mm]	Abstände Diagonale									
	a _{⊥u}	a _b	a _u	② für α =						
				≤ 40	45	50	60	75	90	
50	30	75	60	60	60	60	62	60		
62	38	93	75	75	75	75	77	75		
75	45	113	90	90	90	90	93	90		
95	57	143	114	114	114	114	118	114		
117	71	176	141	141	141	141	145	141		
140	84	210	168	168	168	168	173	168		
165	99	248	198	198	198	198	204	198		

d [mm]	Abstände Gurt						Abstände Diagonale			
	a _{⊥b}	a _{⊥u}	① für α =				a _{⊥u}	a _b	a _u	②
			0 - 50	60	75	90				
M12	36	36	48	52	58	60	36	84	48	48
M16	48	48	64	70	78	80	48	112	64	64
M20	60	60	80	87	97	100	60	140	80	80
M24	72	72	96	104	116	120	72	168	96	96

Tabelle 6.5 Mindestholzdicken t_{req} in [mm], Mindesteinschlagtiefen $t_{E,req}$ in [mm] und Bemessungswerte der Tragfähigkeiten auf **Abscheren** pro Scherfuge R_d in [N] für **Holz-Holz-Verbindungen** und **Stahlblech-Holz-Nagelverbindungen** für Nägel mit **außen liegenden dünnen Blechen**

		d_n [mm]	2,7	3,0	3,4	3,8	4,0	4,2	4,6	5,0	5,1	5,5	6,0	7,0	8,0	
		$t_{req}^{1)}$	9d	25	27	31	35	36	38	42	45	46	50	54	63	72
		$t_{E,req}^{2)}$	9d (4d)	25 (11)	27 (12)	31 (14)	35 (16)	36 (16)	38 (17)	42 (19)	45 (20)	46 (21)	50 (22)	54 (24)	63 (28)	72 (32)
C 24 GL 24c	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	70	72	77	84	107	130	
		R_d	380	452	556	669	728	789	916	1052	1087	1231	1421	1833	2285	
	vb	R_d	435	526	657	801	878	957	1125	1305	1352	1545	1803	2367	2993	
C 30 GL 24h GL 28c	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	70	72	79	92	116	141	
		R_d	396	471	580	697	758	822	955	1096	1132	1283	1481	1910	2380	
	vb	R_d	454	548	685	835	915	998	1173	1360	1408	1610	1878	2466	3119	
C 35	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	70	73	83	96	122	148	
		R_d	406	484	595	715	778	843	980	1124	1162	1316	1519	1959	2442	
	vb	R_d	465	562	702	857	938	1024	1203	1395	1445	1652	1927	2530	3200	
GL 28h GL 32c	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	72	75	86	99	126	152	
		R_d	412	490	602	724	788	854	992	1138	1176	1332	1538	1984	2473	
	vb	R_d	471	569	711	867	950	1036	1218	1413	1463	1673	1951	2561	3240	
C 40	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	74	77	88	101	129	156	
		R_d	416	496	609	732	797	864	1004	1152	1190	1348	1557	2008	2503	
	vb	R_d	477	576	720	878	962	1049	1233	1430	1481	1693	1975	2592	3279	
GL 32h GL 36c	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	65	76	79	90	104	132	160	
		R_d	421	502	617	741	807	874	1016	1166	1204	1364	1575	2031	2532	
	vb	R_d	483	583	728	888	973	1061	1248	1447	1498	1713	1998	2623	3318	
GL 36h	nicht vb	$t_{req}^{3)}$	38	42	48	54	56	59	68	79	82	94	108	138	167	
		R_d	431	513	631	758	825	894	1039	1193	1232	1396	1611	2078	2590	
	vb	R_d	494	596	745	908	995	1086	1276	1480	1533	1752	2044	2683	3394	

¹⁾ Mindestholzdicke für „vollwertige“ Scherfuge.

Bei Holzdicken $t < 9d$ ist R_d mit dem Faktor t/t_{req} zu multiplizieren

²⁾ Mindesteinschlagtiefe für „vollwertige“ Scherfuge: 9d; in Klammern: absolute Mindestwerte (4d).

Bei Einschlagtiefen $4d \leq t_E < 9d$ ist R_d mit dem Faktor t_E/t_{req} zu multiplizieren

³⁾ Mindestholzdicke wegen Spaltgefahr

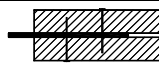

innen liegendes Blech		$t_{req} \times 1,111$ $R_d \times 1,4$			
außen liegendes dickes Blech					
Die Festigkeitswerte R_d sind in Abhängigkeit von der KLED und der NKL wie folgt zu modifizieren	KLED =	ständig	lang	mittel	kurz
	NKL = 1 u. 2	0,75	0,875	1,0	1,125
	NKL = 3	0,625	0,688	0,813	0,875

Tabelle 6.6 Mindestabstände in [mm] bei **Nagelverbindungen** in Nadelholz und Brettschichtholz

d [mm]	nicht vorgebohrt					vorgebohrt				
	$a_{ }$	a_{\wedge}	$a_{\wedge u}$	$a_{ b}$	$a_{ u}$	$a_{ }$	a_{\wedge}	$a_{\wedge u}$	$a_{ b}$	$a_{ u}$
2,7	27	14	14	33	19	14	9	9	33	19
3,0	30	15	15	36	21	15	9	9	36	21
3,4	34	17	17	41	24	17	11	11	41	24
3,8	38	19	19	46	27	19	12	12	46	27
4,0	40	20	20	48	28	20	12	12	48	28
4,2	42	21	21	51	30	21	13	13	51	30
4,6	46	23	23	56	33	23	14	14	56	33
5,0	60	25	25	75	35	25	15	15	60	35
5,1	62	26	26	77	36	26	16	16	62	36
5,5	66	28	28	83	39	28	17	17	66	39
6,0	72	30	30	90	42	30	18	18	72	42
7,0	84	35	35	105	49	35	21	21	84	49
8,0	96	40	40	120	56	40	24	24	96	56

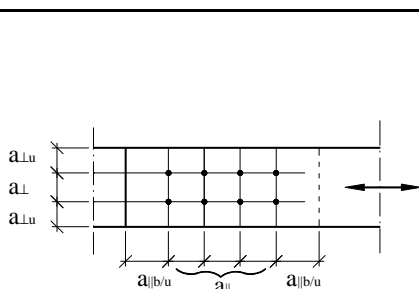


Tabelle 6.7a Mindestabstände in [mm] bei Nagelverbindungen, $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ und Brettschichtholz (Holz-Holz-Verbindung); Klammerwerte gelten für vorgebohrte Nagellöcher

d [mm]	Abstände Gurt															
	a _{⊥b} für α =							a _{⊥u}	① 1) für α =							
	0	15	30	45	60	75	90		≤ 25°	30	40	45	50	60	75	90
2,7	14 (9)	15 (11)	17 (14)	18 (16)	19 (18)	19 (19)	19 (19)	14 (9)	14 (9)	14 (9)	18 (9)	20 (10)	21 (11)	24 (12)	27 (14)	27 (14)
3,0	15 (9)	17 (13)	18 (15)	20 (18)	21 (20)	21 (21)	21 (21)	15 (9)	15 (9)	15 (9)	20 (10)	22 (11)	23 (12)	26 (13)	29 (15)	30 (15)
3,4	17 (11)	19 (14)	21 (17)	22 (29)	23 (22)	24 (24)	24 (24)	17 (11)	17 (11)	17 (11)	22 (11)	25 (13)	27 (14)	30 (15)	33 (17)	34 (17)
3,8	19 (12)	21 (16)	23 (19)	25 (23)	26 (25)	27 (27)	27 (27)	19 (12)	19 (12)	19 (12)	25 (13)	27 (14)	30 (15)	33 (17)	37 (19)	38 (19)
4,0	20 (12)	23 (17)	24 (20)	26 (24)	27 (26)	28 (28)	28 (28)	20 (12)	20 (12)	20 (12)	26 (13)	29 (15)	31 (16)	35 (18)	39 (20)	40 (20)
4,2	21 (13)	24 (17)	26 (21)	27 (25)	29 (28)	30 (29)	30 (29)	21 (13)	21 (13)	21 (13)	27 (14)	30 (15)	33 (17)	37 (19)	41 (21)	42 (21)
4,6	23 (14)	26 (19)	28 (23)	30 (27)	31 (30)	32 (32)	32 (32)	23 (14)	23 (14)	23 (14)	30 (15)	33 (17)	36 (18)	40 (20)	45 (23)	46 (23)
5,0	25 (15)	32 (21)	38 (25)	43 (30)	47 (33)	50 (35)	50 (35)	25 (15)	26 (15)	30 (15)	39 (17)	43 (18)	46 (20)	52 (22)	58 (25)	60 (25)
5,1	26 (16)	33 (21)	39 (26)	44 (30)	48 (33)	51 (36)	51 (36)	26 (16)	26 (16)	31 (16)	40 (17)	44 (19)	47 (20)	54 (23)	60 (25)	62 (26)
5,5	28 (17)	35 (23)	42 (28)	47 (33)	52 (36)	55 (38)	55 (38)	28 (17)	28 (17)	33 (17)	43 (18)	47 (20)	51 (22)	58 (24)	64 (27)	66 (28)
6,0	30 (18)	38 (25)	45 (30)	52 (35)	56 (39)	59 (42)	59 (42)	30 (18)	31 (18)	36 (18)	47 (20)	51 (22)	56 (23)	63 (26)	70 (29)	72 (30)
7,0	35 (21)	45 (29)	53 (35)	60 (41)	66 (46)	69 (49)	69 (49)	35 (21)	36 (21)	42 (21)	54 (23)	60 (25)	65 (27)	73 (31)	82 (34)	84 (35)
8,0	40 (24)	51 (33)	60 (40)	69 (47)	75 (52)	79 (55)	79 (55)	40 (24)	41 (24)	48 (24)	62 (26)	68 (29)	74 (31)	84 (35)	93 (39)	96 (40)

d [mm]	Abstände Diagonale											
	a	a _{⊥u}	a _b	a _u	② 1) für α =							
					≤ 25	30	40	45	50	60	75	90
2,7		14 (9)	33 (33)	19 (19)	14 (9)	14 (9)	16 (9)	17 (9)	17 (9)	18 (10)	17 (10)	14 (9)
3,0		15 (9)	36 (36)	21 (21)	15 (9)	15 (9)	18 (9)	19 (10)	19 (10)	20 (11)	19 (11)	15 (9)
3,4		17 (11)	41 (41)	24 (24)	17 (11)	17 (11)	20 (11)	21 (11)	22 (12)	23 (12)	21 (12)	17 (11)
3,8		19 (12)	46 (46)	27 (27)	19 (12)	19 (12)	22 (12)	23 (12)	24 (13)	25 (14)	24 (13)	19 (12)
4,0		20 (12)	48 (48)	28 (28)	20 (12)	20 (12)	23 (12)	25 (13)	26 (14)	26 (14)	25 (14)	20 (12)
4,2		21 (13)	51 (51)	30 (30)	21 (13)	21 (13)	24 (13)	26 (14)	27 (14)	28 (15)	26 (15)	21 (13)
4,6	① sin α	23 (14)	56 (56)	33 (33)	23 (14)	23 (14)	27 (14)	28 (15)	29 (16)	30 (16)	28 (16)	23 (14)
5,0		25 (15)	75 (60)	50 (35)	25 (15)	28 (15)	34 (15)	36 (16)	37 (17)	37 (18)	33 (17)	25 (15)
5,1		26 (16)	77 (62)	51 (36)	26 (16)	29 (16)	34 (16)	36 (16)	38 (17)	38 (18)	34 (18)	26 (16)
5,5		28 (17)	83 (66)	55 (39)	28 (17)	31 (17)	37 (17)	39 (18)	41 (19)	41 (20)	37 (19)	28 (17)
6,0		30 (18)	90 (72)	60 (42)	30 (18)	34 (18)	40 (18)	43 (19)	44 (20)	45 (21)	40 (21)	30 (18)
7,0		35 (21)	105 (84)	70 (49)	35 (21)	39 (21)	47 (21)	50 (22)	51 (23)	52 (25)	47 (24)	35 (21)
8,0		40 (24)	120 (96)	80 (56)	40 (24)	45 (24)	54 (24)	57 (25)	59 (27)	59 (28)	53 (28)	40 (24)