

Brettsperrholz Bemessung

Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode

Brettsperrholz eröffnet als innovatives Tragwerkselement neue Möglichkeiten im konstruktiven Holzbau. Der vorliegende Leitfaden soll helfen, diese Möglichkeiten in Planung und Ausführung richtig auszuschöpfen und umzusetzen.

Das flächige Bauprodukt Brettsperrholz (BSP oder XLAM) wird zunächst hinsichtlich seiner Herstellung und seiner Eigenschaften beschrieben. Darauf folgen die wichtigsten Grundlagen für die Bemessung, die Beschreibung der Tragwirkung und des Brandverhaltens mit zugehörigen Modellbildungen und Materialkennwerten nach dem Sicherheitskonzept der Eurocodes. Bei der Verbindungstechnik liegt der Schwerpunkt auf selbstbohrenden Holzschrauben, ergänzt wird dieser Abschnitt durch allgemeine Konstruktionsvorschläge. Die Aussteifung von Gebäuden und die damit verbundene Erdbbensicherheit schließen den allgemeinen Teil ab.

Anwendungsbeispiele sollen die beschriebenen Inhalte einfacher zugänglich machen und durch weiterführende Ingenieurmodelle zur Diskussion anregen.

DI Dr. Markus Wallner-Novak

DI Josef Koppelhuber

DI Kurt Pock

Impressum

Medieninhaber und Herausgeber
proHolz Austria Arbeitsgemein-
schaft der österreichischen
Holzwirtschaft zur Förderung der
Anwendung von Holz

Obmann Dieter Kainz
Geschäftsführer Georg Binder
Projektleitung Alexander Eder
A-1011 Wien, Uraniastraße 4
T + 43 (0)1/712 04 74
info@proholz.at, www.proholz.at

Finanzielle Unterstützung durch

Binderholz Bausysteme GmbH
A-5400 Hallein
Solvay-Halvic-Straße 46
T + 43 (0)6245/70 500 - 556
office@binderholz-bausysteme.com
www.binderholz-bausysteme.com

Haas Fertigbau Holzbauwerk
GesmbH & Co KG
A-8263 Großwilfersdorf
Radersdorf 62
T + 43 (0)3385/666 - 0
Info@Haas-Fertigbau.at
www.haas-fertigbau.at

Mayr-Melnhof Holz Holding AG
A-8700 Leoben, Turmgasse 67
T + 43 (0)3842/300 - 0
holding@mm-holz.com
www.mm-holz.com

Merk Timber GmbH
D-86551 Aichach
Industriestraße 2
T + 49 (0)8251/908 - 0
office@merk.de
www.merk.de

Hasslacher Norica Timber
A-9751 Sachsenburg
Feistritz 1
T + 43 (0)4769/2249 - 0
info@hasslacher.at
www.hasslacher.at

Stora Enso
Building and Living
A-9462 Bad St. Leonhard
Wisperndorf 4
T + 43 (0)4350/2301 - 3207
buildingsolutions@
storaenso.com
www.clf.info

Fachverband der Holz-
industrie Österreichs
A-1037 Wien
Schwarzenbergplatz 4
T + 43 (0)1/712 26 01
office@holzindustrie.at
www.holzindustrie.at

Autoren
DI Dr. Markus Wallner-Novak
DI Josef Koppelhuber
DI Kurt Pock

Gestaltung
Umschlag Gassner Redolfi KG, Schllins;
Reinhard Gassner, Marcel Bachmann
Inhalt Markus Wallner-Novak

Lektorat Esther Pirchner

Druck Eberl Print, Immenstadt

1. Auflage 2013, 1.200 Stk.
Preis Einzelheft Euro 35
inkl. USt., exkl. Versand

ISBN 978-3-902320-96-4
ISSN 1680-4252



Gedruckt auf PEFC zertifiziertem Papier. Dieses
Produkt stammt aus nachhaltig bewirtschafteten
Wäldern und kontrollierten Quellen. www.pefc.at

Copyright 2013 bei proHolz Austria und den
Autoren. Die Publikation und alle in ihr ent-
haltenen Beiträge und Abbildungen sind urhe-
berrechtlich geschützt. Jede Verwendung außer-
halb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne
Zustimmung des Herausgebers unzulässig und
strafbar. proHolz Austria und die Autoren
sind bemüht, Informationen richtig und voll-
ständig zu recherchieren bzw. wiederzugeben.
Wir ersuchen jedoch um Verständnis, dass wir
für den Inhalt keine Gewähr übernehmen können.

Vorwort

Die Entwicklung des Holzbaus in den letzten hundert Jahren ist gekennzeichnet durch enorme Innovation. Sowohl die Bauteile aus Holz und Holzwerkstoffen als auch die Verbindungstechnik haben sich stetig weiterentwickelt.

Das Holz, genauer gesagt das einzelne Brett, stellt die Grundlage für Brettschichtholz, Brettstapelelemente oder Brettsperrholz dar. Das relativ „neue“ Konstruktionsmaterial Brettsperrholz – vor etwa zwanzig Jahren begann der baupraktische, wirtschaftlich relevante Einsatz im Baubereich – ist auf den ersten Blick ein einfaches Konstruktionsmaterial. Es besteht aus festigkeitssortierten Brettlamellen, die gekreuzt und mit ungerader Lagenzahl unter 90° miteinander verklebt werden. Es entsteht – oberflächlich betrachtet – eine homogene Holzplatte. Bei näherer ingenieurmäßiger Betrachtung erkennt man jedoch die Komplexität dieses Bauteils: Es handelt sich um ein orthogonal geschichtetes, flächenhaftes Verbundelement aus Holz mit komplexen Berechnungsgrundlagen.

„Man muss die Dinge so einfach wie möglich machen. Aber nicht einfacher.“

(Albert Einstein, 1879–1955)

Den Planern, Ingenieurbüros und Ausführenden werden mit dem vorliegenden Bemessungsbuch die Grundlagen für die technisch sachgemäße Planung und die Anwendung von Brettsperrholz nähergebracht. Das Hauptaugenmerk liegt auf der statisch konstruktiven Funktion von Brettsperrholz als tragendem Bauteil und auf den damit verbundenen Anforderungen. Für das Zusammenfügen der Brettsperrholzelemente wurden Konstruktionsvorschläge erarbeitet.

Der Bemessungsleitfaden ermöglicht der Praktikerin, dem Praktiker einen einfachen und schnellen Zugang zum Bauprodukt Brettsperrholz, da die bautechnisch erforderlichen Nachweise mit den zugehörigen ingenieurmäßigen Rechenmodellen beschrieben und anhand von praxisnahen Beispielen erläutert werden. Dieses Bemessungshandbuch wurde von DI Dr. Markus Wallner-Novak und seinen Koautoren DI Josef Koppelhuber und DI Kurt Pock mit viel Akribie und Umsicht erstellt. Die Ingenieurin, der Ingenieur findet darin Antworten auf die wesentlichen Fragen bei der Bemessung von Brettsperrholz, sodass dieses Buch einen wichtigen Beitrag für die Bemessungspraxis von Brettsperrholz darstellt.

Wilhelm Luggin

Luggin – Ziviltechnikergesellschaft m.b.H.

Inhalt

1	Verständigung	5
1.1	Kleinbuchstaben	5
1.2	Großbuchstaben und Abkürzungen.....	5
2	Produktbeschreibung	8
2.1	Allgemeines	8
2.2	Tragwirkung.....	11
2.3	Verbindungstechnik.....	15
2.4	Weiterführende Hinweise	15
2.5	Kennzeichnung und Bezeichnung der Standardaufbauten	16
3	Grundlagen der Berechnung	19
3.1	Bemessungskonzept	19
3.2	Baustoffkennwerte	22
3.3	Beiwerte für Einwirkungen	26
3.4	Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite	27
3.5	Verformungsbeiwerte	27
4	Querschnittswerte	29
4.1	Balken – Netto-Querschnittswerte	29
4.2	Balken – effektive Querschnittswerte.....	33
4.3	Zweiachsige Plattentragwirkung.....	35
4.4	Scheiben.....	42
5	Grenzzustände der Tragfähigkeit	45
5.1	Bemessungssituation	45
5.2	Zug in der Elementebene.....	46
5.3	Zug quer zur Elementebene	47
5.4	Pressung der Stirnseiten.....	48
5.5	Biegung durch Plattenbelastung.....	52
5.6	Biegung bei Beanspruchung als Träger hochkant.....	53
5.7	Schub bei Plattenbeanspruchung.....	55
5.8	Schub bei Scheibenbeanspruchung	57
5.9	Torsion bei Plattenbeanspruchung	59
5.10	Stabilität	60
5.11	Kombinierte Beanspruchung	65
5.12	Ausklinkungen.....	68
6	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	71
6.1	Bemessungssituation	71
6.2	Begrenzung der Durchbiegungen.....	71
6.3	Schwingungen	74
7	Grenzzustände der Tragfähigkeit im Brandfall	87

7.1	Bemessungssituation	87
7.2	Abbrand und Querschnittswerte	87
7.3	Nachweisführung.....	92
8	Verlust der Lagesicherheit	93
8.1	Bemessungssituation	93
8.2	Abheben.....	94
9	Verbindungstechnik	97
9.1	Kontaktstöße	97
9.2	Fugenausbildungen	99
9.3	Stiftförmige Verbindungsmittel und ihre Tragfähigkeit	105
9.4	Selbstbohrende Holzschrauben.....	105
10	Gebäudeaussteifung	121
10.1	Einwirkungen und Bemessungssituationen	121
10.2	Standicherheit	127
10.3	Kräfteverlauf.....	127
10.4	Deckenscheiben.....	129
10.5	Wandscheiben.....	131
11	Anwendungsbeispiele	139
11.1	Grundlagen.....	139
11.2	Decken.....	155
11.3	Dächer	165
11.4	Tonnendach.....	169
11.5	Wände	171
11.6	Wandscheiben.....	176
Anhang	Berechnungsverfahren.....	181
A.1	Das erweiterte Gamma-Verfahren.....	181
A.2	Der mehrlagig schubnachgiebig verbundene Balken	184

1 Verständigung

1.1 Kleinbuchstaben

<i>a</i>	Schwerpunktsabstand einer Lage zum Gesamtschwerpunkt; Mindestabstand der Verbindungsmittel; Beschleunigung (Erdbeben)
<i>b</i>	Elementbreite (Abmessung in Elementebene in der Regel quer zur Haupttragrichtung); Raumbreite
<i>c</i>	Federsteifigkeit
<i>d</i>	Elementdicke (Abmessung quer zur Elementebene) für Verbindungsmittel: Nenndurchmesser
<i>d_i</i>	Dicke der einzelnen Lage <i>i</i>
<i>f</i>	Festigkeit; Frequenz
<i>f₁</i>	erste Eigenfrequenz
<i>g</i>	ständige Lasten
<i>g₁</i>	Eigengewicht der tragenden Bauteile
<i>g₂</i>	ständige Auflasten
<i>h</i>	Elementhöhe (Abmessung in Elementebene in der Regel in Haupttragrichtung)
<i>i</i>	Trägheitsradius
<i>k</i>	Faktor
<i>k_{led}</i>	Lasteinwirkungsdauer
<i>l</i>	In Tragrichtung bei Angabe des Plattenaufbaues (engl. longitudinal direction)
<i>ℓ</i>	Systemlänge, Spannweite, Knicklänge
<i>m</i>	Moment pro Laufmeter Platte; Masse pro Flächeneinheit
<i>n</i>	Nutzlast; Normalkraft pro Laufmeter Platte; Anzahl
<i>q</i>	Linienlast, Nutzlast; Duktilitätsbeiwert (Erdbeben)
<i>r</i>	kleinster Krümmungsradius
<i>s</i>	Schneelast
<i>v</i>	Querkraft pro Laufmeter Platte; Element der Nachgiebigkeitsmatrix (erweitertes Gamma-Verfahren)
<i>vorh</i>	vorhandener Wert
<i>w</i>	Windlast/Durchbiegung quer zur Tragrichtung bei Angabe des Plattenaufbaues (engl. width direction)
<i>z</i>	Ordinate einer Lage im Querschnitt (schubnachgiebiger Balken)
<i>zul</i>	zulässig

1.2 Großbuchstaben und Abkürzungen

<i>A</i>	Fläche
<i>B</i>	Steifigkeit
<i>CLT</i>	Cross Laminated Timber, Brettsperrholz
<i>D</i>	Lehr'sches Dämpfungsmaß (modale Dämpfung); Dehnsteifigkeit einer Scheibe; Druckkraft (Wandscheibe)
<i>DL oder L</i>	Decklage längs zur langen Elementseite
<i>DQ oder Q</i>	Decklage quer zur langen Elementseite

<i>E</i>	Elastizitätsmodul, Wert einer Einwirkung
<i>EI</i>	Biegesteifigkeit
<i>EQU</i>	Grenzzustände des Verlustes des Gleichgewichts (engl. Equilibrium)
<i>F</i>	Kraft
<i>G</i>	Schubmodul
<i>H</i>	Horizontalkraft
<i>I</i>	Trägheitsmoment
<i>K</i>	Steifigkeit (Biegung oder Normalkraft)
<i>K</i>	Längslage
<i>M</i>	Moment; in einen Punkt konzentrierte Masse
<i>M*</i>	modale Masse
<i>N</i>	Normalkraft
<i>NKL</i>	Nutzungsklasse
<i>Q</i>	punktförmige Nutzlast
<i>R</i>	Wert eines Widerstandes für den Tragfähigkeitsnachweis
<i>S</i>	statisches Moment; Steifigkeit (Schub)
<i>SLS</i>	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (engl. Serviceability Limit States)
<i>T</i>	Schubkraft in einer Fuge; Schwingdauer (Erdbeben)
<i>ULS</i>	Grenzzustände der Tragfähigkeit (engl. Ultimate Limit States)
<i>V</i>	Querkraft
<i>W</i>	Widerstandsmoment
<i>Z</i>	Zugkraft (Wandscheibe)

1.2.1 Griechische Buchstaben

α_{FE}	Beiwert für die Schubsteifigkeit von Scheiben
β	Imperfektionsbeiwert; Abbrandrate
γ	für Erdbeben Bedeutungsbeiwert des Objekts
γ_i	bei der Berechnung der effektiven Querschnittswerte: Reduktionsfaktor für die Lage i nach dem Gamma-Verfahren
$\gamma_M, \gamma_G, \gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert
η	Faktor
φ	Weggröße
Ψ	Kombinationsbeiwert
κ	Schuberhöhungsfaktor ($\geq 1,20$)
κ_z	Schubkorrekturfaktor ($\leq 0,80$)
λ	Schlankheit
μ	Reibungsbeiwert
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung

1.2.2 Indizes

0in Richtung der Decklage (Hauptspannrichtung)
055 %-Fraktilwert
90quer zur Decklage (Nebenspannrichtung)
AAnfangspunkt (Wandscheiben)
axAxial (Verbindungsmittel)
brBrutto-Querschnittswert des gleichförmig betrachteten Querschnitts
cDruck; Knickbeiwert
charAbbrand
crIndex für Rissefaktor (engl. crack)
creepKriechen
critKippen
dBemessungswert (mit Teilsicherheiten behaftet)
defBeiwert zur Ermittlung der Kriechverformung
EEndpunkt (Wandscheiben)
efeffektiver Querschnittswert mit Berücksichtigung des Querschnittaufbaus und der Schubnachgiebigkeit (Gamma-Verfahren)
fidie Brandbemessung betreffend
finEndwert (der Verformung)
g, Gständige Einwirkungen betreffend
horhorizontal
instAnfangswert (der Verformung)
kcharakteristischer Wert (in der Regel 5 %-Fraktilwert ohne Teilsicherheiten)
kiknicken
Mdas Material betreffend (Teilsicherheitsbeiwert); Biegung
meanMittelwert
minmindestens
modModifikationsbeiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer und der Holzfeuchte
n, netNetto-Querschnittswert mit Berücksichtigung des Querschnittaufbaus, aber ohne Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit der Querlagen
ooben
PPolar (Trägheitsmoment)
Qveränderliche Einwirkungen betreffend
qsin der quasi-ständigen Bemessungssituation
rmsbewertetes Maß (root mean square)
RRollschub
refReferenzwert
relrelativ
sden Schwerpunkt betreffend
sysSystembeiwert
tZug
tottotal
TTorsion
uunten
yPlattenbiegung (um die y-Achse)
zBiegung hochkant (um die z-Achse)

2 Produktbeschreibung

2.1 Allgemeines

2.1.1 Definition

Brettspertholz ist ein flächiges, massives Holzprodukt für tragende Anwendungen. Es besteht aus mindestens drei Brettlagen, die rechtwinkelig zueinander flächig verklebt sind und im Allgemeinen einen symmetrischen Querschnitt ergeben. Bis zu drei benachbarte Lagen dürfen faserparallel angeordnet werden, solange ihre gemeinsame Dicke höchstens 90 mm beträgt.

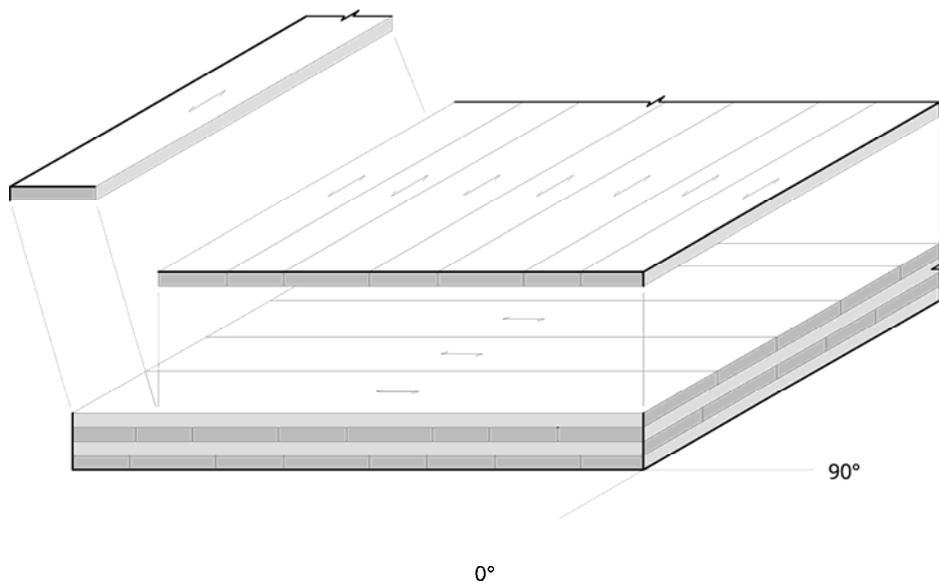


Abbildung 2-1: Aufbau Brettspertholz (Explosionszeichnung)

Die Bretter der einzelnen Lagen aus Nadelholz sind nach Festigkeit sortiert, gehobelt und technisch getrocknet. Überwiegend wird Fichtenholz der Festigkeitsklasse C24 verwendet. Bis zu 10 % der Bretter dürfen der nächstgeringeren Festigkeitsklasse entsprechen. Üblich sind auch die Holzarten Tanne, Kiefer, Lärche und Douglasie. Laubholzarten wie Birke sind denkbar und in Erprobung, aber durch derzeitige Zulassungen nicht abgedeckt.

Die Bretter sind 40 bis 300 mm breit und 6 bis 45 mm dick, werden in der Regel in Längsrichtung mittels Keilzinken zu einer endlosen Lamelle verbunden und können in einem ersten Produktionsschritt an ihren Schmalseiten zu einer flächigen Brettlage verklebt (flankenverleimt) werden. Ohne Verklebung nebeneinanderliegender Bretter dürfen diese mit Fugen von höchstens 6 mm angeordnet werden. Entlastungsnuten in den Brettern dürfen bis 4 mm breit und 90 % des Brettes tief sein.

Für gekrümmtes Brettspertholz, das in einem geeigneten Spannbett verklebt wird, ist der Zusammenhang zwischen der größten Brettdicke $d_{i,max}$ und dem kleinstem Biegeradius r_{min} einzuhalten¹:

$$r_{min} \approx 250 \cdot d_{i,max} \quad (2.1)$$

¹ Nach EN 16351:2013 gilt genau:

$d_{i,max} = \frac{r}{250} \cdot \left(1 + \frac{f_{m,j,dc,k}}{80} \right)$ mit der Biegefestigkeit $f_{m,j,dc,k}$ der Keilzinkenverbindung in den Brettern. In Herstel-

lerspezifische Zulassungen wird der Biegeradius von der Brettdicke abhängig begrenzt.

Der Einsatz von Holzwerkstoffen ist bis zu einem Dickenanteil von 50 % zulässig, wenn diese für Nutzungsklasse 2 und/oder 3 zugelassen sind. Mit Holzwerkstoffen können bestimmte Eigenschaften, wie Tragverhalten, Akustikverhalten, Brandverhalten oder Aussehen beeinflusst werden. Die Tragfähigkeit dieser Lagen darf für die gesamte Tragwirkung berücksichtigt werden, wobei Stöße der Holzwerkstoffe zu beachten sind.

Im vorliegenden Leitfaden werden die einzelnen Teile von Brettsperrholz-Elementen nach Abbildung 2-2 bezeichnet. In der Literatur wird für *Fläche* auch der Begriff Seitenfläche und für *Stirnseite* auch der Begriff Schmalfläche verwendet.

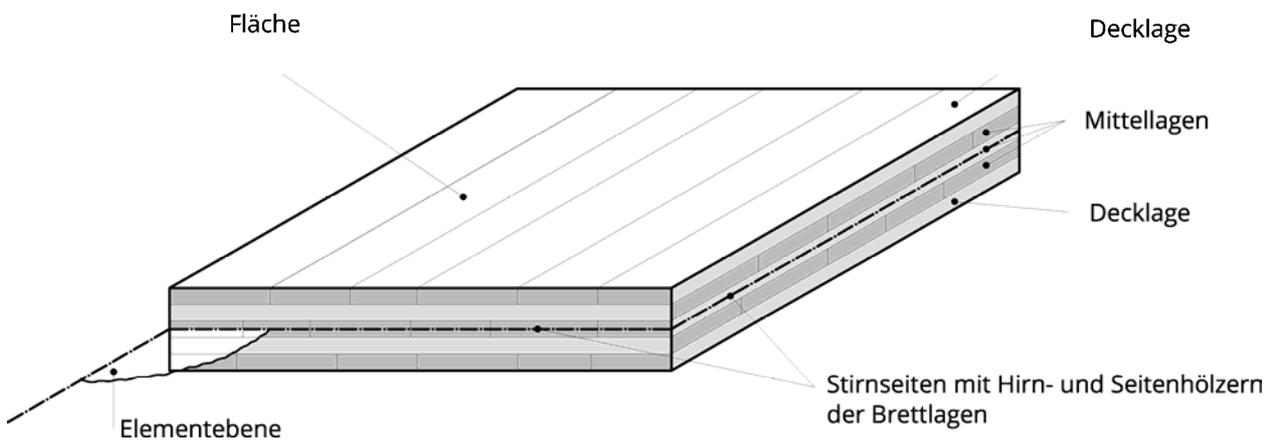


Abbildung 2-2: Bezeichnung von Teilen und Bereichen von Brettsperrholz

2.1.2 Abmessungen

Brettsperrholz wird in Längen bis 16 m und Breiten bis 2,95 bzw. 3,00 m und Gesamtdicken für Standardaufbauten bis etwa 300 mm und auf Sonderwunsch bis 500 mm hergestellt, wie Abbildung 2-3 zeigt. Je nach Zulassungen werden diese Größtabmessungen auf aktuell bis zu 30 m mal 4,80 m ausgedehnt.

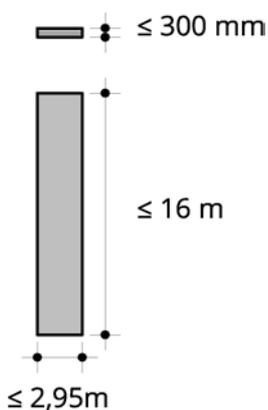


Abbildung 2-3: Abmessungen von Brettsperrholz

2.1.3 Zulassung als Bauprodukt

Brettsperrholz wird seit 1995 produziert, wurde aber bisher nicht in Normen aufgenommen. Seine baurechtliche Verwendung wird daher über nationale oder Europäische Technische Zulassungen (ETA) geregelt. Die Zulassungen enthalten Mindestanforderungen an das Produkt, die Ausgangsstoffe und seine Herstellung, Angaben für Nachweisverfahren und im Fall der ETA Vorschriften zur CE-Kennzeichnung.

Die Produktnorm EN 16351:2013 wurde den CEN-Mitgliedern zur Abstimmung vorgelegt und wird zu einer EN-Norm führen. Eine Expertengruppe innerhalb des Normenausschusses CEN TC 250 arbeitet derzeit an der Aufnahme von Brettsperrholz in den Eurocode 5 (EN 1995-1-1).

2.1.4 Verwendung

Abbildung 2-4 gibt einen Überblick über die wichtigsten Einsatzmöglichkeiten von Brettsperrholz als Tragwerkselement.

Brettsperrholz ist für die Nutzungsklassen 1 und 2 zugelassen. Nutzungsklasse 2 entspricht einem Umgebungsklima von 20 °C, in dem die Luftfeuchtigkeit von 85 % nur für einige Wochen pro Jahr überschritten wird. Dies entspricht in der Regel überdachten und vor Witterung geschützten Tragwerksteilen. Bei Nadelholz stellt sich für dieses Umgebungsklima eine Holzausgleichsfeuchte von höchstens 20 % ein.

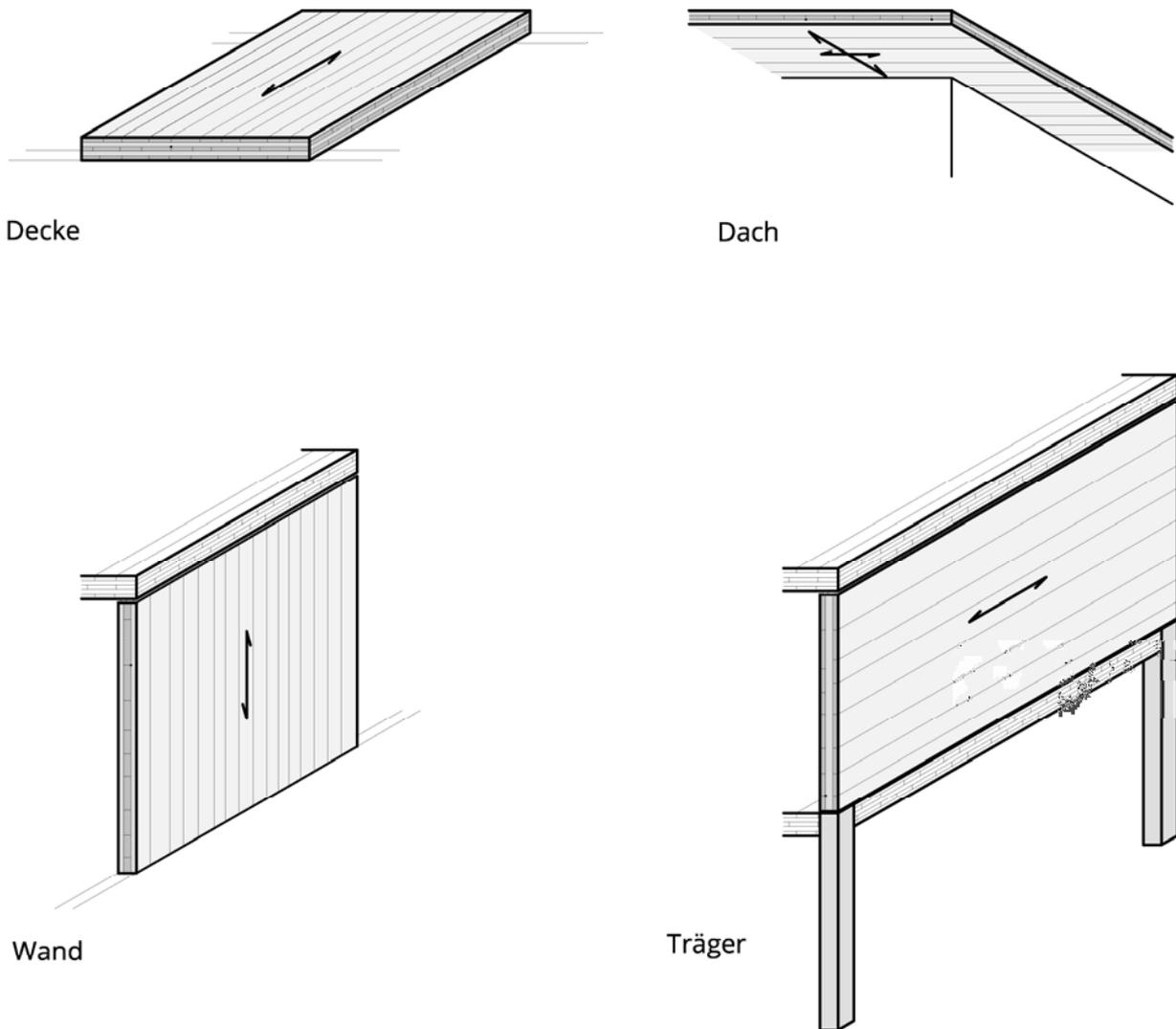


Abbildung 2-4: Einsatz von Brettsperrholz im Tragwerk

2.1.5 Verklebung

Für die Verklebung der Brettlagen werden aktuell die zwei Klebstoffsysteme Polyurethan (PUR) und Melamin-Urethan-Formaldehyd (MUF) verwendet. Als weiteres Klebstoffsystem können lösungsmittelfreie Dispersionsklebstoffe (EPI) eingesetzt werden. Die beschriebenen Klebstoffe weisen relativ kurze Aushärtezeiten auf und führen zu transparenten Fugen. Unterschiedliche Klebstoffe können zu unterschiedlichem Brandverhalten führen.

2.2 Tragwirkung

Der gesperrte Aufbau von Brettsperrholz führt zu verbessertem Quell- und Schwindverhalten. Liegend werden die Elemente als Platten vorwiegend in eine Richtung (einachsig) gespannt (Abbildung 2-5). In einigen Fällen – wie bei punktgestützten Platten oder bei beidseitigen Dachüberständen – erfolgt die Lastabtragung in zwei Richtungen.

Stehend als Scheibe eingesetzt, kann die vergleichsweise hohe Schubsteifigkeit und wegen der gesperrten Lagen auch eine verbesserte Schubtragfähigkeit genutzt werden.

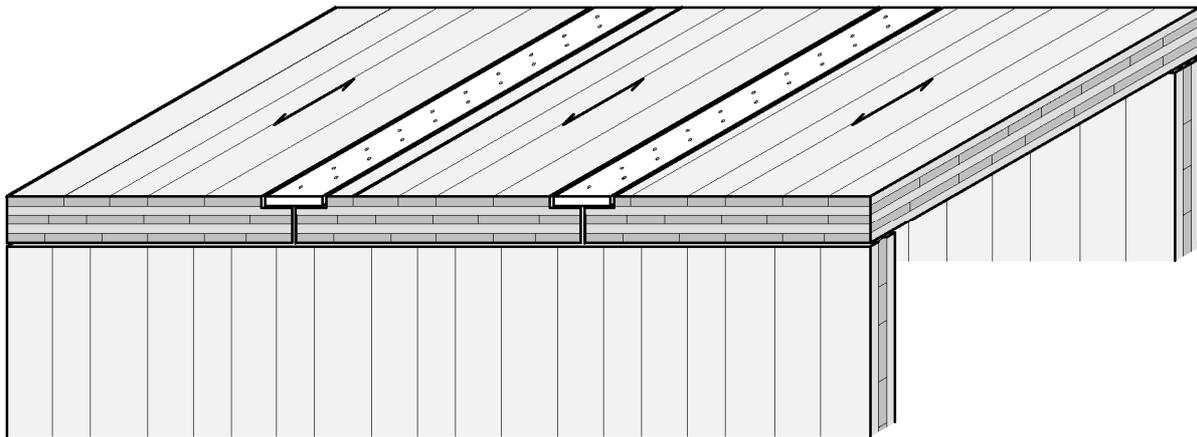


Abbildung 2-5: Brettsper Holz – einachsige Lastabtragung

Als Haupttragrichtung (0°) wird jene mit höherer Steifigkeit bezeichnet, als Nebentragrichtung (90°) jene mit geringerer Steifigkeit. Die Haupttragrichtung entspricht in der Regel der Richtung der Decklagen.

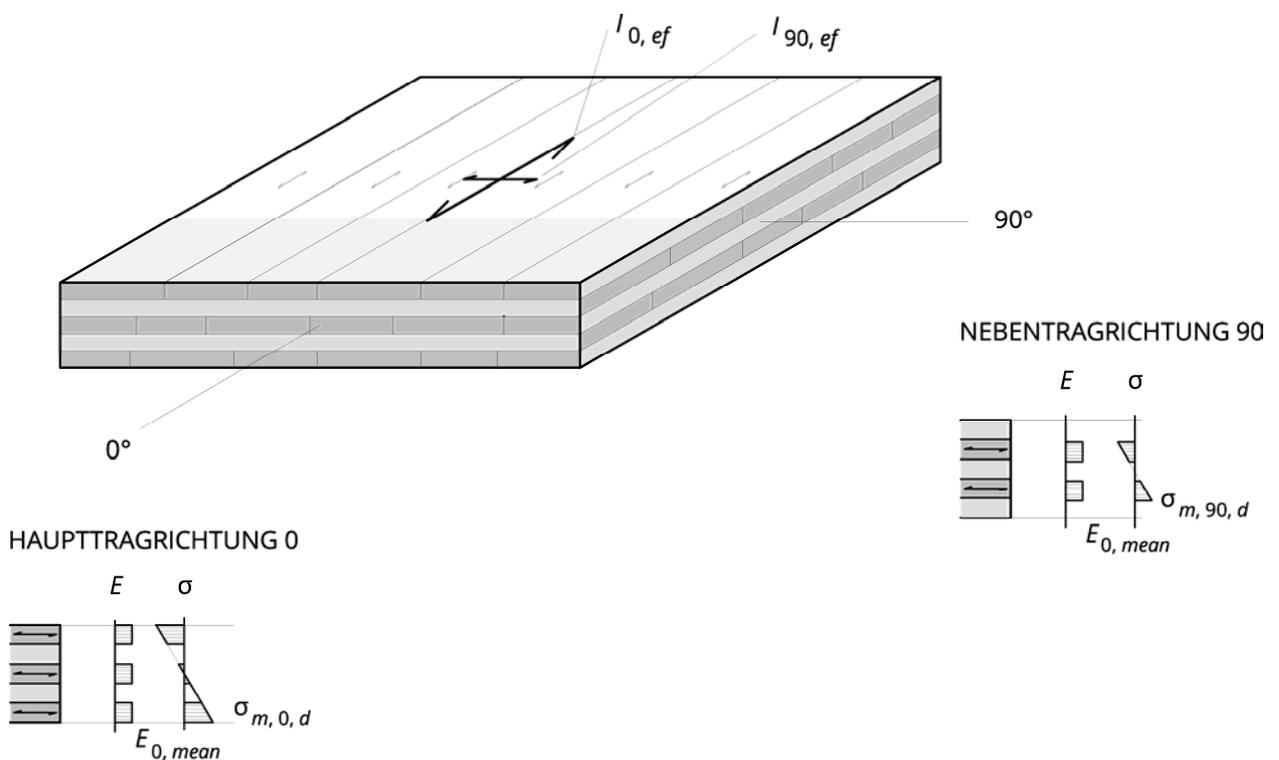


Abbildung 2-6: Brettsper Holz-Element mit Haupt- und Nebentragrichtung

Für die Ermittlung des Tragverhaltens bei Plattenbiegung in eine Richtung werden nur jene Brettlagen in Rechnung gestellt, die auch in diese Tragrichtung laufen. Die zu diesem **Netto-Querschnitt** gehörenden Querschnittswerte werden mit dem Index „n“ versehen und für Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit verwendet. Den querlaufenden Brettlagen werden keine Längsspannungen zugewiesen – der Elastizitätsmodul quer zur Faser wird hier mit $E_{90} = 0$ angenommen.

Die Querlagen werden also als reine Abstandhalter aufgefasst und erfahren nur eine Beanspruchung auf Schub. Diese Schubbeanspruchung der Querlagen ist hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Verformung von Brettsper Holz zu beachten. Tritt Schubversagen ein, so ist in der Regel ein Bruch tangential zu den Jahrringflächen der Querlagen zu beobachten. Dieser Bruch wird als *Roll-*

schubversagen bezeichnet und durch die Überschreitung der *Rollschubfestigkeit* $f_{V,R,k}$ eingeleitet. Sie beträgt nur etwa die Hälfte bis ein Drittel der Schubfestigkeit in faserparalleler Richtung $f_{V,k}$.

Die Schubverformung der Querlagen ist als Teil der Gesamtverformung zu berücksichtigen.

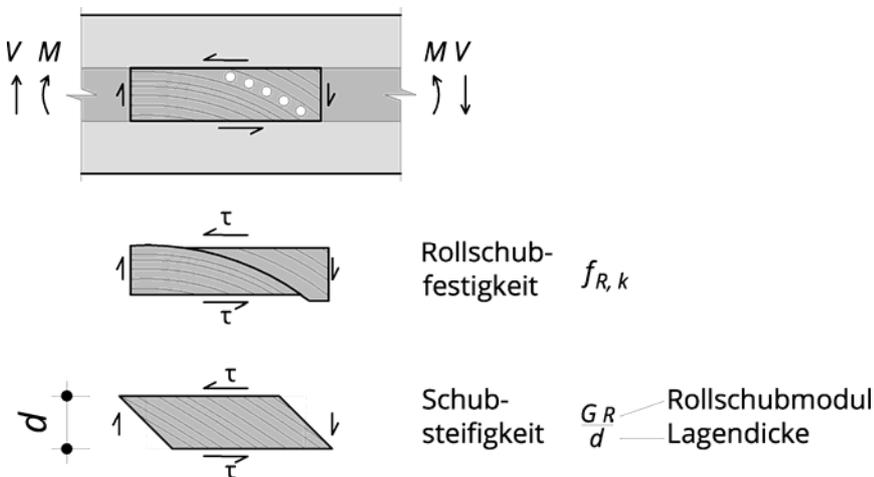
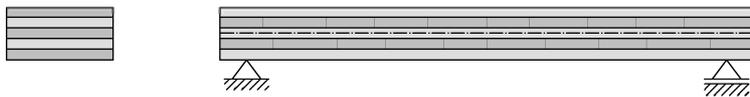


Abbildung 2-7: Schubverhalten der Querlagen

Für das beschriebene Tragverhalten sind unterschiedliche Rechenmodelle anwendbar. Ein einfaches Modell ist jenes des verdübelten Balkens. Die Längslagen werden als Querschnittsteile des Balkens und die Querlagen als flächenhafte Verdübelung der Querschnittsteile aufgefasst, wie in Abbildung 2-8 dargestellt.

Brettspertholz als Balken



Analogie: verdübelter Balken

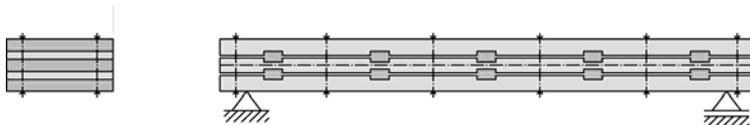


Abbildung 2-8: Modellvergleich mit verdübeltem Balken

Die Gesamtverformung setzt sich aus einem Biegeanteil infolge Verdrehung des Querschnitts und einem Schubanteil infolge Verformung der Querlagen zusammen. Der Anteil der Schubverformungen hängt vom Querschnittsaufbau, der Elementschlankheit und dem Belastungsbild ab und liegt üblicherweise unter 30 % der Biegeverformungen, wie in Abbildung 2-9 schematisch dargestellt ist.

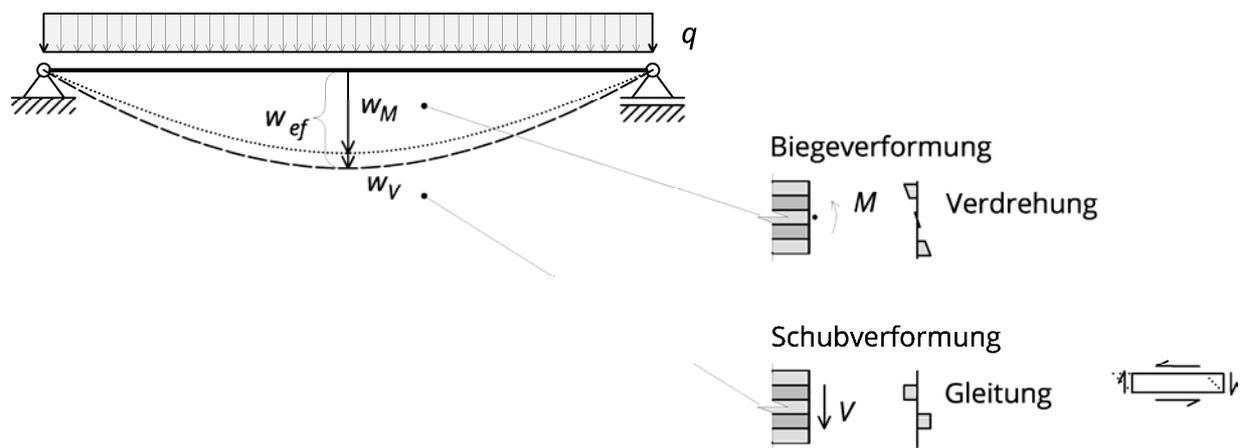


Abbildung 2-9: Verformungsanteile eines Brettsperrholz-Balkens aus Biegung und Schub

Für die Berechnung nachgiebig verbundener Biegestäbe wurde das Gamma-Verfahren beschrieben und in die allgemeinen Bemessungsnormen aufgenommen. Neben dem Gamma-Verfahren sind der Timoshenko-Balken, das Schubanalogieverfahren, die Laminattheorie und die Berechnung nach der Finite-Elemente-Methode geeignet.

Das Gamma-Verfahren bildet die Grundlage für die Verformungsberechnung im vorliegenden Leitfaden. Es ist in Eurocode 5 und den meisten Zulassungen für Brettsperrholz verankert, hat sich baupraktisch bewährt und stellt einen einfachen und ingenieurmäßigen Zugang zur Erfassung der Schubverformungen dar. Die Längslagen werden jeweils um einem Faktor γ reduziert, um die Schubnachgiebigkeit der benachbarten Querlagen zu erfassen. Das zugehörige *effektive Trägheitsmoment* wird mit dem Index „*ef*“ bezeichnet und für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit verwendet. Die Schubnachgiebigkeit wird folglich über eine reduzierte, effektive Biegesteifigkeit erfasst.

Ein Vorteil des Gamma-Verfahrens liegt darin, Verformungen wie gewohnt über die reine Biegeverformung berechnen zu können. In der Handrechnung müssen keine gesonderten Terme für Schubverformungen ermittelt werden und Stabwerksprogramme müssen die Schubnachgiebigkeit von Stäben nicht berücksichtigen. Nachteilig ist, dass das effektive Trägheitsmoment I_{ef} von der Spannweite ℓ abhängt und so ein vom System abhängiger Wert ist. Das effektive Trägheitsmoment nimmt mit kürzeren Spannweiten etwa quadratisch zur Biegeschlankheit (ℓ/h) ab. Die Formeln für die Gamma-Werte wurden aus dem Ansatz einer sinusförmigen Biegelinie gewonnen.

Die Berechnung der Querschnittswerte nach dem Gamma-Verfahren wird in Abschnitt 4.2 beschrieben.

Bei der Anwendung des Gamma-Verfahrens in Stabwerksprogrammen erweist es sich als praktikabel, Brettsperrholz als gleichförmigen Querschnitt mit der tatsächlichen Elementhöhe und effektiven Breite zu definieren, wie in Abbildung 2-10 dargestellt. Der Ersatzquerschnitt besitzt dann die gleiche Höhe und Biegesteifigkeit wie das Brettsperrholz-Element, die Spannungsermittlung infolge der so errechneten Schnittgrößen hat gesondert zu erfolgen.

$$b_{ef} = b \cdot \frac{I_{ef}}{I_{br}} \quad (2.2)$$

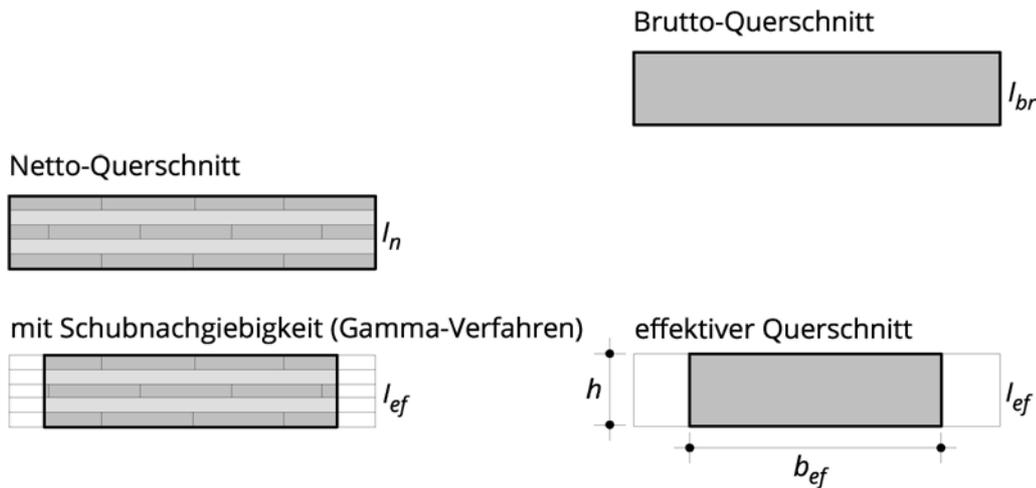


Abbildung 2-10: Modellquerschnitte und Steifigkeitsverhältnisse

Als alternative Rechenmethode wird der schubweiche Timoshenko-Balken in Anhang A.2 beschrieben. Mit diesem Verfahren kann für jeden Querschnittsaufbau ein Schubkorrekturfaktor angegeben werden. Die Schubverformungen können dann zusätzlich zur Biegeverformung aus der Querkraftverteilung ermittelt werden.

2.3 Verbindungstechnik

Brettsper Holz eignet sich wegen des gesperrten Aufbaus gut zur Fügung auf Kontakt, da die Lasten über Hirnholzpressung der in Krafrichtung orientierten Lagen eingeleitet werden können. Stiftförmige Verbindungsmittel können sowohl in der Fläche als auch in den Stirnseiten angeordnet und axial und/oder auf Abscheren beansprucht werden. Bei Verwendung in der Fläche wirkt sich der gesperrte Aufbau von Brettsper Holz günstig auf die übertragbaren Kräfte und die Mindestabstände der Verbindungsmittel aus. Die Mindestabstände dürfen unabhängig von der Orientierung der Decklagen festgelegt werden.

Lasteinleitungsprobleme werden in Abschnitt 9.1, stiftförmige Verbindungsmittel in Abschnitt 9.3 näher behandelt.

2.4 Weiterführende Hinweise

In Ebner (2003) werden Hochbaukonstruktionen beschrieben, bauphysikalische Kennzahlen finden sich unter anderem in HFA (2003). Teibinger und Matzinger (2013) verfassten einen Beitrag zu Bauen mit Brettsper Holz im Geschossbau. Von Green (2012) wurde eine Machbarkeitsstudie zu Hochhäusern verfasst.

2.5 Kennzeichnung und Bezeichnung der Standardaufbauten



- ❶ Nummer der Zulassung
- ❷ Nummer des Konformitätszertifikates

Abbildung 2-11: CE-Kennzeichen gemäß Europäischer Technischer Zulassung (ETA)

Die Erfüllung einer Europäischen Technischen Zulassung oder der Produktnorm wird über das CE-Kennzeichen auf dem Produkt und den Begleitpapieren dokumentiert, wie beispielhaft in Abbildung 2-11 dargestellt.

Für die Bezeichnung von Brettsperrholz-Elementen werden in der Regel die Produktbezeichnung des Herstellers, die Elementdicke und der Elementaufbau verwendet, wie in Abbildung 2-12 dargestellt und im vorliegenden Leitfaden verwendet.

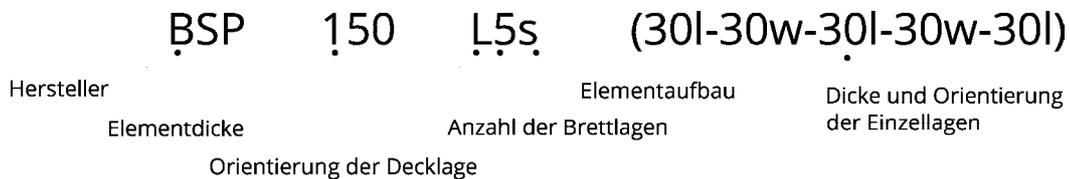


Abbildung 2-12: Bezeichnungsschema für den Aufbau von Brettsperrholz-Elementen

Wie in Abbildung 2-13 dargestellt, werden im vorliegenden Leitfaden Elemente mit Decklage längs zur langen Elementseite mit *L* bezeichnet; üblich ist auch die Bezeichnung *DL*. Elemente mit dieser Orientierung werden in der Regel als Dach- und Deckenelemente oder hochkant als Träger verwendet. Elemente mit Decklage quer zur langen Elementseite werden mit *Q* bezeichnet (auch *DQ*) und finden beispielsweise als Wandelemente Einsatz.

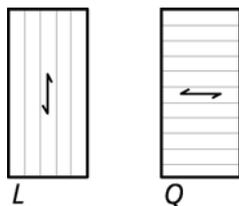


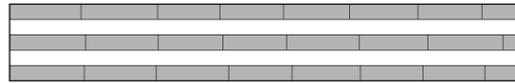
Abbildung 2-13: Herstellungsbedingte Orientierung der Decklagen

Für die herstellerneutrale Formulierung von Ausschreibungstexten sollten – zusätzlich zur Gesamtstärke – die Stärken der einzelnen Brettlagen angegeben werden. Dazu wurde in der Produktnorm¹ die Bezeichnung mit der jeweiligen Lagendicke und den Buchstaben „l“ für Längslagen (longitudinal direction – Längsrichtung) und „w“ für Querlagen (width direction – Breitenrichtung) festgelegt.

Abbildung 2-14 zeigt Beispiele für Elementaufbauten mit ihrer Bezeichnung.



BSP 110 L3s



BSP 150 L5s



BSP 210 L7s



BSP 240 L7s-2

Abbildung 2-14: Querschnittsvarianten

¹ EN 16351:2013.

3 Grundlagen der Berechnung

Als Grundlage für die Bemessung wird hier das europäische Sicherheitskonzept in seinen Grundsätzen und in gekürzt dargestellt. Als Abschätzung werden gesicherte Angaben gemacht, um Kontrollen und eine überschlägige Bemessung von Hand zu ermöglichen.

3.1 Bemessungskonzept

Die Eurocodes werden europaweit inhaltlich einheitlich herausgegeben. Nationale Anhänge (NAD) dienen dazu, länderspezifische Festlegungen für ausgewiesene Absätze, Kennwerte und Faktoren zu treffen und Inhalte zu ergänzen. Zur Bemessung und Konstruktion von Holzbauten ist die europäische Norm ÖNORM EN 1995-1-1 und zusätzlich der nationale Anhang (für Österreich beispielsweise ÖNORM B 1995-1-1) anzuwenden. Für einen eindeutigen Verweis auf eine bestimmte Ausgabe eines Normendokuments wird deren Ausgabejahr angehängt – beispielsweise ÖNORM EN 1995-1-1:2008.

Ziel jeder Bemessung ist der Nachweis gegen das Eintreten unerwünschter Grenzzustände. Diese sind der Verlust der Lagesicherheit (z. B. Abheben), das Überschreiten der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit. Gegen das Eintreten dieser Grenzzustände werden Sicherheitsbeiwerte sowohl für Einwirkungen als auch für Widerstände festgelegt.

3.1.1 Charakteristische Werte der Einwirkungen

Brettsperholz ist allgemein für statische und quasi-statische Einwirkungen zugelassen. Alle Einwirkungen, wie beispielsweise Eigenlasten, Nutzlasten, Schneelasten oder Windlasten sind in den entsprechenden Teilen des Eurocode 1 als charakteristische Werte angegeben. Charakteristische Werte der Einwirkung werden aus Messungen und Lastmodellen gewonnen und werden innerhalb eines Bezugszeitraumes (in der Regel 50 Jahre) in nur 5 % aller Fälle überschritten (95 %-Fraktilewerte).

Charakteristischer Wert der Einwirkung: E_k

3.1.2 Bemessungswerte der Beanspruchung

In den Nachweisen ist die Beanspruchung der Bauteile zu untersuchen, wobei Auswirkungen und Einwirkungen beachtet werden. Jedem Grenzzustand ist eine Bemessungssituation mit zugehörigen Kombinationsregeln zugeordnet. Die charakteristischen Werte der Einwirkungen werden mit Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten versehen und ungünstig aufsummiert.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind γ_G für ständige Einwirkungen und γ_Q für veränderliche Einwirkungen. Die anzuwendenden Beiwerte ψ sind in Tabelle 3-1 für die verschiedenen Grenzzustände angeführt. Mit ihnen dürfen veränderliche Einwirkungen reduziert werden, beispielsweise, wenn sie begleitend, gemeinsam mit einer führenden veränderlichen Einwirkung wirken. Die Beiwerte hängen vom jeweiligen Lasttyp ab, sind in EN 1990 festgelegt und hier in Abschnitt 3.3 angeführt.

Die kombinierten und mit Sicherheiten behafteten Summen der Einwirkungen in vorgegebenen Bemessungssituationen führten zum

Bemessungswert der Einwirkung: E_d

Tabelle 3-1 Bemessungssituationen und Kombinationsbeiwerte

Beiwerte Grenzzustände	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verlust der Lagesicherheit (EQU), Tragfähigkeit (ULS)	seltene oder vorübergehende Bemessungssituation	außergewöhnliche Bemessungssituation	
	Nachweis der Tragfähigkeit	Nachweis der Tragfähigkeit im Fall von Brand oder Erdbeben	
Gebrauchstauglichkeit (SLS)	charakteristische Bemessungssituation	häufige Bemessungssituation	quasi-ständige Bemessungssituation
	Vermeidung von Schäden	-	Erscheinungsbild

3.1.3 Charakteristische Werte der Festigkeit

Der Widerstand von Brettsperrholz-Elementen hängt von ihrem Aufbau und der Materialfestigkeit ab. Die charakteristischen Werte der Festigkeiten f_k werden aus genormten Materialprüfungen gewonnen oder aus bekannten Beziehungen zwischen verschiedenen Materialfestigkeiten abgeleitet und sind in der Regel jene Werte, die nur von 5 % der Proben unterschritten werden.

Charakteristischer Wert der Festigkeit: R_k

3.1.4 Bemessungswerte des Widerstandes

Auf der Materialseite wird der Teilsicherheitsbeiwert γ_M verwendet. Zusätzlich wird für Holzfestigkeiten der Einfluss der Lastdauer und der Holzfeuchte mit dem Modifikationsbeiwert k_{mod} berücksichtigt.

Bemessungswert des Widerstandes: R_d

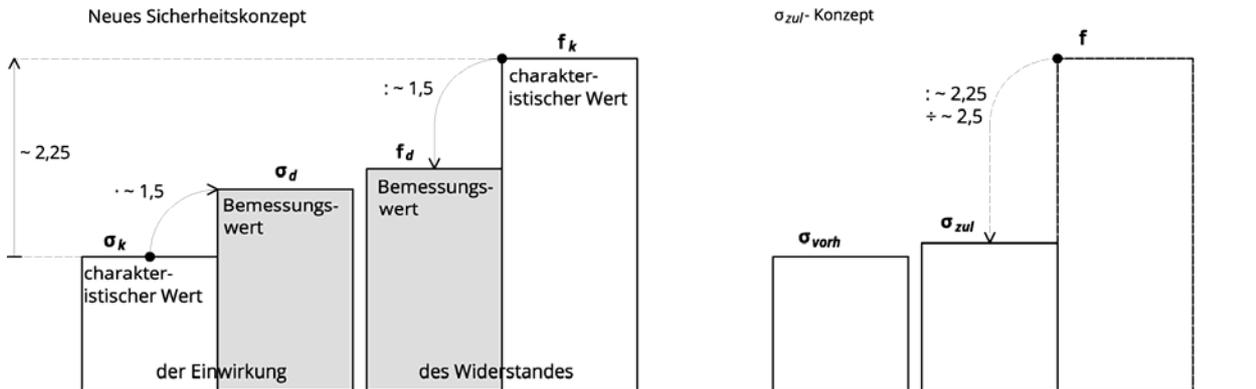
3.1.5 Nachweisführung

Die geforderte Tragwerkssicherheit wird erreicht, wenn im Rahmen der Nachweise gezeigt werden kann, dass der jeweilige Bemessungswert der Beanspruchung kleiner gleich dem jeweiligen Bemessungswert des Widerstandes ist.

Nachweis: $E_d \leq R_d$

Der Größenwert einer Einwirkung ist beispielhaft im Balkendiagramm in Abbildung 3-1 links dargestellt; der Wert eines Widerstandes rechts. Die charakteristischen Werte sind jeweils außen dargestellt; die für den Nachweis verwendeten Bemessungswerte innen.

Die Sicherheit vom charakteristischen Wert zum Bemessungswert liegt im deutschsprachigen Raum sowohl für Einwirkungen als auch für Widerstände unter dem Wert 1,50. Der gesamte Sicherheitsabstand zwischen den charakteristischen Werten liegt etwa bei 2,25 bis 2,50. Dies entspricht dem Sicherheitsniveau des alten deterministischen Sicherheitskonzepts, wie im zweiten Diagramm rechts dargestellt. Dieser Vergleich der Sicherheitskonzepte mit groben Richtwerten und Vereinfachungen dient dem Verständnis und der Eingrenzung und ist nicht für allgemeine statische Nachweise gedacht.



Nachweis:

$$\sigma_d \leq f_d$$

$$(\gamma_G; \gamma_Q) \sigma_k \leq \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot k_{mod} \cdot k$$

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul}$$

Abbildung 3-1: Charakteristische Werte und Bemessungswerte mit gerundeten Teilsicherheitsbeiwerten

3.1.6 Bemessungswert der Einwirkung (Tragfähigkeit)

$$E_d = \sum \gamma_G \cdot E_{G,i,k} + \gamma_Q \cdot E_{Q,1,k} + \psi_0 \cdot \sum \gamma_Q \cdot E_{Q,i,k} \quad (3.1)$$

Abschätzung:

$$E_d \approx 1,5 \cdot E_k$$

3.1.7 Bemessungswert des Widerstandes (Tragfähigkeit)

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.2)$$

Abschätzung:

$$R_d \approx \frac{R_k}{1,5}$$

Im vorliegenden Leitfaden werden die Widerstände für Brettsper Holz als Bemessungswerte ($\gamma_M = 1,25$) bei Lastdauer mittel ($k_{mod} = 0,8$ in den Nutzungsklassen 1 und 2) angegeben. Für abweichende Lastdauer sind die Faktoren nach Tabelle 3-7, auf Seite 24 anzuwenden. Abweichende nationale Festlegungen sind zu beachten.

3.2 Baustoffkennwerte

Brettsperrholz wird auf der Grundlage technischer Zulassungen als Bauprodukt anerkannt und ist nicht genormt. Die Baustoffkennwerte aus den technischen Zulassungen liegen innerhalb gewisser Schwankungsbereiche, wie in den folgenden Tabellen angegeben. Im vorliegenden Leitfaden wurden gesicherte Werte festgelegt und unterstrichen dargestellt. Für den statischen Nachweis eines Bauwerks sind die genauen Werte aus den jeweiligen Zulassungen maßgebend.

3.2.1 Baustoffkennwerte allgemein

Tabelle 3-2 allgemeine Baustoffkennwerte

		vorgeschlagene Bemessungswerte	Wertebereich laut Zulassungen
Wichte (für Lastannahmen)	γ	5,50 kN/m ³	(4,20 ¹ ÷ <u>5,5</u>) ÷ 6,00 ² kN/m ³
Charakteristischer Mindestwert der Rohdichte	ρ_k	400 kg/m ³	350 ³ ÷ <u>400</u> ⁴ kg/m ³
Mittelwert der Rohdichte	ρ_{mean}	450 kg/m ³	450 kg/m ³

3.2.2 Baustoffkennwerte Platte

Tabelle 3-3 Steifigkeitskennwerte für Brettsperrholz bei Verwendung als Platte

		vorgeschlagene Bemessungswerte	Wertebereich laut Zulassungen
Elastizitätsmodul (Normalspannungen)	$E_{0,mean}$	11.000 N/mm ²	<u>11.000</u> ÷ 12.000 N/mm ²
	$E_{0,05}$	9.160 N/mm ²	7.330 ÷ <u>9.160</u> ÷ 9.650 N/mm ²
Elastizitätsmodul (quer zur Faser)	$E_{90,mean}$	370 N/mm ²	<u>370</u> N/mm ²
Schubmodul	$G_{0,mean}$	690 N/mm ²	600 ÷ <u>690</u> ÷ 720 N/mm ²
	$G_{0,05}$	570 N/mm ²	
Rollschubmodul	$G_{R,mean}$	50 N/mm ²	<u>50</u> ÷ 60 N/mm ²

¹ ρ_{mean} in EN 338:2009.

² ÖNORM B 4010.

³ EN 338:2009. Die Rohdichte wird in der Regel für Vollholz ohne Berücksichtigung der Homogenisierungseffekte von Brettsperrholz angegeben.

⁴ Blaß und Uibel (2007)

Tabelle 3-4 Festigkeitskennwerte für Brettsper Holz bei Verwendung als Platte

		vorgeschlagene Bemessungswerte f_d für $k_{mod} = 0,80$ und $\gamma_m = 1,25$	Bereich für charakteristische Werte laut Zulassungen
Biegefestigkeit¹	$f_{m,d}$	15,30 N/mm ²	24,00 N/mm ²
Zugfestigkeit	$f_{t,0,d}$	9,00 N/mm ²	14,00 ÷ 16,50 N/mm ²
Druckfestigkeit in Faserrichtung	$f_{c,0,d}$	13,40 N/mm ²	21,00 ÷ 24,00 N/mm ²
Querdruckfestigkeit²	$f_{c,90,d}$	1,60 N/mm ²	2,50 ÷ 2,70 N/mm ²
Schubfestigkeit	$f_{V,d}$	1,60 N/mm ²	2,00 ÷ 2,50 ÷ 2,70 N/mm ²
Rollschubfestigkeit³	$f_{V,R,d}$	0,70 N/mm ²	0,70 ÷ 1,10 ÷ 1,50 N/mm ²
Torsionsfestigkeit	$f_{0,T,d}$	1,60 N/mm ²	2,50 N/mm ²

Für abweichende Werte von k_{mod} siehe Tabelle 3-77. Für abweichende Werte von γ_m siehe Tabelle 3-9.

3.2.3 Baustoffkennwerte Scheibe und Träger hochkant

Die folgenden Materialkennwerte gelten für Scheiben und Träger hochkant aus Brettsper Holz, bei denen die beanspruchten Lagen aus durchgehend keilgezinkten Brettlagen bestehen, wie es in den Produktzulassungen in der Regel gefordert ist.

Tabelle 3-5 Steifigkeitskennwerte für Brettsper Holz bei Verwendung als Scheibe

		vorgeschlagene Bemessungswerte	Wertebereich laut Zulassungen
Elastizitätsmodul (Normalspannungen)	$E_{0,mean}$	11.000 N/mm ²	11.000 ÷ 12.000 N/mm ²
	$E_{0,05}$	9.160 N/mm ²	7.330 ÷ 9.160 ÷ 9.650 N/mm ²
Schubmodul	$G_{0,mean}$	690 N/mm ²	600 ÷ 690 ÷ 720 N/mm ²
	$G_{0,05}$	570 N/mm ²	

¹ Für universalkeilgezinkte Brettsper Holz-Elemente ist die Biegefestigkeit bei Plattenbeanspruchung um 25 % abzumindern.

² Die charakteristische Druckfestigkeit quer zur Faser wird für alle Holzarten in EN 16351:2013, Abschnitt 5.1.5., mit $f_{c,90,k} = 3$ N/mm² angegeben, wenn keine Versuchsergebnisse vorliegen.

³ Achtung! Die Form und Verarbeitung der Brettlagen beeinflusst die Rollschubfestigkeit maßgeblich. Daher wird hier im Besonderen auf die Produktzulassung verwiesen.

Sind die Bretter seitverklebt oder wird bei fehlender Seitenverklebung ein Mindestverhältnis von Breite zu Dicke von 4:1 eingehalten, darf laut EN 16351:2013, Abschnitt 5.1.5., eine charakteristische Rollschubfestigkeit von 1,10 N/mm² angesetzt werden, andernfalls von 0,70 N/mm².

Tabelle 3-6 Festigkeitskennwerte für Brettsperrholz bei Verwendung als Scheibe

		vorgeschlagene Bemessungswerte f_d für $k_{mod} = 0,80$ und $\gamma_m = 1,25$	Bereich für charakteristische Werte laut Zulassungen
Biegefestigkeit	$f_{m,d}$	15,3 N/mm ²	24,00 N/mm ²
Zugfestigkeit¹	$f_{t,0,d}$	9,0 N/mm ²	14,00 ÷ 16,50 N/mm ²
Druckfestigkeit in Faserrichtung	$f_{c,0,d}$	13,4 N/mm ²	21,00 ÷ 24,00 N/mm ²
Querdruckfestigkeit	$f_{c,90,d}$	1,6 N/mm ²	2,50 ÷ 2,70 N/mm ²
Scheibenschubfestigkeit (Mechanismus 1)	$f_{V,S,d}$	3,2 N/mm ²	5,00 N/mm ²
Torsionsfestigkeit der Klebefugen (Mechanismus 2)	$f_{V,T,d}$	1,6 N/mm ²	2,50 N/mm ²
Schubfestigkeit (Mechanismus 3)	$f_{V,d}$	1,6 N/mm ²	2,00 ÷ 2,50 ÷ 2,70 N/mm ²
Rollschubfestigkeit²	$f_{V,R,d}$	0,7 N/mm ²	0,70 ÷ 1,10 ÷ 1,50 N/mm ²

Für abweichende Werte von k_{mod} siehe Tabelle 3-77. Für abweichende Werte von γ_m siehe Tabelle 3-9.

3.2.4 Umrechnung nach Lasteinwirkungsdauer

Tabelle 3-7 Faktoren für Bemessungswerte nach Lasteinwirkungsdauer in Nutzungsklasse 1 und 2

Lastdauer	KLED	ständig	lang	mittel	kurz	sehr kurz
	k_{mod}	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	Lastkürzel	G	NE	NA, NB, ND,NF,NG S1	NC, NH S2 W	(W)
Faktor	$\eta_{k_{mod}}$	0,75	0,88	1,00	1,13	1,38

3.2.5 Systembeiwert

Durch die Verklebung werden mehrere Bretter einer Lage parallel aneinandergeschnitten. Die Lastabtragung erfolgt über mehrere Bauteile gleichzeitig, wodurch der Bauteilwiderstand wegen statistischer Effekte gegenüber der Brettfestigkeit mit dem Systembeiwert k_{sys} erhöht werden darf.³ Bei einer hoch angesetzten durchschnittlichen Brettbreite von 25 cm ergibt sich für Elemente ab einer

¹ Für universalkeilgezinkte Brettsperrholz-Elemente sind die Biege- und Zugfestigkeiten bei Scheibenbeanspruchung um 30 % abzumindern.

² Achtung! Die Form und Verarbeitung der Brettlagen beeinflusst die Rollschubfestigkeit maßgeblich. Daher ist hier im Besonderen auf die Produktzulassung zu verweisen.

Sind die Bretter seitenverklebt oder wird bei fehlender Seitenverklebung ein Mindestverhältnis von Breite zu Dicke von 4:1 eingehalten, darf laut EN 16351:2013, Abschnitt 5.1.5, eine charakteristische Rollschubfestigkeit von 1,10 N/mm² angesetzt werden, andernfalls eine Rollschubfestigkeit von 0,70 N/mm².

³ EN 1995-1-1, Abschnitt 6.6.

Breite von 100 cm $k_{sys} = 1,08$ und ab 200 cm $k_{sys} = 1,20$. Die Erhöhung der Festigkeiten mit k_{sys} gilt nur bei paralleler Beanspruchung mehrerer Bretter wie bei Normal- und Biegespannungen, nicht aber wenn nur ein Brett auf Rollschub beansprucht wird.

Für schmale Bauteile mit einer Breite von weniger als 25 cm wird eine Reduktion durch $k_{sys} = 0,90$ empfohlen.

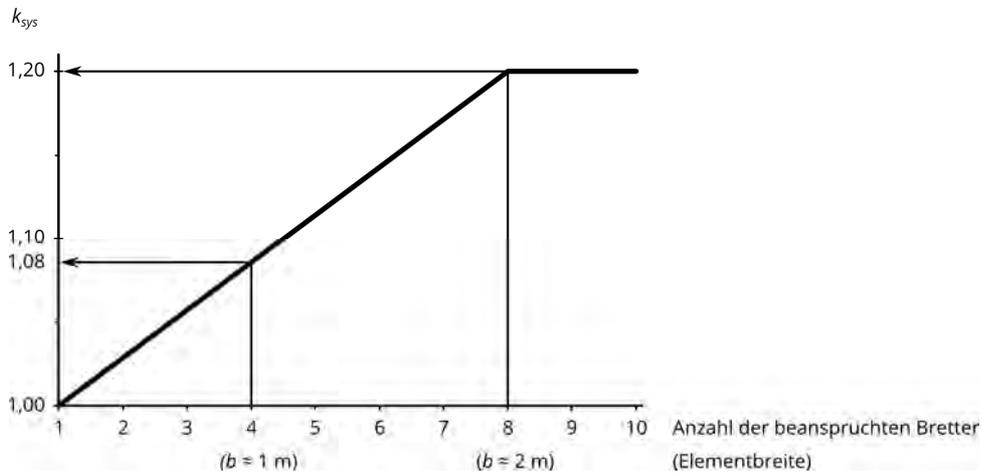


Abbildung 3-2: Zusammenhang zwischen der Anzahl der beanspruchten Bretter und k_{sys}

3.3 Beiwerte für Einwirkungen

Alle für die Bemessung erforderlichen Beiwerte werden für verschiedene Lastkategorien in Tabelle 3-8 angegeben. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ gelten für die Grenzzustände der Tragfähigkeit. Die in der Nachweisgleichung auf der Materialseite stehenden Modifikationsbeiwerte für die Lasteinwirkungsdauer k_{mod} entsprechen den Werten für Sperrholz nach EN 1995-1-1:2009. Die Kombinationsbeiwerte sind den Tabellen A.1.1. und A.1.2. der EN 1990:2003 entnommen. Die jeweilige Klasse der Lasteinwirkungsdauer KLED wurde von DIN 1052:2004, Tabelle 4 übernommen.

Tabelle 3-8 Lastkategorien und zugehörige Beiwerte

Gruppe	Kategorie	Lastkürzel	γ_{sup}	γ_{inf}	KLED	k_{mod} NKL 1, 2	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ständige Lasten		G	1,35	1,00	ständig	0,60	-		
Nutzlasten im Hochbau	A: Wohnflächen	NA	1,50	0,00	mittel	0,80	0,70	0,50	0,30
	B: Büroflächen	NB			mittel	0,90		0,70	0,60
	C: Personenansammlungen	NC			kurz			0,70	0,60
	D: Verkaufsflächen	ND			mittel	0,80	1,00	0,90	0,80
	E: Lager und industrielle Nutzung	NE			lang	0,70		0,90	0,80
	F: Verkehrs- und Parkflächen (leicht)	NF			mittel	0,80		0,70	0,60
	G: Verkehrs- und Parkflächen (mittel)	NG			mittel	0,80	0,70	0,50	0,30
	H: Dächer	NH			kurz	0,90	0,00	0,00	0,00
	Balkone, Zugänge etc.	N1			kurz	0,70	0,50	0,30	
Schneelasten im Hochbau	Orte über 1.000 m Seehöhe	S1	1,50	0,00	mittel	0,80	0,70	0,50	0,20
	Orte unter 1.000 m Seehöhe	S2			kurz	0,90	0,50	0,20	0,00
Windlasten im Hochbau		W	1,50	0,00	kurz	0,90	0,60	0,20 ¹	0,00

¹ Die Tabelle ist in DIN 1055-100:2001 bis auf diesen Wert identisch. Dort wird für $\psi_1 = 0,50$ festgelegt.

3.4 Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite

Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite dürfen national festgelegt werden und sind auf jeden Fall zu beachten. In Tabelle 3-9 sind beispielhaft die Teilsicherheitsbeiwerte für einige Nationen angeführt.

Tabelle 3-9 Teilsicherheitsbeiwerte

Baustoff bzw. Bauteil	γ_m
Vollholz	
EN 1995	1,30
AT, DE, GB	1,30
IT	1,50
Brettschichtholz	
EN 1995	1,25
AT, GB, FR, ES	1,25
DE	1,30
IT	1,45
Brettsperrholz	
EN 1995	-
AT, GB	1,25
DE, FR, ES	1,30
IT	1,50
Verbindungen	1,30

3.5 Verformungsbeiwerte

Die Kriechverformung hängt von der Nutzungsklasse ab und kann mit k_{def} nach Tabelle 3-10 durch Multiplikation der Anfangsverformung in der quasi-ständigen Bemessungssituation $w_{inst,qp}$ bestimmt werden.

Tabelle 3-10 k_{def} für Vollholz, Brettschichtholz und Spansperrholz

Baustoff	k_{def} für Nutzungsklasse		
	1	2	3
Vollholz	0,60	0,80	2,00
Brettschichtholz			
Brettsperrholz ¹	0,80	1,00	nicht zugelassen

$$W_{creep} = k_{def} \cdot W_{inst,qp} \quad (3.3)$$

¹ Diese Festlegung basiert auf Untersuchungen der TU Graz. Siehe Jöbstl und Schickhofer (2007).

In anderen Dokumenten getroffene Festlegungen sind:

Baustoff	k_{def} für Nutzungsklasse		
	1	2	3
Sperrholz nach EN 1995-1-1:2009	0,80	1,00	2,50
Brettsperrholz nach DIN 1052:2008	0,60	0,80	–
Brettsperrholz TU Graz 3 bis 7 Schichten	0,80	1,00	–
Brettsperrholz TU Graz mehr als 7 Schichten	0,85	1,10	–

4 Querschnittswerte

Die Berechnung der Querschnittswerte als Grundlage für die Nachweise der Grenzzustände wird im folgenden Kapitel behandelt.

Liegt eine dominierende Lastabtragsrichtung vor, dürfen Brettsperrholz-Elemente als Plattenstreifen behandelt werden. Dazu werden die Querschnittswerte für einen einachsigen (in der Regel einen Meter breiten) Balken bestimmt. Die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit dürfen ohne Rücksicht auf die Schubnachgiebigkeit mit Netto-Querschnittswerten untersucht werden, während für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit die Schubnachgiebigkeit über effektive Querschnittswerte (zum Beispiel nach dem Gamma-Verfahren) zu erfassen ist.

In Fällen, die von der einachsigen Lastabtragung abweichen – wie beispielsweise Punktstützungen, schräge Lager, Durchbrüche, lokale Teilflächenbelastungen und Ähnliches – ist die zweiachsige Plattentragwirkung zu berücksichtigen. Dazu werden die beiden gängigsten Modelle *Trägerrost* und *orthotrope Platte* behandelt.

Abschließend werden die Querschnittswerte für Brettsperrholz als Scheibe angeführt.

Allgemein gilt die Festlegung, dass der Elastizitätsmodul der Bretter quer zur Faser mit $E_{90} = 0$ angenommen wird.

4.1 Balken – Netto-Querschnittswerte

Im Folgenden wird die Ermittlung der Querschnittswerte für die Hauptspannungsrichtung 0 gezeigt. Bei Bedarf werden die Querschnittswerte für die Nebenspannungsrichtung 90 analog ermittelt. Die quer liegenden Außenlagen werden dann nicht berücksichtigt.

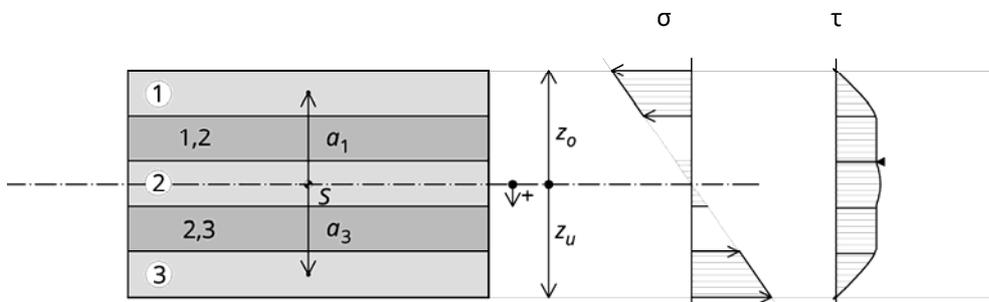


Abbildung 4-1: Symmetrischer Querschnitt: Bezeichnung der Lagen und Abmessungen

4.1.1 Schwerpunkt

Für die Bemessung im kalten Zustand ist für symmetrische Elementaufbauten die Schwerpunktlage mit der Symmetrieachse bestimmt. Für unsymmetrische Querschnitte, wie sie durch unterschiedliche Festigkeitsklassen, aufgeklebte Holzwerkstoffe, Querschnittsschwächungen oder nach Abbrand entstehen, ist die in Abbildung 4-2 dargestellte Schwerpunktlage wie folgt zu bestimmen:

1. Für Querschnitte aus Lagen mit unterschiedlichen Elastizitätsmoduln: Referenzmodul E_c wählen.
2. Schwerpunktlage o_i der einzelnen Lagen von der Elementoberkante aus bestimmen.
3. Gesamtschwerpunkt berechnen:

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i} \quad (4.1)$$

4. Schwerpunktsabstand a_i der einzelnen Lagen vom Gesamtschwerpunkt S aus ermitteln:

$$a_i = o_i - z_s \quad (4.2)$$

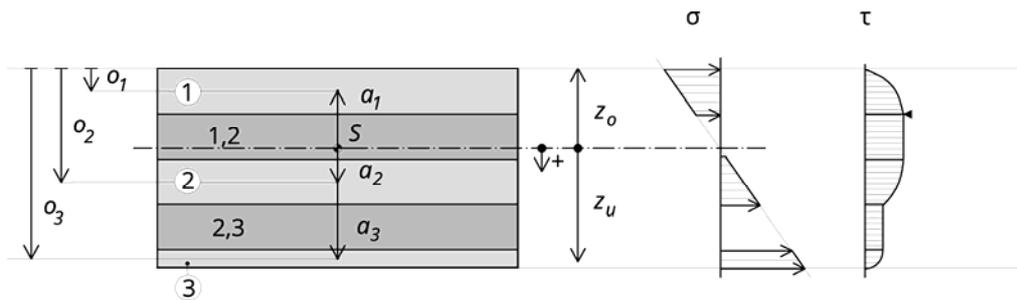


Abbildung 4-2 : Unsymmetrischer Querschnitt: Bezeichnung der Querschnittsabmessungen und prinzipielle Darstellung der Spannungsverläufe

nAnzahl der Längslagen

4.1.2 Fläche

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \quad \text{..... Fläche (netto)} \quad (4.3)$$

4.1.3 Widerstandsmoment

$$W_{0,net} = \frac{I_{0,net}}{\max\{|z_o|; |z_u|\}} \quad \text{..... Widerstandsmoment (netto)} \quad (4.4)$$

Mit dem Netto-Trägheitsmoment

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (4.5)$$

$z_o = z_s$ Abstand der oberen Randfaser zum Gesamtschwerpunkt

$z_u = d - |z_s|$ Abstand der unteren Randfaser zum Gesamtschwerpunkt

Für die Spannungsermittlung gilt:

$$\sigma_{m,d} = \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{M_{y,d}}{W_{0,net}} \quad (4.6)$$

4.1.4 Statisches Moment

Die Schubtragfähigkeit wird im Allgemeinen von der Rollschubfestigkeit der Querlagen bestimmt.

Das zugehörige statische Moment ist

$$S_{R,0,net} = \sum_{i=1}^{m_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \quad \text{..... statisches Moment (Rollschub)} \quad (4.7)$$

m_L Index jener Längslage, die der Schwerpunktlage am nächsten ist – von der Oberkante des Querschnitts aus gesehen.

Aus Gleichgewichtsgründen ist die Schubspannung in den Querlagen konstant, wie in Abbildung 4-2 zu sehen ist.

Anmerkung: Bei Elementen mit speziell geschichteten Querschnittsaufbauten oder unterschiedlichen Festigkeitsklassen kann das Schubversagen von der Schubfestigkeit der schwerpunktsnächsten Längslage bestimmt werden und nicht von der Rollschubfestigkeit der schwerpunktsnächsten Querlage. Das zugehörige statische Moment ist folgendermaßen zu bestimmen.

wenn der Schwerpunkt in der betroffenen Längslage liegt:

$$S_{0,net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i + b \cdot \frac{\left(\frac{d_k}{2} - a_k\right)^2}{2} \quad \text{.... statisches Moment (Schub)} \quad (4.8)$$

a_k Schwerpunktsabstand der Schwerpunktlage

d_k Dicke der Schwerpunktlage

wenn der Schwerpunkt nicht in der betroffenen Längslage liegt:

$$S_{0,net} = \sum_{i=1}^{k_L} \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i \quad \text{..... statisches Moment (Schub)} \quad (4.9)$$

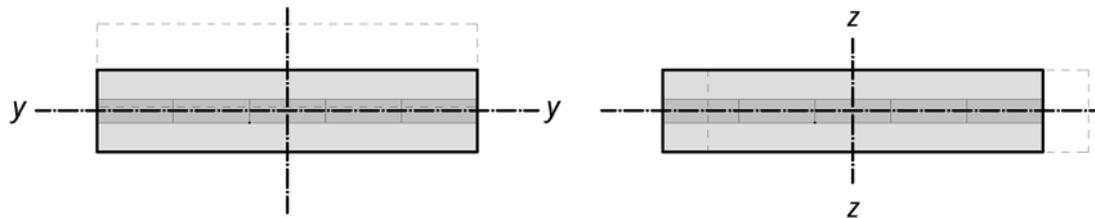
k_L Index der schwerpunktsnächsten Längslage von der Oberkante des Querschnitts aus gesehen

4.1.5 Trägheitsradius

Bei knickgefährdeten Bauteilen ist für den Nachweis gegen Knicken aus der Elementebene der Einfluss der Schubnachgiebigkeit zu berücksichtigen. Dies kann mit dem effektiven Trägheitsmoment I_{ef} nach 4.2. (Gamma-Verfahren) erfasst werden. Als Bezugslänge ℓ_{ref} ist dann die Knicklänge ℓ_{ki} anzunehmen.

$$i_{y,ef} = \sqrt{\frac{I_{0,ef}}{A_{0,net}}} \dots\dots\dots \text{effektiver Trägheitsradius} \quad (4.10)$$

Knicken um die z-Achse ist erst bei sehr schmalen Wandpfeilern mit einer Pfeilerbreite $h \leq 3,50 \cdot i_{y,ef}$ zu betrachten.



4.1.6 Torsionswiderstand

Der Torsionswiderstand von Brettsperrholz hängt vom Querschnittsaufbau und der Elementbreite ab und wurde von Silly (2010) behandelt.

Das **Torsionswiderstandsmoment** von homogenen Rechteckquerschnitten ist

$$W_T = \frac{c_1}{c_2} \cdot \frac{d^2 h}{3} \quad (4.11)$$

mit den Faktoren

$$c_1 = 1 - 0,63 \cdot \frac{d}{h} + 0,052 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^5 \quad (4.12)$$

$$c_2 = 1 - \frac{0,65 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{d}{h}\right)^3} \quad (4.13)$$

Bei Verwendung von Brettsperrholz als Träger hochkant kann bei Kippgefahr annähernd das **Torsionsträgheitsmoment** des als homogen angesehenen Bruttoquerschnitts mit Reduktion der Drillsteifigkeit nach Silly (2010) verwendet werden.

$$I_{T,CLT} \approx 0,65 \cdot I_T = 0,65 \cdot c_1 \frac{d^3 \cdot h}{3} \quad (4.14)$$

$$c_1 = 1 - 0,63 \cdot \frac{d}{h} + 0,052 \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^5 \quad (4.15)$$

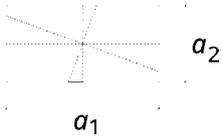
4.1.7 Polares Trägheitsmoment von Klebeflächen

Zur Bemessung für Schubbeanspruchung in der Elementebene (Scheibe) werden unterschiedliche Versagensmechanismen laut Abschnitt 5.8 betrachtet. Ein zugehöriger Querschnittswert ist das polare Widerstandsmoment der Klebeflächen.

Polares Trägheitsmoment

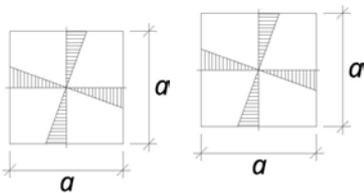
Das polare Trägheitsmoment gilt für eine lineare Spannungsverteilung der Torsionsschubspannungen vom Mittelpunkt der rechteckigen Klebefläche bis zu Außenkante. Das polare Trägheitsmoment I_p ist etwas größer als das Torsionsträgheitsmoment I_T , da bei Torsion von Stäben die Schubspannungen nicht linear verlaufen.

$$I_p = I_1 + I_2 = \frac{a_1 \cdot a_2^3}{12} + \frac{a_1^3 \cdot a_2}{12} \quad (4.16)$$



Für quadratische Kreuzungsflächen wird

$$I_p = \frac{a^4}{6} \quad (4.17)$$



a angenommene Brettbreite. In der Regel wird eine mittlere Breite von $a = 80$ mm angesetzt. (Siehe auch Abschnitt 5.8)

Polares Widerstandsmoment

Zur Ermittlung der Torsionsschubspannungen in den verklebten Kreuzungsflächen wird das polare Widerstandsmoment benötigt.

Allgemein ist

$$W_p = \frac{2 I_p}{a} \quad (4.18)$$

Für quadratische Kreuzungsflächen ergibt sich

$$W_p = \frac{a^3}{3} \quad (4.19)$$

4.2 Balken – effektive Querschnittswerte

Wie einleitend beschrieben, ist der Einfluss der Schubverformungen auf die Gesamtverformung zu berücksichtigen. Im vorliegenden Leitfadens wird dafür das Gamma-Verfahren verwendet und die Schubverformung vereinfacht über eine erhöhte Biegeverformung berücksichtigt. Gegenüber der reinen Biegesteifigkeit des Netto-Querschnitts EI_{net} wird also mit einem effektiven Trägheitsmoment I_{ef} gerechnet.

Das Gamma-Verfahren nach Eurocode 5

Die Formeln zum Gamma-Verfahren sind in Eurocode 5¹ so aufbereitet, dass sie unverändert sowohl für den Fall mit zwei als auch für den Fall mit drei Längslagen anwendbar sind. Gedanklich wird in beiden Fällen die zweite Längslage von oben festgehalten, wie in Abbildung 4-3 mit stärkerer Umrandung dargestellt. Die benachbarten Lagen werden nachgiebig an diese gekoppelt und ihr jeweiliger Steiner-Anteil mit einem von der Spannweite abhängigen Gamma-Wert reduziert. Die zugehörigen Formeln ergeben für Querschnitte mit zwei Längslagen unsymmetrische Zwischenergebnisse.

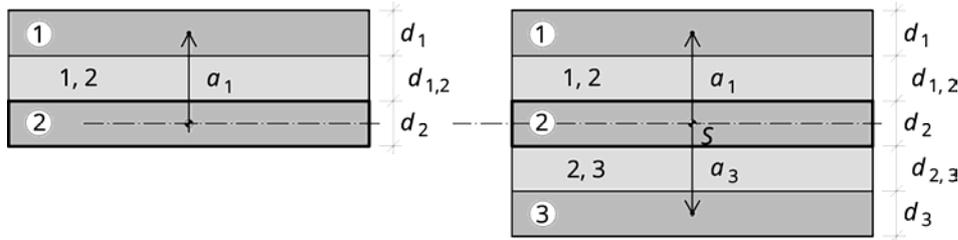


Abbildung 4-3: Abstände nach dem Gamma-Verfahren laut Eurocode 5

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,12}}\right)} \left[\frac{1}{m} \right] \quad (4.20)$$

$$Y_2 = 1,0 \left[\frac{1}{m} \right]$$

$$Y_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_3 \cdot A_3}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{2,3}}{b \cdot G_{R,23}}\right)} \left[\frac{1}{m} \right] \quad (4.21)$$

$$a_2 = \frac{Y_1 \cdot \frac{E_1}{E_c} \cdot b \cdot d_1 \cdot \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - Y_3 \cdot \frac{E_3}{E_c} \cdot b \cdot d_3 \cdot \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right)}{\sum_{i=1}^3 Y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i} \quad (4.22)$$

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2}\right) - a_2 \quad (4.23)$$

$$a_3 = \left(\frac{d_2}{2} + d_{2,3} + \frac{d_3}{2}\right) + a_2 \quad (4.24)$$

$$I_{0,ef} = \sum_{i=1}^3 \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^3 Y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (4.25)$$

¹ EN 1995-1-1, Anhang B: Nachgiebig verbundene Biegestäbe.

Annahme der Referenzlängen:

- Einfeldträger: $l_{ref} = l$
- Durchlaufträger: $l_{ref} = \frac{4}{5} l_{min} = 0,8 \cdot l_{min}$
- Kragarme: $l_{ref} = 2 \cdot l$
- Knickstäbe: $l_{ref} = l_{ki}$

Das modifizierte Gamma-Verfahren

Für Querschnitte mit mehr als drei Längslagen, also sieben- oder neun-schichtigen Aufbauten, ist das modifizierte Gamma-Verfahren anzuwenden, wie in Anhang A.1. angeführt.

Alternativ können die Schubverformungen über einen schubweichen, geschichteten Balken nach Timoshenko erfasst werden, wie in Anhang A.2. beschrieben.

4.3 Zweiachsige Plattentragwirkung

Wie einleitend erwähnt, ist bei Abweichen von den Randbedingungen für einachsige Lastabtragung die zweiachsige Plattentragwirkung zu berücksichtigen. In der Folge werden geeignete Modelle mit entsprechenden Werten der anzusetzenden Steifigkeit beschrieben, um Plattenschnittgrößen aus den Einwirkungen zu ermitteln. Da die Spannungsermittlung unter Berücksichtigung der Einzellagen in den beschriebenen Modellen nicht erfasst wird, ist zu empfehlen, die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit auf Schnittgrößenniveau zu führen.

4.3.1 Orthotrope Platten mit effektiven Dicken

Die effektiven Trägheitsmomente in beide Richtungen $I_{y,ef} = I_{0,ef}$ und $I_{x,ef} = I_{90,ef}$ werden ermittelt und zu effektiven Plattenstärken $d_{y,ef}$ und $d_{x,ef}$ rückgerechnet.

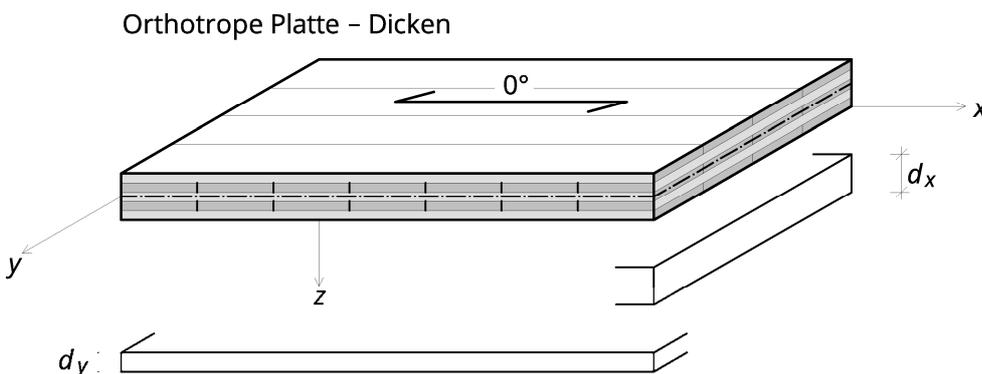


Abbildung 4-4: Ersatzdicken für orthotrope Platten

$$d_{y,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{0,ef}}{100}} \quad (4.26)$$

$$d_{x,ef} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{90,ef}}{100}} \quad (4.27)$$

$I_{0,ef} = I_{y,ef}$ Trägheitsmoment um eine Achse quer zur Haupttragrichtung [cm⁴]

$I_{90,ef} = I_{x,ef}$ Trägheitsmoment um eine Achse quer zur Nebentragrichtung [cm⁴]

Die Drillsteifigkeit der Platte wird in den meisten EDV-Programmen aus den Biegesteifigkeiten rückgerechnet zu

$$K_{x,y} = \frac{\sqrt{EI_{0,ef} \cdot EI_{90,ef}}}{2} \quad (4.28)$$

Damit wird die Drillsteifigkeit für Brettsperrholz zu hoch eingeschätzt. Aus wissenschaftlich gesicherter Sicht wird die Reduktion dieser aus den Biegesteifigkeiten zurückgerechneten Drillsteifigkeit auf etwa 50 % für drei und auf 25 % für fünf Lagen empfohlen.

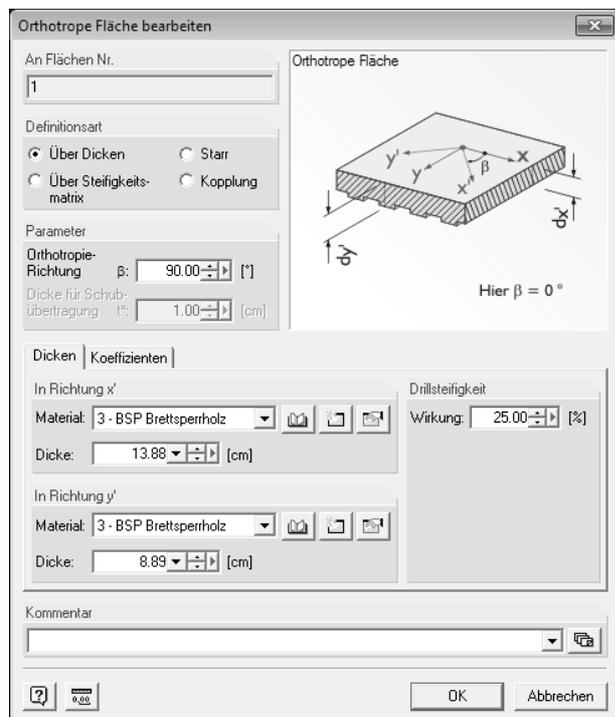


Abbildung 4-5: Eingabe der Ersatzdicken in zwei Richtungen¹

¹ Programmsystem RFEM, Dlubal GmbH.

4.3.2 Orthotrope Platten mit direkter Angabe der Steifigkeiten

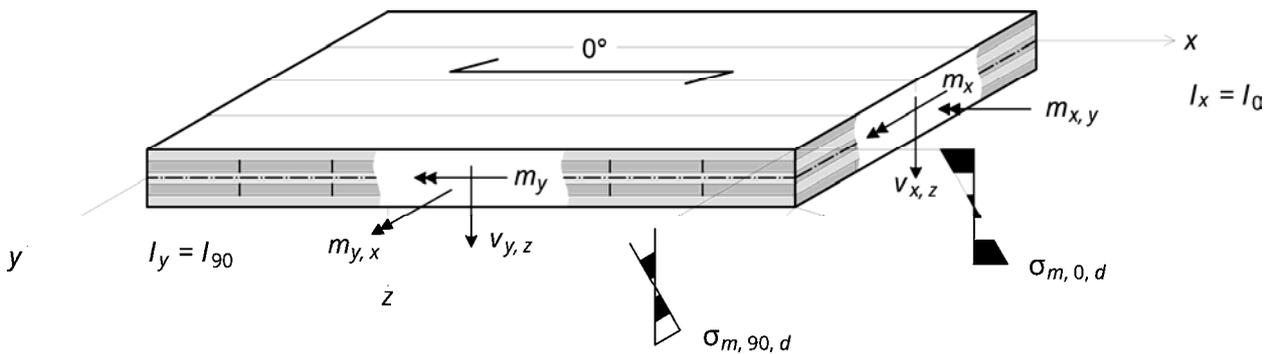


Abbildung 4-6: Bezeichnung von Achsen, Schnittgrößen und Spannungen

Auf der Grundlage des Timoshenko-Balkens mit dem Schubkorrekturbeiwert nach Anhang A.2. können die Steifigkeiten für schubnachgiebige Platten mit Querschnittswerten in beide Richtungen (nach Reissner-Mindlin) vom statischen System unabhängig ermittelt werden.

Die einzelnen Steifigkeiten errechnen sich zu

$$K_x = D_{1,1} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{0,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})} \dots\dots\dots \text{Biegesteifigkeit in x-Richtung [kNm}^2/\text{m]}$$

In der Regel wird $K_x = D_{1,1} = E_{0,mean} \cdot I_{0,ef}$.

$$K_y = D_{2,2} = \frac{E_{0,mean} \cdot I_{90,net}}{(1 - \nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x})} \dots\dots\dots \text{Biegesteifigkeit in y-Richtung [kNm}^2/\text{m]. In der Regel wird}$$

$K_y = D_{2,2} = E_{0,mean} \cdot I_{90,ef}$.

$$K_v = D_{1,2} = D_{2,1} = \sqrt{\nu_{x,y} \cdot \nu_{y,x} \cdot K_x \cdot K_y} \dots\dots\dots \text{Beeinflussung der Biegemomente durch Querdehnung [kNm}^2/\text{m]. In der Regel wird } K_v = D_{1,2} = D_{2,1} = 0$$

$\nu_{x,y}, \nu_{y,x}$ Querdehnzahlen von Holz.

In der Regel wird $\nu_{x,y} = \nu_{y,x} = 0$ angenommen.

$$K_{x,y} = D_{3,3} = \kappa_{drill} \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \dots\dots\dots \text{Drillsteifigkeit [kNm}^2/\text{m]}$$

$\kappa_{drill} \approx 0,65$ Reduktionsfaktor zur Abminderung der Drillsteifigkeit¹

$$S_x = D_{4,4} = \frac{1}{\kappa_{0,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{0,net} \dots\dots\dots \text{Schubsteifigkeit bei Beanspruchung durch } \nu_{x,z} \text{ [kN/m]}$$

$$S_y = D_{5,5} = \frac{1}{\kappa_{90,z}} \cdot G_{0,mean} \cdot A_{90,net} \dots\dots\dots \text{Schubsteifigkeit bei Beanspruchung durch } \nu_{y,z} \text{ [kN/m]}$$

$\kappa_{0,z}$ Schubkorrekturbeiwert nach Anhang A.2. bei Betrachtung in Richtung der Decklagen

$\kappa_{90,z}$ Schubkorrekturbeiwert nach Anhang A.2. bei Betrachtung quer zu den Decklagen

¹ Silly (2010). Ohne Risse wird zunächst von einem Faktor von 0,80 ausgegangen. Mit Berücksichtigung von Rissen wird der Faktor 0,65 empfohlen.

Die Steifigkeitsmatrix lautet dann

$$C_{Platte} = \begin{bmatrix} D_{1,1} & D_{1,2} & 0 & 0 & 0 \\ D_{2,1} & D_{2,2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{3,3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{4,4} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{5,5} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

und der Zusammenhang zwischen Kraft- und Weggrößen lautet

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \end{Bmatrix} = C_{Platte} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{\partial \varphi_y}{\partial x} \\ -\frac{\partial \varphi_x}{\partial y} \\ \frac{\partial \varphi_y}{\partial y} - \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_z}{\partial x} + \varphi_y \\ \frac{\partial u_z}{\partial y} - \varphi_x \end{Bmatrix} \quad (4.30)$$

Ein Beispiel für die Eingabe über eine Benutzeroberfläche zeigt Abbildung 4-7.

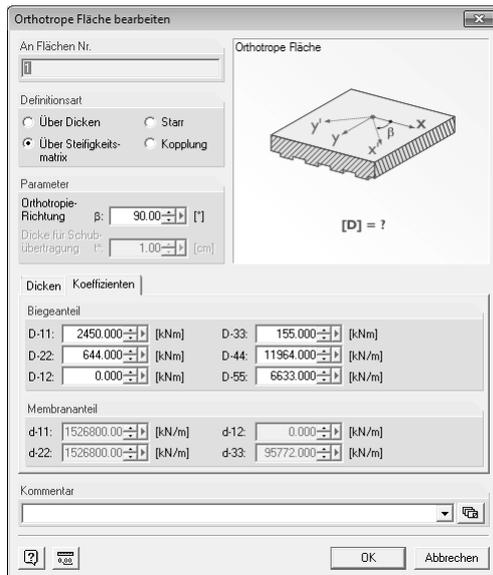


Abbildung 4-7: Eingabe der Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für Platten (Softwarepaket RFEM, Dlubal GmbH)

4.3.3 Orthotrope Platten – Nachweisführung

Wie in Abschnitt 4.3 beschrieben, ist es sinnvoll, die Tragfähigkeitsnachweise für Platten auf Schnittgrößenniveau zu führen. Die Bezeichnung der Schnittgrößen ist Abbildung 4-6 zu entnehmen.

Beanspruchung in Schnitten quer zur Decklage (Haupttragrichtung x)

Biegemomente

$$m_{x,S,d} \leq m_{x,R,d} \tag{4.31}$$

$m_{x,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Biegemoment pro Laufmeter) [kNm/m]

$m_{x,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kNm/m]

$$m_{x,R,d} = W_{0,net} \cdot f_{m,d}$$

Querkräfte

$$v_{x,z,S,d} \leq v_{x,z,R,d} \tag{4.32}$$

$v_{x,z,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Querkraft pro Laufmeter) [kN/m]

$v_{x,z,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kN/m]

$$v_{x,z,R,d} = \frac{I_{0,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,0,net}} \cdot f_{V,R,d}$$

Beanspruchung in Schnitten in Richtung der Decklage (Nebentragrichtung y)

Biegemomente

$$m_{y,S,d} \leq m_{y,R,d} \tag{4.33}$$

$m_{y,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Biegemoment pro Laufmeter) [kNm/m]

$m_{y,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kNm/m]

$$m_{y,R,d} = W_{90,net} \cdot f_{m,d}$$

Querkräfte

$$v_{y,z,S,d} \leq v_{y,z,R,d} \tag{4.34}$$

$v_{y,z,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Querkraft pro Laufmeter) [kN/m]

$v_{y,z,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kN/m]

$$v_{y,z,R,d} = \frac{I_{90,net} \cdot 1 \text{ m}}{S_{R,90,net}} \cdot f_{V,R,d}$$

Beanspruchung auf Torsion

$$m_{x,y,S,d} \leq m_{x,y,R,d} \tag{4.35}$$

$m_{x,y,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Torsionsmoment pro Laufmeter) [kNm/m]

$m_{x,y,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes für Torsion (für einen Ein-Meter-Streifen)
[kNm/m]

$$m_{x,y,R,d} = W_{T,net} \cdot f_{V,d}$$

4.3.4 Trägerrost-Modelle

Für die Berechnung als Trägerrost wird Brettsperrholz in einen Rost von Stäben geteilt. Abhängig von Vorgaben in den Produktzulassungen, die sich meist auf einen stabförmigen Regelbauteil beziehen, ist ein Raster in der Breite dieses Referenzstabes (in der Regel 40 cm oder 80 cm) zu empfehlen. Der Trägerrost ist so zu modellieren, dass entlang der Außenkante des Bauteils die Auflager im Abstand des halben Rastermaßes b angeordnet werden. Nur dann ist die Steifigkeit der Randträger richtig modelliert.

Der Einfluss der relativ geringen Drillsteifigkeit von Brettsperrholz wird im Trägerrost-Modell meist gänzlich vernachlässigt. Das hat in der Regel etwas größere Durchbiegungen zur Folge und es treten keine abhebenden Kräfte in den Ecken auf, wie sie bei drillsteifen Platten herrschen.

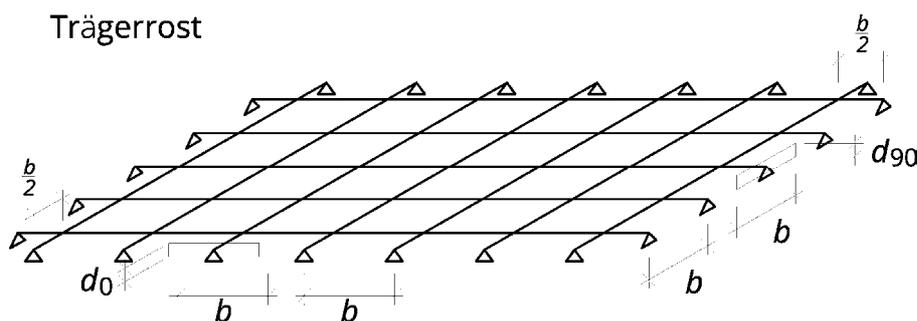


Abbildung 4-8: Trägerrostmodell

Den Schubverformungen wird in der Regel über die effektiven Trägheitsmomente nach dem Gamma-Verfahren Rechnung getragen. Die Festlegung der Referenzlängen erfolgt nach dem oben beschriebenen Balkenmodell mit Annahme einer Referenzlänge – was die Anwendung auf einfache statische Systeme einschränkt. Für durchlaufende und auskragende Systeme darf in erster Annäherung die geringste Steifigkeit für die kleinste anzunehmende Referenzlänge angesetzt werden.

$$d_{0,ef} = \frac{I_{brutto}}{I_{0,ef}} \text{ für die Stäbe parallel zur Decklage}$$

$$d_{90,ef} = \frac{I_{brutto}}{I_{90,ef}} \text{ für die Stäbe quer zur Decklage}$$

Anmerkung: Die Definition der Trägerrost-Querschnitte über die effektiven Bauteilhöhen führt bei automatischer Ermittlung zu geringerem Eigengewicht der Platte. Das Eigengewicht ist daher als ständige Auflast zu definieren.

Alternativ zu schubstarrten Stabelementen kann ein Trägerrost aus schubnachgiebigen Stäben herangezogen werden. Dann kann die Schubnachgiebigkeit über einen von den Lagerbedingungen unabhängigen Querschnitt mit entsprechendem Schubkorrekturbeiwert (nach A.2.) erfasst werden.

Ergebnisse der Trägerrost-Berechnung sind Verformungen und Schnittgrößen in den Plattenstreifen. Die Nachweise der Tragfähigkeit haben mit den Netto-Querschnittswerten nach Kapitel 4. mit der Breite b der Rostteilung zu erfolgen.

4.4 Scheiben

4.4.1 Schubsteifigkeit

Nach Silly (2010) ist die Schubsteifigkeit von Brettsperrholz bei Scheibenbeanspruchung gegenüber homogenem Material zu reduzieren.

$$G_{S,mean} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \alpha_{FE} \cdot \left(\frac{d_{mean}}{a}\right)^2} \cdot G_{0,mean} \approx 0,75 \cdot G_{0,mean} \quad (4.36)$$

$$\alpha_{FE} = 0,32 \cdot \left(\frac{d_{mean}}{a}\right)^{-0,77} \quad (4.37)$$

d_{mean} Durchschnittliche Brettstärke des betrachteten Querschnitts

a angenommene Brettbreite (empfohlen wird 150 mm)

Die Schubsteifigkeit der Scheibe ergibt sich zu:

$$G \cdot A_S = G_{S,mean} \cdot A_{brutto} \quad (4.38)$$

4.4.2 Scheiben als orthotrope Elemente

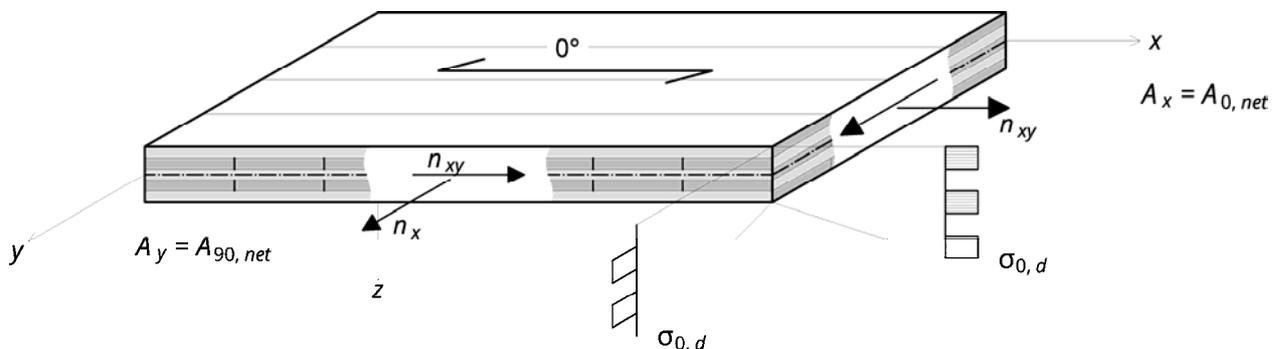


Abbildung 4-9: Schnittgrößen und Bezeichnungen für orthotrope Scheiben

Für die Berechnung von Scheiben aus Brettsperrholz können orthotrope finite Elemente eingesetzt werden, auch das Verhalten der Scheibe kann über die Steifigkeitsmatrix definiert werden. Die einzelnen Komponenten der Steifigkeitsmatrix lauten

$$D_x = d_{1,1} = E_{0,mean} \cdot A_{0,net} \quad \text{.....Dehnsteifigkeit in x-Richtung}$$

$$D_{x,y} = d_{1,2} = \nu \cdot D_x \quad \text{.....Beeinflussung der Längskräfte durch Querdehnung}$$

In der Regel wird $D_{x,y} = d_{1,2} = 0$.

$$D_y = d_{2,2} = E_{90,mean} \cdot A_{90,net} \quad \text{.....Dehnsteifigkeit in y-Richtung}$$

$$D_s = d_{3,3} = G_{S,mean} \cdot A_{brutto} \approx 0,75 \cdot G_{0,mean} \cdot A_{brutto}$$

Schubsteifigkeit nach 4.4.1.

Die Steifigkeitsmatrix der Scheibe lautet dann

$$C_{Scheibe} = \begin{bmatrix} d_{1,1} & d_{1,2} & 0 \\ d_{2,1} & d_{2,2} & 0 \\ 0 & 0 & d_{3,3} \end{bmatrix} \quad (4.39)$$

und der Zusammenhang zwischen Kraft- und Weggrößen lautet

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = C_{Scheibe} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \frac{\partial u_x}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (4.40)$$

Ein Beispiel für die Eingabe über eine Benutzeroberfläche zeigt Abbildung 4-10.

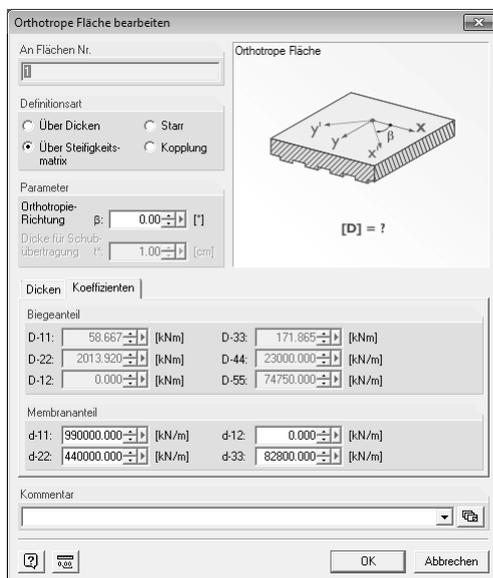


Abbildung 4-10: Eingabe der Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für Scheiben (Softwarepaket RFEM, Dlubal GmbH)

4.4.3 Scheiben als orthotrope Elemente – Nachweisführung

Wie in Abschnitt 4.3 beschrieben, ist es sinnvoll, die Tragfähigkeitsnachweise für Scheiben auf Schnittgrößenniveau zu führen. Die Bezeichnung der Schnittgrößen ist Abbildung 4-9 zu entnehmen.

Normalkräfte in Schnitten quer zur Decklage (Haupttragrichtung x)

$$n_{x,S,d} \leq n_{x,R,d} \quad (4.41)$$

$n_{x,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Normalkraft pro Laufmeter) [kN/m]

$n_{x,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kN/m]

bei Zugbeanspruchung: $n_{x,R,d} = A_{0,net} \cdot f_{t,0,d}$

bei Druckbeanspruchung: $n_{x,R,d} = A_{0,net} \cdot f_{c,0,d}$

Normalkräfte in Schnitten in Richtung der Decklage (Nebentragrichtung y)

$$n_{y,S,d} \leq n_{y,R,d} \quad (4.42)$$

$n_{y,S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung (Normalkraft pro Laufmeter) [kN/m]

$n_{y,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kN/m]

bei Zugbeanspruchung: $n_{y,R,d} = A_{90,net} \cdot f_{t,0,d}$

bei Druckbeanspruchung: $n_{y,R,d} = A_{90,net} \cdot f_{c,0,d}$

Querkräfte

$$n_{x,y,S,d} \leq n_{x,y,R,d} \quad (4.43)$$

$n_{x,y,R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes (für einen Ein-Meter-Streifen) [kN/m]

Für die Nachweise von schubbeanspruchten Scheiben siehe Abschnitt 5.8, Seite 57.

5 Grenzzustände der Tragfähigkeit

5.1 Bemessungssituation

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass an jeder Stelle der Bemessungswert der Beanspruchung kleiner ist als der Bemessungswert des Widerstandes, wie in Abschnitt 3.1 Bemessungskonzept beschrieben. Neben der Querschnittstragfähigkeit auf Spannungsniveau sind Stabilitätsversagen wie Knicken und Kippen und Verbindungsmittel in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit zu untersuchen.

Bemessungssituation

Seltene Bemessungssituation:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} Y_G \cdot G_{k,j} \oplus Y_Q \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.1)$$

Nachweisführung

$$\begin{aligned} E_d &\leq R_d \\ E_d &\leq k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_m} \end{aligned} \quad (5.2)$$

Tabelle 5-1 Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

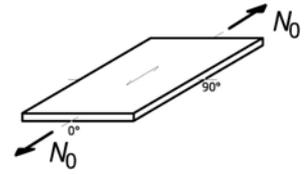
Lagesicherheit	ungünstig, destabilisierend, (superior)	günstig, stabilisierend (inferior)
Ständige Einwirkungen (Eigengewichte, ständige Auflasten)	$Y_{G,sup} = 1,35$	$Y_{G,inf} = 1,00$
Führende veränderliche Einwirkungen (Nutzlasten, Schnee, Wind)	$Y_{Q,sup} = 1,50$	$Y_{Q,inf} = 0,00$

5.2 Zug in der Elementebene

5.2.1 Zug in Richtung der Decklagen

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.3)$$

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$



k_{sys} Systembeiwert nach Abschnitt 3.2.5

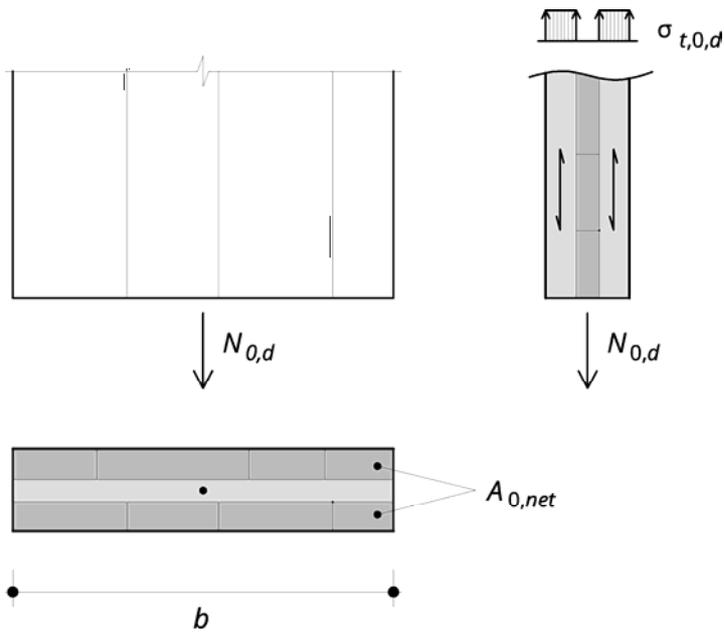


Abbildung 5-1: Zug in Richtung der Decklagen

Zug in Richtung der Querlagen

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (5.4)$$

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$

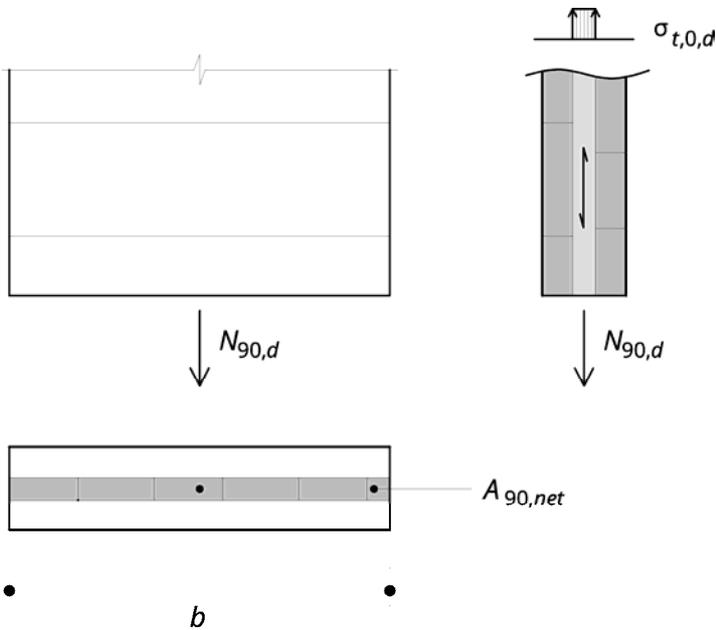
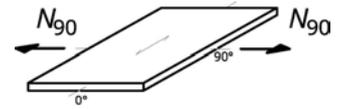
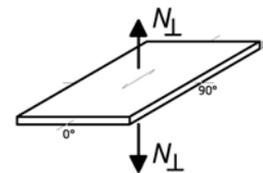


Abbildung 5-2: Zug in Richtung der Querlagen

5.3 Zug quer zur Elementebene

Bei Anschluss von Zugkräften quer zur Elementebene ist die geringe Querzugtragfähigkeit zu beachten. Am besten eignen sich Anschlüsse, bei denen die Kraft durch das Element geleitet wird und die Lasteinleitung auf der von der Zugkraft abgewandten Seite des Elements auf Druck geschieht.



Bei geringerem Lastniveau eignen sich Vollgewindeschrauben, die möglichst in die gesamte Elementdicke eingeschraubt werden. Die beschriebenen Anschlüsse sind in Abbildung 5-3 dargestellt.

Anschlüsse auf Zug sind im Einzelfall zu analysieren.

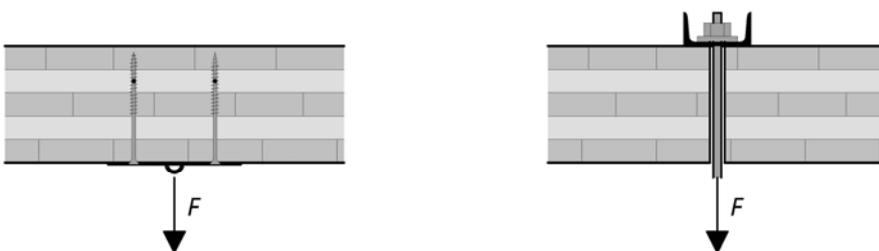


Abbildung 5-3: Konstruktionsvorschläge zur Aufhängung von Lasten

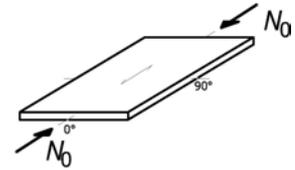
5.4 Pressung der Stirnseiten

Druckkräfte auf die Seitenflächen werden durch Hirnholzpressung der in Krafrichtung verlaufenden Brettlagen aufgenommen. Bei der Weiterleitung lokal eingeleiteter Lasten sind mögliche Versagensmechanismen durch Schubbeanspruchung oder Stabilitätsprobleme zu berücksichtigen.

5.4.1 Druck in Richtung der Decklagen

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (5.5)$$

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{Y_m}$$



$A_{0,net} = b \cdot d_{0,net}$ Hirnholzpressfläche

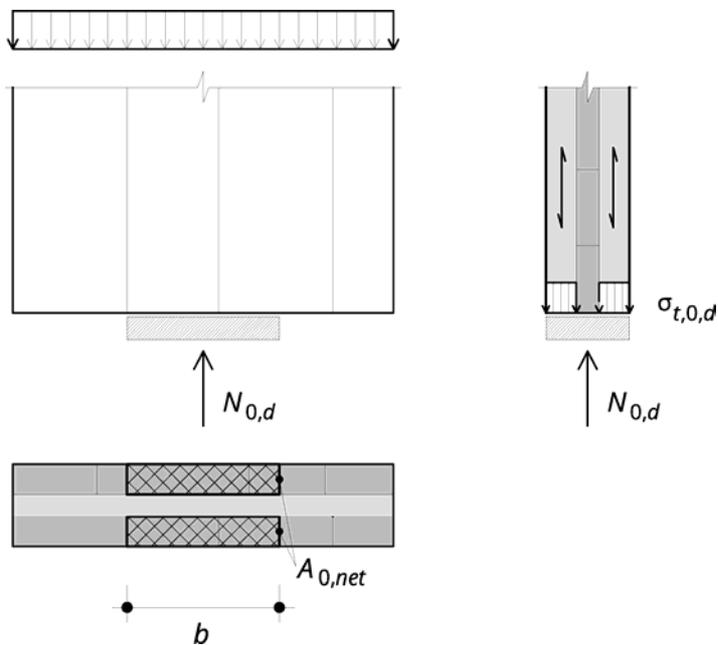


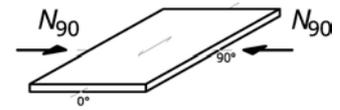
Abbildung 5-4: Hirnholzpressung mit Pressungsfläche der vertikalen Lagen

Anmerkung: Die Lastausbreitung ins Element wird in Abschnitt 11.6 Wandscheiben behandelt.

5.4.2 Druck in Richtung der Querlagen

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

$$\frac{N_{90,d}}{A_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{Y_M} \quad (5.6)$$



$A_{90,net} = b \cdot d_{90,net}$ Hirnholzpressfläche

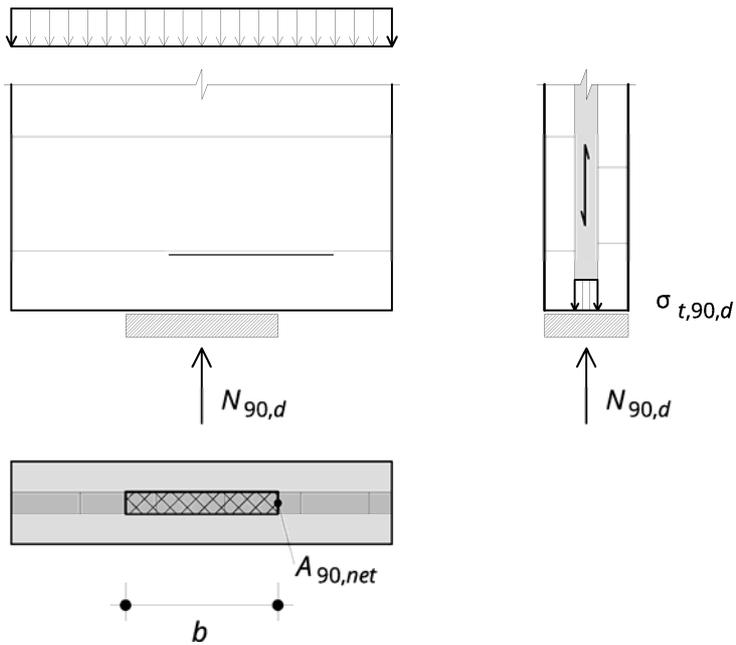


Abbildung 5-5: Hirnholzpressung mit Pressungsfläche der vertikalen Lagen

5.4.3 Pressung quer zur Elementebene

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

$$\frac{N_{90,d}}{k_{c,90} \cdot A_{ef}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{Y_M}$$

(5.7)

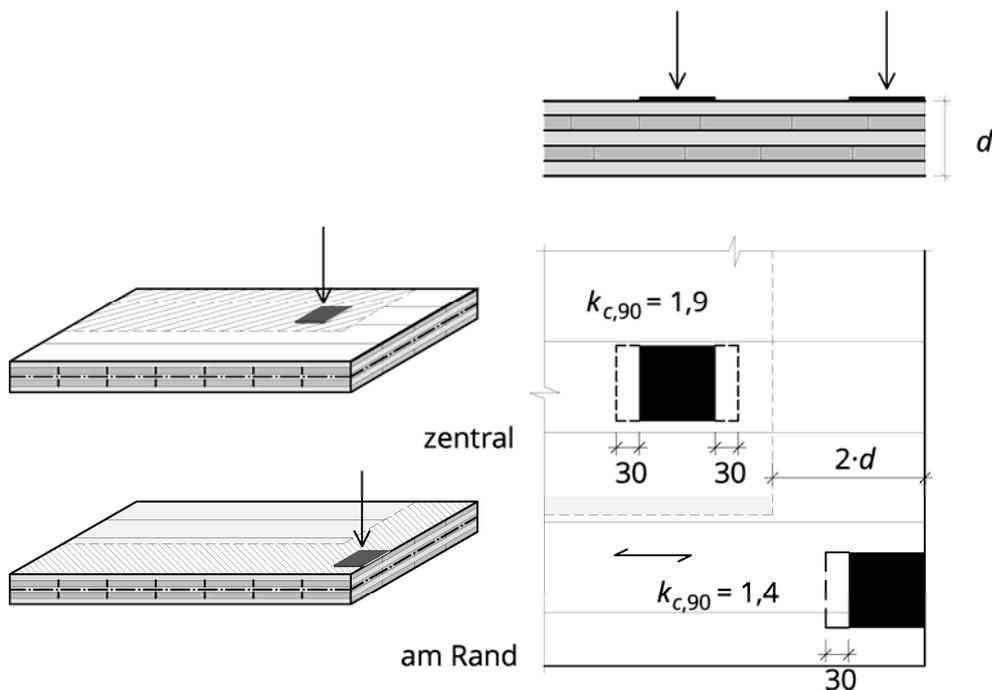
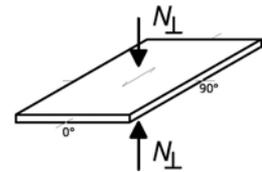


Abbildung 5-6: Bereiche für die Pressung der Elementfläche mit zugehörigen Beiwerten und wirksamen Kontaktflächen.

A_{ef} wirksame Kontaktfläche bei Druckbeanspruchung der Elementfläche

In Faserrichtung der Decklagen darf die Kontaktlänge auf beiden Seiten um 30 mm vergrößert werden, wenn zumindest 30 mm Vorholz vorhanden sind (siehe EN 1995-1-1, Abschnitt 6.1.5), wie in Abbildung 5-7 dargestellt.

$k_{c,90}$ Beiwert zur Berücksichtigung der Randbedingungen

Für punktförmige Lasten gelten die in Abbildung 5-6 dargestellten Beiwerte laut Bogensperger et al. (2011).

$k_{c,90} = 1,90$ für nicht randnahe Lagerung ($a \geq 2 \cdot d$)

$k_{c,90} = 1,40$ für Lagerung am Rand und in der Ecke

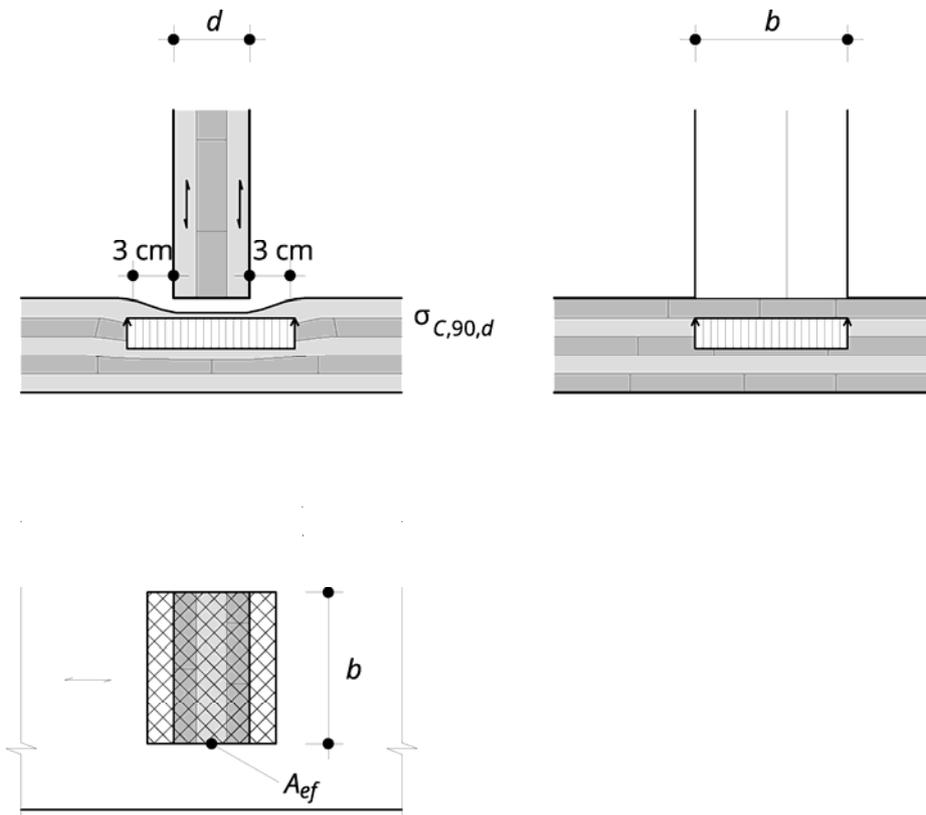


Abbildung 5-7: Lasteinleitung in ein Deckenelement

5.5 Biegung durch Plattenbelastung

5.5.1 Biegung in Haupttragrichtung

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\frac{M_{0,d}}{W_{0,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

(5.8)

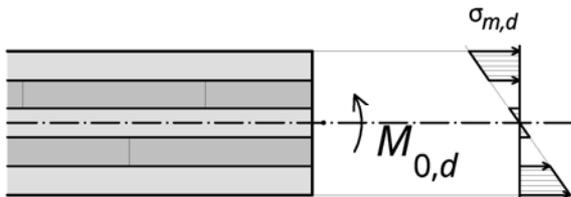
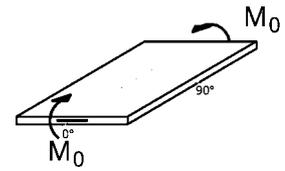


Abbildung 5-8: Biegung in Haupttragrichtung

5.5.2 Biegung in Nebentragrichtung

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\frac{M_{90,d}}{W_{90,net}} \leq k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

(5.9)

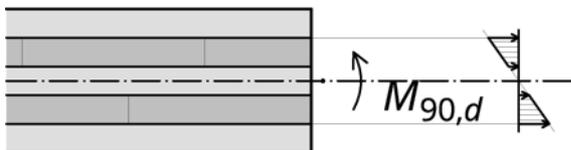


Abbildung 5-9: Biegung in Nebentragrichtung

5.6 Biegung bei Beanspruchung als Träger hochkant

5.6.1 Decklage in Tragrichtung

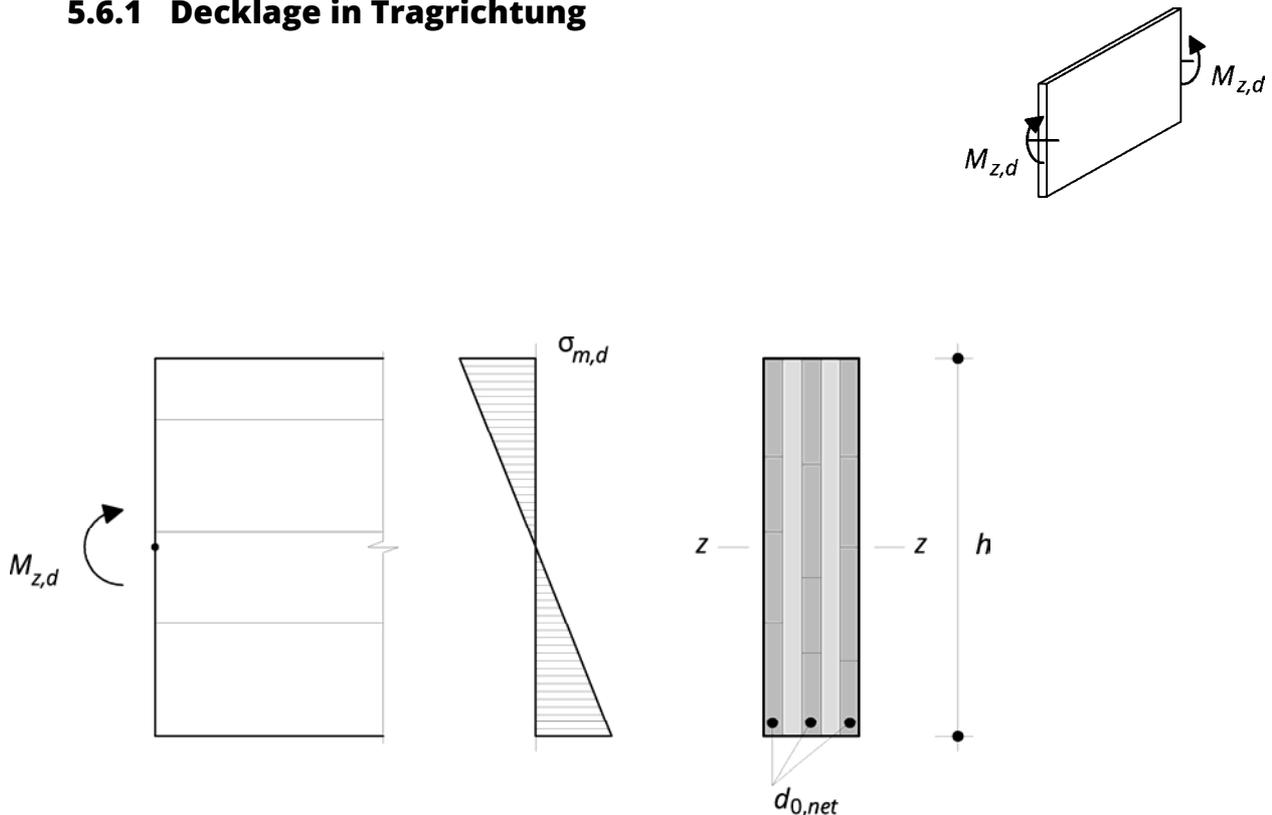


Abbildung 5-10: Biegebeanspruchung bei Trägern mit Decklage in Tragrichtung

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.10)$$

$$\frac{M_{z,d}}{W_{z,0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

$$W_{z,0,net} = \frac{\sum d_0 \cdot h^2}{6} \quad (5.11)$$

Dabei wird vorausgesetzt, dass, wie in den aktuell gültigen Produktzulassungen, die Bretter aller beanspruchten Lagen durch Keilzinken verbunden sind; stumpfe Stöße sind nicht erlaubt. Auf Querschnittsschwächungen ist zu achten.

Anmerkung: Mit abnehmendem ℓ/h -Verhältnis gilt die Balkentheorie mit der Annahme linearer Spannungsverteilung nicht mehr. Die Zugzone wird niedriger, die Druckzone höher. Diese Abweichung macht sich ab $\ell/h \leq 4$ bemerkbar, zumindest ab $\ell/h = 2$ sollte sie berücksichtigt werden. Siehe auch Abschnitt 11.6 Wandscheiben.

5.6.2 Decklage quer zur Tragrichtung

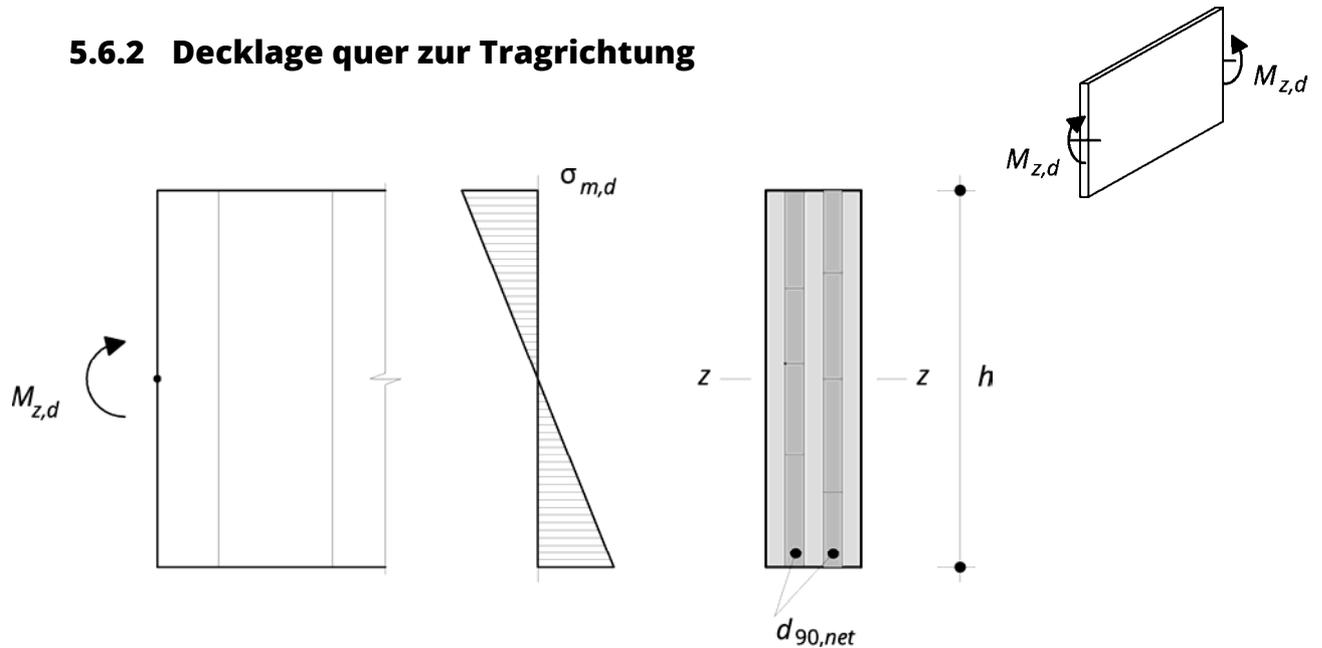


Abbildung 5-11: Biegebeanspruchung bei Trägern mit Decklage quer zur Tragrichtung

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.12)$$

$$\frac{M_{z,d}}{W_{z,90,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_m}$$

$$W_{z,0,net} = \frac{\sum d_{90} \cdot h^2}{6} \quad (5.13)$$

Dabei wird vorausgesetzt, dass, wie in den aktuell gültigen Produktzulassungen, die Bretter aller beanspruchten Lagen durch Keilzinken verbunden sind; stumpfe Stöße sind nicht erlaubt. Auf Querschnittsschwächungen ist zu achten.

Anmerkung: Mit abnehmendem ℓ/h -Verhältnis gilt die Balkentheorie mit der Annahme linearer Spannungsverteilung nicht mehr. Die Zugzone wird niedriger, die Druckzone höher. Diese Abweichung macht sich ab $\ell/h \leq 4$ bemerkbar, zumindest ab $\ell/h = 2$ sollte sie berücksichtigt werden. Siehe auch Abschnitt 11.6 Wandscheiben.

5.7 Schub bei Plattenbeanspruchung

5.7.1 Schub in Haupttragrichtung

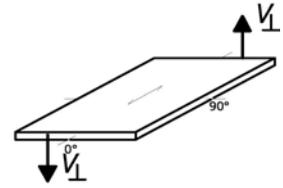
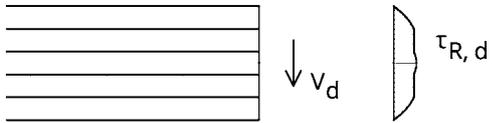


Abbildung 5-12: Schub in Haupttragrichtung

$$\begin{aligned} \tau_{V,R,d} &\leq f_{V,R,d} \\ \frac{V_{0,d} \cdot S_{0,R,net}}{I_{0,net} \cdot b} &\leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{\gamma_M} \end{aligned} \quad (5.14)$$

In einigen Fällen werden äquivalente Schubflächen $A_{\tau,R,net}$ angegeben um den Nachweis der Schubtragfähigkeit analog zum Rechteckquerschnitt zu führen. Die Nachweisgleichung lautet dann:

$$1,5 \cdot \frac{V_{0,d}}{A_{\tau,net}} \leq f_{V,R,d} \quad (5.15)$$

Dabei wurde $A_{\tau,net}$ wie folgt rückgerechnet

$$A_{\tau,net} = \frac{1,5 \cdot I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} \quad (5.16)$$

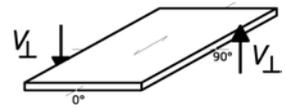
In der Regel ist die Rollschubfestigkeit der schwerpunktsnächsten Querlage maßgebend. Für Brettsperrholz-Elemente mit speziellen Aufbauten ist zusätzlich die Schubfestigkeit der Längslagen zu überprüfen:

$$\begin{aligned} \tau_{V,d} &\leq f_{V,d} \\ \frac{V_{0,d} \cdot S_{0,V,net}}{I_{0,net} \cdot b} &\leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,k}}{\gamma_M} \end{aligned} \quad (5.17)$$

Anmerkung: Die Verwendung des Rissfaktors k_{cr} ist nicht erforderlich, da Brettsperrholz ein flächiges Element mit gesperrtem Aufbau ist und allfällige Risse über die Produktzulassungen als berücksichtigt gelten.

5.7.2 Schub in Nebentragrichtung

$$\begin{aligned} \tau_{V,R,d} &\leq f_{V,R,d} \\ \frac{V_{90,d} \cdot S_{90,R,net}}{I_{90,net} \cdot b} &\leq k_{mod} \cdot \frac{f_{V,R,k}}{\gamma_m} \end{aligned} \quad (5.18)$$



Die Bemerkungen zu Schub in Haupttragrichtungen gelten sinngemäß.

5.8 Schub bei Scheibenbeanspruchung

Mechanismen für die Tragfähigkeit

Die vorgeschlagenen Versagensmechanismen wurden den aktuellen Produktzulassungen und -unterlagen entnommen.

Schickhofer et al. (2010)¹ entwickelten ein alternatives, im vorliegenden Leitfaden nicht ausgeführtes Bemessungsmodell, das die Beanspruchungen in Fällen stark unterschiedlicher Lagendicken genauer erfasst.

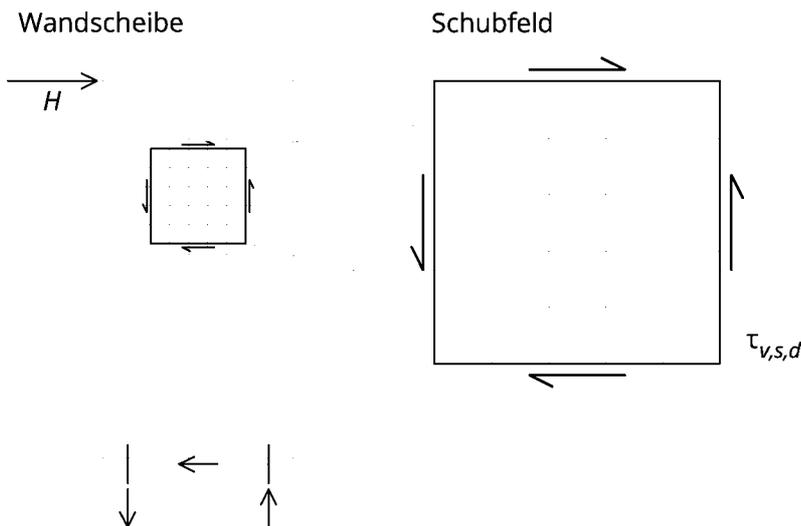
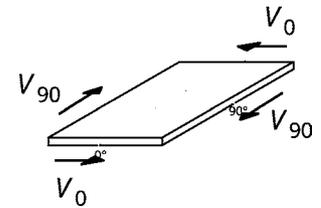


Abbildung 5-13: Schub innerhalb einer Wandscheibe

Mechanismus 1: Abscherversagen der Bretter entlang einer Fuge

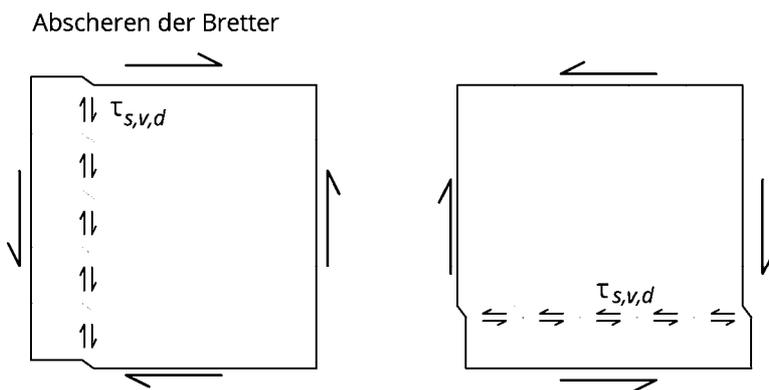


Abbildung 5-14: Abscherversagen der Bretter entlang einer Fuge

¹ Kapitel 7.

$$\tau_{V,S,d} \leq f_{V,S,d} \quad (5.19)$$

$$\tau_{V,S,d} = \frac{T}{A_{S,net}} \quad (5.20)$$

$$A_S = \min \begin{cases} A_{0,net} \\ A_{90,net} \end{cases} \quad (5.21)$$

Mechanismus 2: Schubversagen der Klebeflächen in den Kreuzungspunkten

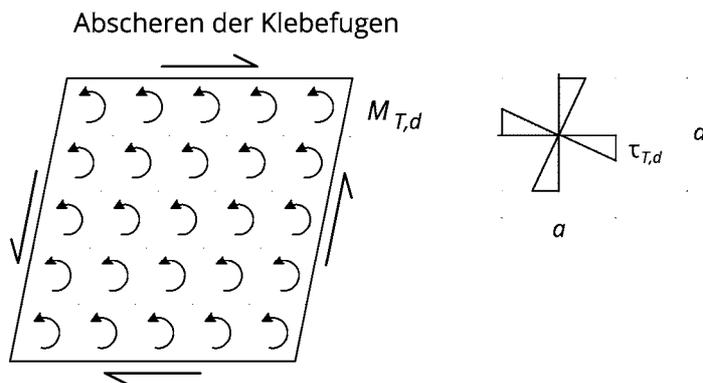


Abbildung 5-15: Schubversagen der Klebeflächen in den Kreuzungspunkten

$$\tau_{T,d} \leq f_{V,T,d} \quad (5.22)$$

$$\tau_{T,d} = \frac{M_T}{\sum I_p} \cdot \frac{a}{2} = \frac{M_T}{n_k \cdot \frac{a^4}{6}} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3 \cdot M_T}{n_k \cdot a^3} \quad (5.23)$$

$M_T = T \cdot h$ Moment; Schubkraft T mal Abstand h zur betrachteten Fuge

$I_p = \frac{a^4}{6}$ polares Trägheitsmoment eines quadratischen Kreuzungsfeldes

a Brettbreite

(laut Produktnorm: $a = 40$ mm bis 300 mm, empfohlen: $a = 80$ mm)

n_k Anzahl der Klebeflächen

$$n_k = n_s \cdot n_f$$

n_s Anzahl der Klebefugen zwischen normal zueinander stehenden Lagen

(z. B. $n_s = 2$ für ein dreilagiges Element)

n_f Anzahl der Kreuzungsfelder

Mechanismus 3: Schubversagen der gesamten Scheibe

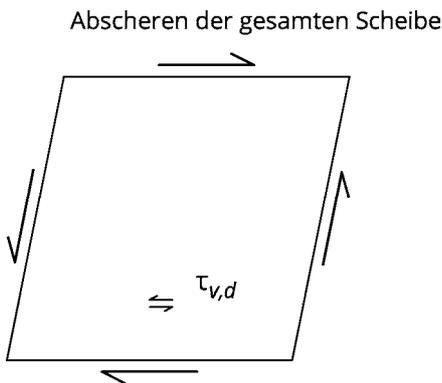


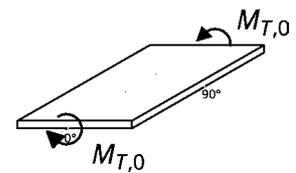
Abbildung 5-16: Schubversagen der gesamten Scheibe

$$\tau_{V,d} \leq f_{V,d} \quad (5.24)$$

$$\tau_{V,d} = \frac{T}{A_{brutto}} \quad (5.25)$$

Anmerkung: Bei lokalen Lasteinleitungsproblemen kann zusätzlich zum Abscheren von Brettlagen ein Versagen durch Überschreitung der Rollschubfestigkeit auftreten. Die Rollschubbeanspruchung tritt in den Klebefugen zwischen jenen Lagen auf, in welche die Last eingeleitet wird, und den quer dazu orientierten Lagen, über welche die Last weitergeleitet wird.

5.9 Torsion bei Plattenbeanspruchung



$$\tau_{T,d} \leq f_{T,d} \quad (5.26)$$

$$\frac{M_{T,d}}{W_T} \leq \frac{f_{T,k}}{\gamma_m}$$

Anmerkung: Bei Modellierung als orthotrope Platte hängen die auftretenden Torsionsschnittgrößen $m_{x,y}$ von der Drillsteifigkeit ab. Die Drillsteifigkeit von Brettspertholz wird in Abschnitt 4.3.3 behandelt. In der Bemessungspraxis wird für die Bemessung eine geringe Drillsteifigkeit von etwa 40 % oder weniger angesetzt.

5.10 Stabilität

5.10.1 Knicken bei Druck in Richtung der Decklagen

Knicken aus der Elementebene

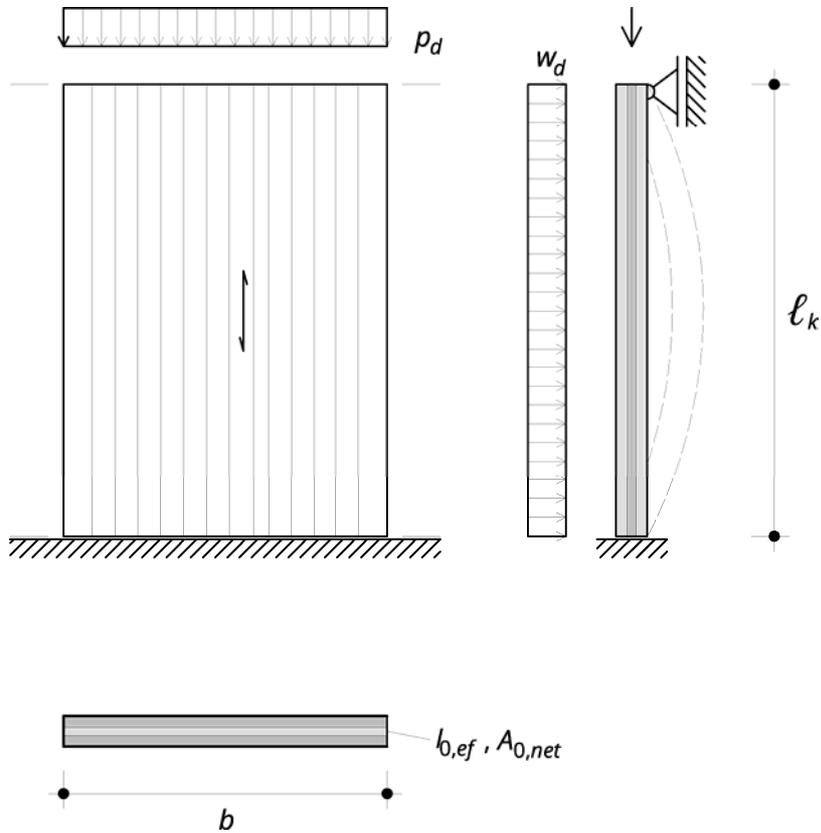


Abbildung 5-17: Knicken aus der Elementebene

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.27)$$

$$\frac{\frac{N_d}{A_{net}}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\frac{M_d}{W_{net}}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.28)$$

$$i_{y,0,ef} = \sqrt{\frac{I_{y,0,ef}}{A_{0,net}}} \quad (5.29)$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{k,i}}{i_{y,0,ef}} \quad (5.30)$$

Dabei sind

$k_{c,y}$ Knickbeiwert

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

k_y Knickbeiwert

$$k_y = 0,5 \left[(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) \right]$$

β_c Imperfektionsbeiwert

$$\beta_c = 0,1 \text{ für Brettsperrholz}$$

$\lambda_{rel,y}$ bezogener Schlankheitsgrad für Ausbiegung um die y-Achse

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Tabelle 5-2 Knickzahlen $k_{c,y}$ für Brettsperrholz

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,000									
20	0,999	0,998	0,996	0,994	0,992	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983
30	0,981	0,978	0,976	0,974	0,971	0,969	0,966	0,963	0,960	0,957
40	0,954	0,951	0,947	0,944	0,940	0,936	0,931	0,926	0,922	0,916
50	0,911	0,905	0,898	0,892	0,885	0,877	0,869	0,860	0,851	0,842
60	0,832	0,822	0,811	0,799	0,788	0,776	0,763	0,751	0,738	0,725
70	0,712	0,699	0,686	0,673	0,660	0,647	0,634	0,622	0,609	0,597
80	0,585	0,574	0,562	0,551	0,540	0,529	0,519	0,508	0,498	0,489
90	0,479	0,470	0,461	0,452	0,443	0,435	0,427	0,419	0,411	0,403
100	0,396	0,389	0,382	0,375	0,368	0,362	0,355	0,349	0,343	0,337
110	0,332	0,326	0,320	0,315	0,310	0,305	0,300	0,295	0,290	0,286
120	0,281	0,277	0,272	0,268	0,264	0,260	0,256	0,252	0,248	0,245
130	0,241	0,238	0,234	0,231	0,227	0,224	0,221	0,218	0,215	0,212
140	0,209	0,206	0,203	0,201	0,198	0,195	0,193	0,190	0,188	0,185
150	0,183	0,180	0,178	0,176	0,174	0,172	0,169	0,167	0,165	0,163
160	0,161	0,159	0,157	0,156	0,154	0,152	0,150	0,148	0,147	0,145
170	0,143	0,142	0,140	0,138	0,137	0,135	0,134	0,132	0,131	0,130
180	0,128	0,127	0,125	0,124	0,123	0,121	0,120	0,119	0,118	0,116

Randbedingungen: $E_{0,05} = 9.160 \text{ N/mm}^2$, $\beta_c = 0,1$

Allgemein ist im Knickfall die Schubnachgiebigkeit der Querlagen zu berücksichtigen. Da ihr Einfluss aber in der Regel unter 2 % liegt, wurde sie hier vernachlässigt.

Für die Bemessung nach dem beschriebenen Ersatzstabverfahren ist eine Grenzschlankheit von $\lambda_y \leq \lambda_{grenz} = 150$ einzuhalten. Für den Brandfall ist eine Grenzschlankheit von $\lambda_{y,fi} \leq \lambda_{fi,grenz} = 200$ zu empfehlen.

Anmerkung: Die Lastausbreitung lokaler Einzellasten und Auflager wird in Abschnitt 11.6 Wandscheiben behandelt.

Knicken von Wandfeilern

Bei der Ausführung sehr schmaler Wandfeiler ist zu prüfen, ob Knicken in der Elementebene, also um die z-Achse, maßgebend wird.

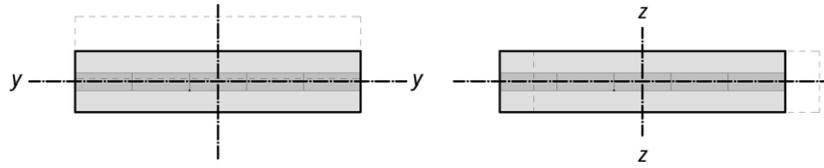


Abbildung 5-18: Achsenbezeichnungen

5.10.2 Knicken bei Druck in Richtung der Querlagen

Analog zu Abschnitt 5.10.1 mit Trägheitsradius und Schlankheit für die Nebentragrichtung gilt

$$i_{y,90,ef} = \sqrt{\frac{I_{y,90,ef}}{A_{90,net}}} \quad (5.31)$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{k,i}}{i_{y,90,ef}} \quad (5.32)$$

5.10.3 Kippen von Brettsperrholz-Trägern hochkant

Bei schmalen Trägern, die auf Biegung beansprucht werden, kann als Stabilitätsversagen Kippen, also das Ausweichen des Druckgurtes auftreten, bei der Kombination aus Druck und Biegung spricht man von Biegedrillknicken.

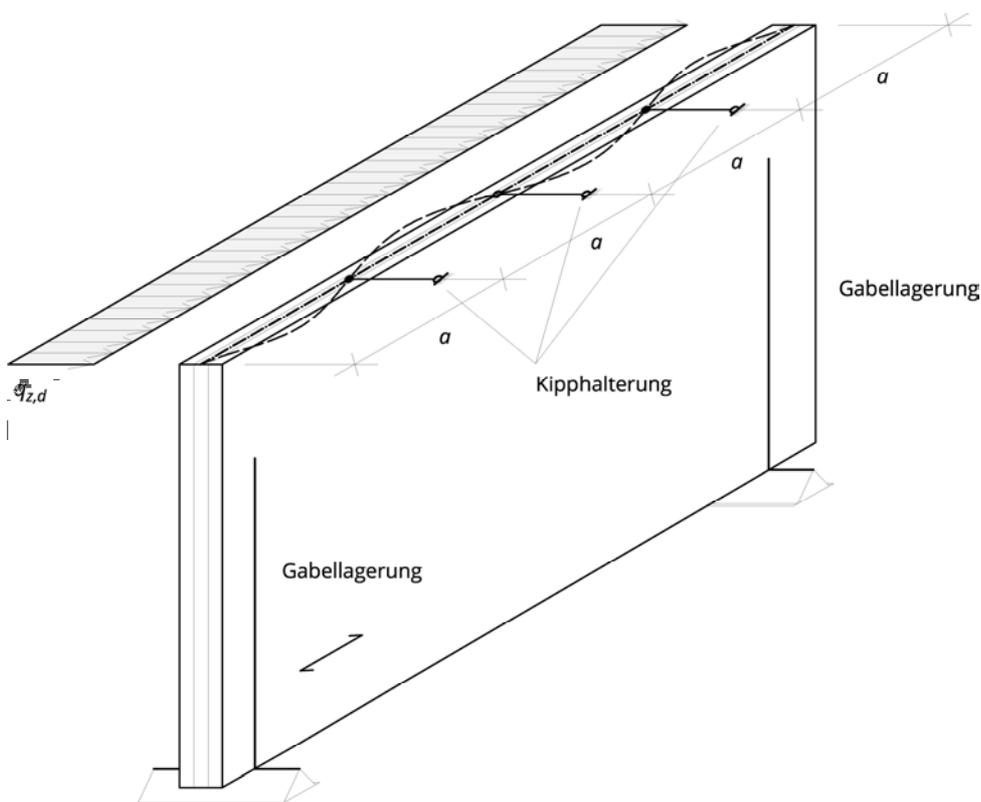


Abbildung 5-19: Kippen eines Trägers aus Brettsperrholz hochkant

Der Obergurt im Feld und der Untergurt über Stützen von durchlaufenden Trägern, also der auf Druck belastete Teil von Trägern aus Brettsperrholz, sollte nach Möglichkeit kontinuierlich gegen seitliches Ausweichen gehalten werden.

Ist der Druckgurt nur punktwise gehalten, wie in Abbildung 5-19 dargestellt, so ist ein Kippnachweis nach Eurocode 5¹ zu führen mit dem in 4.1.6. beschriebenen Torsionsträgheitsmoment des umschriebenen Rechtecks. Die effektive Kipplänge hängt von der Höhe der Lasteinleitung (oben oder unten am Träger) und von der Momentenverteilung entlang des Trägers ab.

¹ Biegedrillknicken nach EN 1995-1-1, Abschnitt 6.3.3.

Gabellager

Für durchgehend gegen Kippen gehaltene Träger gilt $k_{crit} = 1$. Das Gabellager ist dann für den Bemessungswert des Torsionsmoments auszulegen.

$$T_d = \frac{M_d}{80} \quad (5.33)$$

M_d größtes Biegemoment im Träger

Kipphaltung

Die von Kipphaltungen aufzunehmende horizontale Gleichlast kann nach Eurocode 5¹ wie folgt ermittelt werden:

$$q_{z,d} = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{\ell}} \right\} \cdot \frac{(1 - k_{crit}) \cdot M_d}{30 \cdot h \cdot \ell} \cdot n \quad (5.34)$$

k_{crit} Kippbeiwert zur Berücksichtigung der zusätzlichen Spannungen infolge des seitlichen Ausweichens bei Annahme fehlender Kipphaltung im Feld.

Mit baupraktischen Abmessungen (Annahme: $\ell \leq 20 \text{ m}$; $h = \frac{\ell}{20}$; $d = \frac{h}{10}$) und in diesem Leitfaden beschriebenen Querschnittswerten kann die Haltekraft (mit $k_{crit} \approx 0,12$) wie folgt eingegrenzt werden:

$$q_{z,d} \approx \frac{M_d}{40 \cdot h \cdot \ell} \cdot n \quad (5.35)$$

n Anzahl der Träger

ℓ Länge des Aussteifungsverbandes [m]

h Trägerhöhe [m]

M_d größtes Biegemoment im Träger

5.10.4 Beulen

Über die gesamte Länge linear aufliegende Wände sind als Wandstreifen aus Knickstäben zu behandeln. Auf die stabilisierende Wirkung von Querwänden wird in der Regel verzichtet.

Punktuell gestützte Wandscheiben können mit Annahme eines Lastausbreitungswinkels nach Abschnitt 11.6 ebenfalls als Wandstreifen betrachtet und als Knickstäbe nachgewiesen werden. Dies führt fallweise zu sehr konservativen Bemessungsergebnissen. Die genaue Betrachtung des flächigen Beulversagens bringt erheblich größere Tragreserven als die Betrachtung von Wandstreifen auf Knicken, wenn Druck und zugbeanspruchte Zonen nebeneinanderliegen.

¹ Verbände nach EN 1995-1-1, Abschnitt 9.5.2.

5.11 Kombinierte Beanspruchung

5.11.1 Biegung und Druck

Ohne Knickgefahr

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{N_{0,d}}{A_{0,net} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{M_d}{W_{0,net} \cdot f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.36)$$

5.11.2 Biegung in zwei Tragrichtungen

Die Verteilung der Plattenschnittgrößen in der Platte sind unter Berücksichtigung der zweiachsigen Tragwirkung und eines der in Abschnitt 4.3 beschriebenen Modelle zu ermitteln.

Biegespannungen

Wie in Abbildung 5-20 ersichtlich, führen Biegemomente in Schnitten längs (x bzw. 0°) und quer zur Decklage (y bzw. 90°) zu Spannungen in unterschiedlichen Brettlagen. Der Nachweis der Biegespannungen kann daher für beide Richtungen getrennt erfolgen.

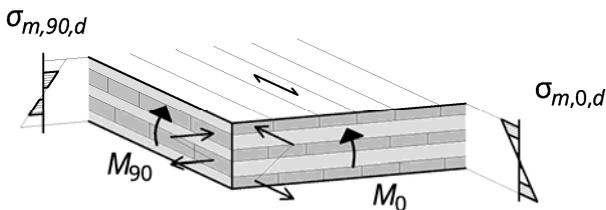


Abbildung 5-20: Unabhängige Beanspruchungen durch Biegung um Haupt- und Nebenachse

Schubspannungen

Abbildung 5-21 zeigt Schubspannungen für ein Plattenelement und für einen vergrößerten Brett-ausschnitt. Aus der Dualität der Schubspannungen ergibt sich die größte Schubspannung durch geometrische Addition. Mit ausreichender Genauigkeit kann der Nachweis in die beiden Tragrichtungen getrennt erfolgen.

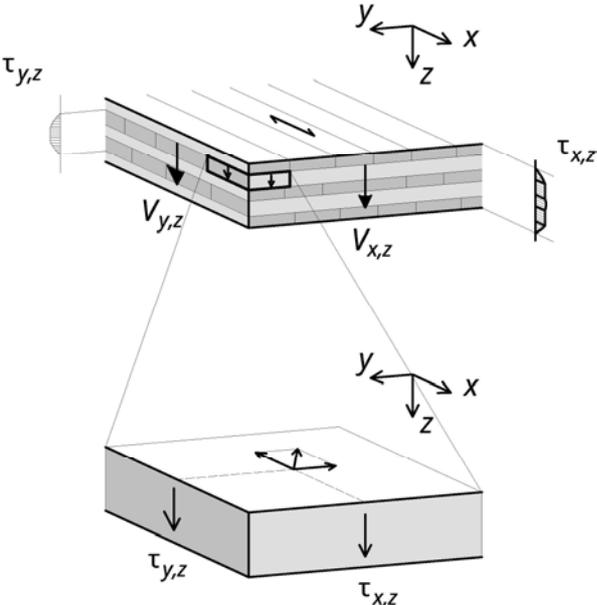


Abbildung 5-21: Schubbeanspruchung in die beiden Tragrichtungen

5.11.3 Schiefe Biegung

Werden Brettsperrholz-Elemente mit geneigter Längsachse verwendet – wie beispielsweise als Dachelemente von geneigten Dächern – dann setzt sich die Beanspruchung infolge vertikaler Last aus einem Anteil aus Plattenbiegung (y) und einem Anteil aus Biegung hochkant (z) zusammen. Die Spannungsverläufe sind prinzipiell in Abbildung 5-22 dargestellt.

$$\sigma_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} \leq f_{m,d} \quad (5.37)$$

$$\frac{M_{y,d}}{W_{y,net}} + \frac{M_{z,d}}{W_{z,0,net}} \leq k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m}$$

Mit den Querschnittswerten nach Abschnitten 5.5 und 5.6.

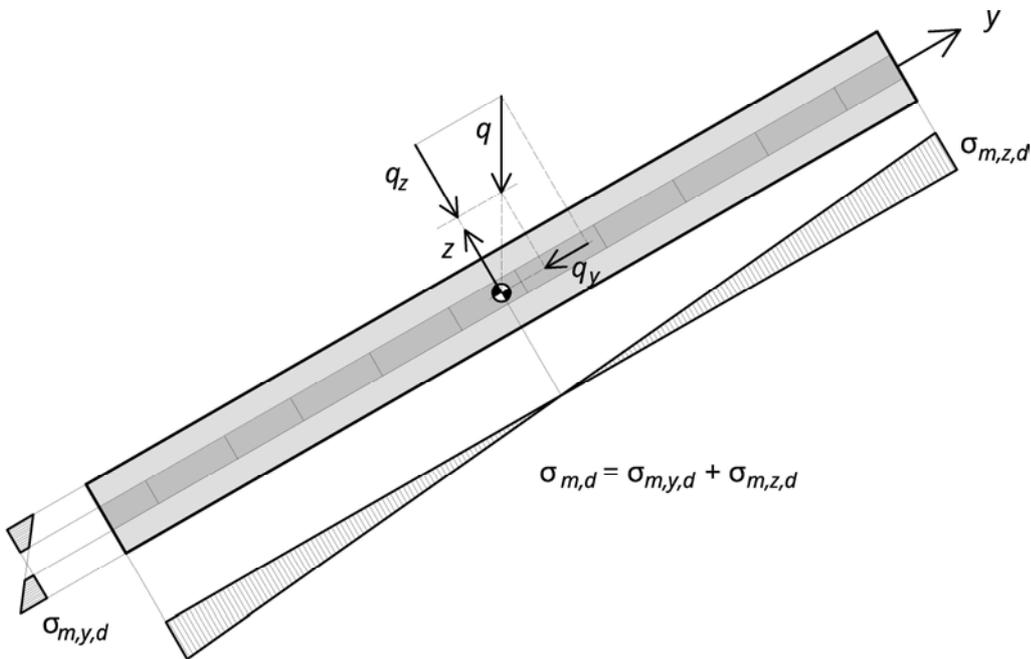


Abbildung 5-22: Schiefe Biegung eines geneigt angeordneten Brettsperrholz-Elements

5.12 Ausklinkungen

Für Ausklinkungen wird die Bemessung in Anlehnung an Eurocode 5¹ vorgeschlagen. Es ist darauf hinzuweisen, dass im nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1995-1-1:2010 für Brettspertholz gesonderte Nachweise gefordert werden.

Für unverstärkte Durchbrüche ist nachzuweisen, dass

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d}{b \cdot h_{ef}} \leq k_V \cdot f_{V,R,d} \quad (5.38)$$

mit dem Abminderungsbeiwert für ausgeklinkte Biegestäbe nach EN 1995-1-1

$$k_V = \frac{k_n}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1-\alpha)} + 0,8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \quad (5.39)$$

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} \dots\dots\dots \text{Verhältnisbeiwert}$$

Für den materialabhängigen Beiwert wird $k_n = 4,50$ (für Furnierschichtholz) vorgeschlagen.

Ist der Nachweis nicht erfüllt, sind Verstärkungen anzuordnen, wie beispielhaft in Abbildung 5-24 gezeigt. Der Verlauf der Querkzugspannungen ist in Abbildung 5-23 für ein fünfschichtiges Element beispielhaft dargestellt. Für Brettspertholz liegen zurzeit keine genaueren Untersuchungen zu Ausklinkungen vor und es sind genauere Untersuchungen erforderlich – Beispielsweise mittels Finite-Element-Methode. Die aufzunehmende Querkzugkraft liegt zwischen der vollen Querkraft V_d und der im Fall homogener, also nicht geschichteter Querschnitte von der Verstärkung aufzunehmenden Querkzugkraft nach CEN (2012):

$$F_{t,0,d} = V_d \cdot 1,3 \cdot \left[3 \cdot (1-\alpha)^2 - 2 \cdot (1-\alpha)^3 \right] \leq V_d \quad (5.40)$$

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h} \dots\dots\dots \text{Verhältnisbeiwert}$$

h_{ef} Höhe des Restquerschnittes über dem Auflager

h Gesamthöhe

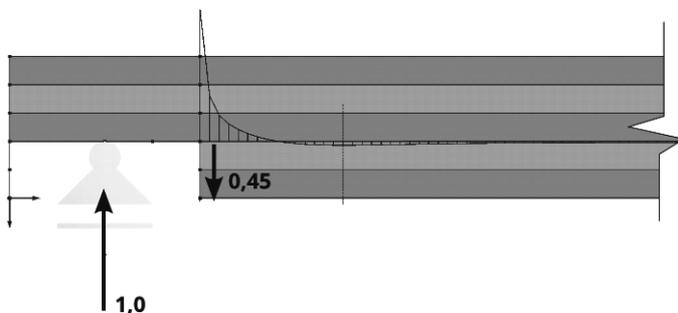
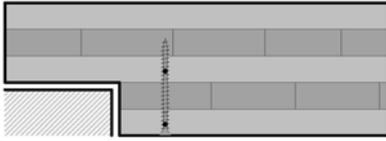


Abbildung 5-23: Prinzipieller Verlauf der Querkzugspannungen bei Ausklinkungen

¹ EN 1995-1-1, Abschnitt 6.5.2.



Sicherung mittels
Vollgewindeschraube

Abbildung 5-24: Querkzugverstärkung der Ausklinkung

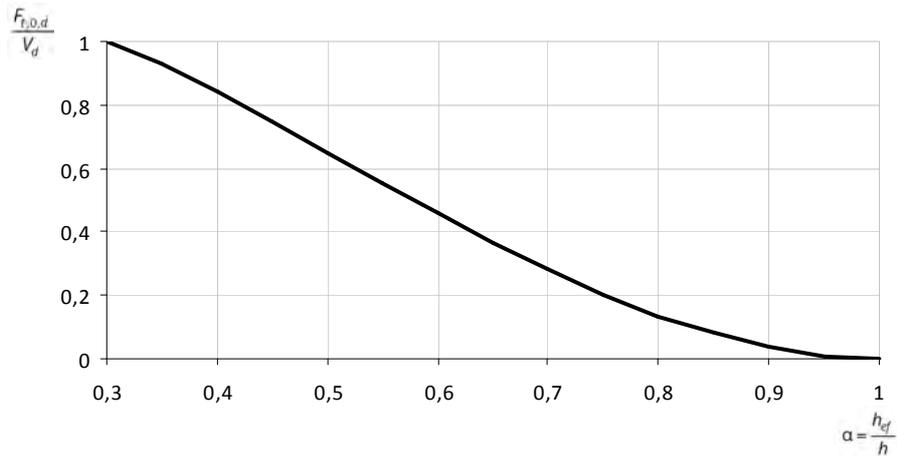


Abbildung 5-25: Zusammenhang von Ausklinkungsverhältnis und Querkzugkraft

6 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

6.1 Bemessungssituation

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden im Holzbau in der charakteristischen und der quasi-ständigen Bemessungssituation geführt.

Die Durchbiegungsanteile aus den einzelnen Einwirkungen sind für die jeweilige Bemessungssituation nach EN 1995-1-1 und EN 1990 zu überlagern. Der Verformungsanteil aus Eigengewicht darf für Nachweise in der charakteristischen Bemessungssituation weggelassen werden. Dazu gibt es unterschiedliche Auslegungen der Eurocodes und unterschiedliche nationale Festlegungen. Dies führt im Weiteren zu Unterschieden in den für die Nachweise verwendeten Gesamtdurchbiegungen.

Im vorliegenden Leitfaden wird als konservative Annahme die Eigengewichtsverformung immer berücksichtigt.

6.2 Begrenzung der Durchbiegungen

Mit der Begrenzung der vertikalen Durchbiegungen werden zwei Ziele verfolgt. Einerseits soll das Erscheinungsbild gewahrt bleiben, andererseits sind Schäden an untergeordneten Bauteilen oder Gebrauchseinschränkungen durch die Verformungen zu vermeiden.

In Eurocode EN 1995-1-1 werden die erlaubten Durchbiegungsbereiche eingegrenzt. Innerhalb dieser Bereiche werden Grenzdurchbiegungen in den nationalen Anwendungsdokumenten festgelegt. Für jedes Projekt sollten die Gebrauchstauglichkeitskriterien entsprechend den Nutzungsanforderungen festgelegt und mit dem Bauherrn vereinbart werden.¹

Enddurchbiegung

Die Enddurchbiegung ergibt sich aus der Anfangsverformung w_{inst} zuzüglich der Kriechverformung w_{creep} . Für die Kriechverformung werden die Verformungen aus den quasi-ständigen Anteilen ($\psi_{2,i}$) mit dem von der Nutzungsklasse und dem Baustoff abhängigen Deformationsbeiwert k_{def} nach Abschnitt 3.5 multipliziert.

¹ EN 1990:2003, Abschnitt A.1.4.2., Absatz (2).

6.2.1 Kombination und Grenzen für Durchbiegungen

Wahrung des Erscheinungsbildes in der quasi-ständigen Bemessungssituation

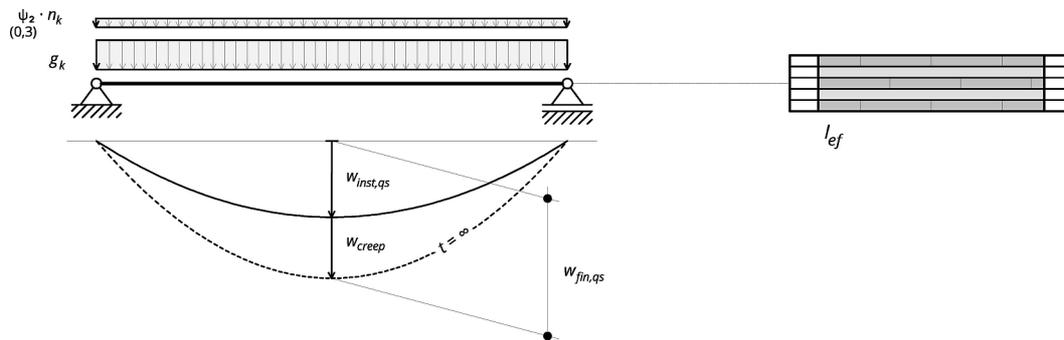


Abbildung 6-1: Quasi-ständige Bemessungssituation

$$w_{fin,qs} = w_{inst,qs} \cdot (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{250}$$

$$w_{inst,qs} = w_G \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot w_{Q,i}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qs}$$

$w_{inst,qs}$ Anfangsverformung in der quasi-ständigen Bemessungssituation

w_{creep} Kriechanteil (stets aus der quasi-ständigen Bemessungssituation)

$w_{fin,qs}$ Endverformung in der quasi-ständigen Bemessungssituation

k_{def} Deformationsbeiwert (lt. Absatz 3.5.)

Vermeidung von Schäden und Nutzungsbeschränkungen in der charakteristischen Bemessungssituation

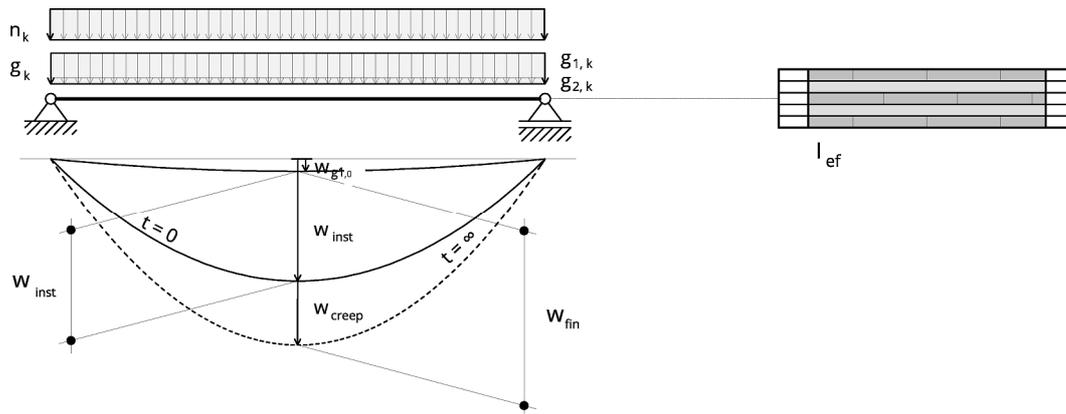


Abbildung 6-2: Charakteristische Bemessungssituation

Anfangsverformung:

$$W_{inst} = (w_{g,1} + w_{g,2}) \oplus w_{q,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot w_{q,i} \leq \frac{l}{300}$$

Endverformung:

$$W_{fin} = W_{inst} + W_{creep} \leq \frac{l}{200}$$

W_{inst} Anfangsverformung in der charakteristischen Bemessungssituation

W_{fin} Endverformung in der charakteristischen Bemessungssituation

W_{creep} Kriechanteil (stets aus der quasi-ständigen Bemessungssituation)

Der Anteil der ständigen Lasten darf um jenen Teil der ständigen Lasten $w_{g,1}$ reduziert werden, der zum Zeitpunkt des Ausbaus durch untergeordnete Bauteile wirkt. Der Nachweis der Endverformung w_{fin} mit den angegebenen Durchbiegungsgrenzen ist in der Regel nicht maßgebend, das Durchbiegungsmaß wird aber für die Auslegung allfälliger Ausgleichskonstruktionen benötigt.

6.3 Schwingungen

6.3.1 Allgemeines

Nach EN 1995-1-1:2009, Absatz 7.3, ist für Tragwerke allgemein „sicherzustellen, dass häufig zu erwartende Einwirkungen keine Schwingungen verursachen, die die Funktion des Bauwerks beeinträchtigen oder den Nutzern unannehmbares Unbehagen verursachen“. Für Wohnungsdecken werden Schwingungsnachweise gefordert.

Das Schwingungsverhalten kann durch Messungen beurteilt oder durch Berechnungen abgeschätzt werden. Die wichtigsten physikalischen Größen sind dabei die erste Eigenfrequenz, die Steifigkeit und das Dämpfungsverhalten der Decke.

Um Resonanz zu vermeiden, wird ein ausreichender Abstand zwischen Erregungsfrequenz und erster Eigenfrequenz angestrebt. Die Erregung durch Schritte erfolgt etwa zwei Mal pro Sekunde, also mit 2,00 Hz. Beim Gehen erfolgt darüber hinaus eine Anregung mit der doppelten Frequenz von etwa 4,00 Hz. In Eurocode 5 wird nun für ausreichenden Abstand zur Erregerfrequenz eine erste Eigenfrequenz von mindestens 8,00 Hz gefordert.

Das Verhalten schwingungsanfälliger Decken kann durch zusätzliche Auflager (Spannweitenreduktion) oder durch Verstärkungsmaßnahmen (höhere Steifigkeit) verbessert werden. Eine Lastverteilung quer zur Spannrichtung und eine höhere Dämpfung wirken sich günstig aus.

Kann die geforderte Mindestfrequenz nicht eingehalten werden, ist der Schwingungsnachweis über die Begrenzung der Schwingungsbeschleunigung möglich.

6.3.2 Grundlagen

Eigenfrequenz und Dämpfung

Wird ein Tragwerksteil ausgelenkt und losgelassen, schwingt es um seine Ruhelage, bis es allmählich in diese zurückkehrt.

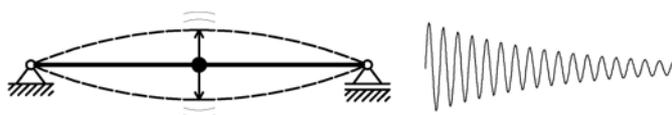


Abbildung 6-3: Schwingverhalten eines Tragwerksteils

Die Frequenz f ist die Anzahl der Schwingungen pro Sekunde. Die Dämpfung kann aus dem Verhältnis zweier hintereinanderliegender Amplituden als Lehr'sches Dämpfungsmaß oder auch logarithmisches Dekrement D angegeben werden.

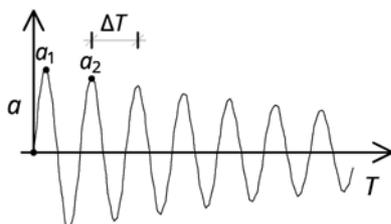


Abbildung 6-4: Schwingfrequenz eines Tragwerksteils

$$f_1 = \frac{1}{\Delta T} \tag{6.1}$$

$$D = \ln\left(\frac{a_1}{a_2}\right) \tag{6.2}$$

Einfeldbalken mit gleichmäßig verteilter Masse

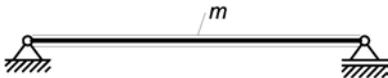


Abbildung 6-5: Gleichmäßig einwirkende Kraft auf Einfeldträger

Die erste Eigenfrequenz eines gleichmäßig mit Masse belegten Einfeldträgers kann unabhängig von der Dämpfung wie folgt ermittelt werden¹:

$$f_{1,balken} = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \tag{6.3}$$

ℓ Spannweite des Einfeldträgers [m]

m Verteilte Masse [kg/m]

$E \cdot I_0$ Biegesteifigkeit [Nm²]

Einmasseschwinger, generalisierte Masse

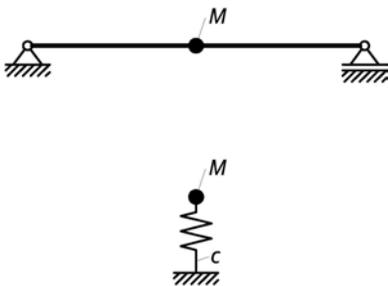


Abbildung 6-6: Generalisierte Masse

Schwingende Systeme wie Wohnungsdecken können für die Ermittlung der ersten Eigenfrequenz auf einen Einmasseschwinger reduziert werden.

Die Eigenfrequenz eines Einmasseschwingers beträgt

$$f_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{c}{M^*}} \tag{6.4}$$

M^* modale Masse [kg]

c Federsteifigkeit [N/m]

Für einen Einfeldträger ergibt sich die Federsteifigkeit gegen vertikale Verformung in Trägermitte zu

$$c = \frac{48 \cdot E \cdot I_{ef}}{\ell^3} \tag{6.5}$$

¹ Siehe Müller (1978).

Die modale Masse beträgt:

$$M^* \approx \frac{8}{15} \cdot m \cdot \ell \tag{6.6}$$

Mit diesen Werten lässt sich Gleichung (6.4) in guter Näherung auf Gleichung (6.3) zurückführen.

Einfluss der Quertragwirkung

Untersuchungen und Vergleichsrechnungen zeigen, dass sich die zweiachsige Lastabtragung und teilweise Einspannungen von Geschossdecken günstig auf die Eigenfrequenz auswirken. Diese Effekte können nur durch eine geeignete Modellierung (zum Beispiel als Trägerrost oder orthotrope Platte) abgebildet werden.

Für die Handrechnung kann bei allseitig gelagerten, rechteckigen Wohnungsdecken der Einfluss der Biegesteifigkeit quer zur Hauptspannrichtung $E \cdot I_{quer}$ aus einem Trägerrost-Modell hergeleitet und berücksichtigt werden. Die Verbesserung kommt erst ab einem Verhältnis der Biegesteifigkeiten von Nebentragsrichtung zu Haupttragsrichtung $\frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0} > 0,05$ zum Tragen.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \cdot k_{quer} \cdot k_e \tag{6.7}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0}} \tag{6.8}$$

- b Breite des Deckenfeldes quer zur Haupttragsrichtung [m]
- $E \cdot I_{quer}$ Steifigkeit quer zur Spannrichtung
- k_{quer} Einfluss der Quertragwirkung nach Augustin (2012)
- k_e Einfluss des statischen Systems nach folgendem Abschnitt

Einfluss des Statischen Systems

Der Einfluss des statischen Systems kann annähernd über oder für zweifeldträger erfasst werden. Teilweise Einspannungen an den Deckenrändern wirken sich günstig auf die erste Eigenfrequenz aus.

Tabelle 6-1 Faktoren zur Ermittlung der Eigenfrequenz von unterschiedlich gelagerten Einfeldträgern

Beiwerte zur Berücksichtigung unterschiedlicher Lagerungsarten	$k_{e,1}$
gelenkig – gelenkig	1,000
eingespannt – gelenkig	1,562
eingespannt – eingespannt	2,268
eingespannt – frei (Kragträger)	0,356

Tabelle 6-2 Faktoren zur Ermittlung der Eigenfrequenz von Zweifeldträgern in Abhängigkeit vom Verhältnis der Stützweiten

ℓ_2/ℓ_1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
$k_{e,2}$	1,000	1,090	1,157	1,206	1,245	1,282	1,318	1,359	1,410	1,474	1,562

Zusammenhang zwischen Eigenfrequenz und Durchbiegung

Aus dem Vergleich der Eigenfrequenz eines Einfeldträgers nach Gleichung (6.7) mit der Durchbiegung in Feldmitte $w_m = \frac{5 \cdot m \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I_0}$ lässt sich folgender Zusammenhang herstellen:

$$f_1 \approx \frac{18}{\sqrt{w_m}} \quad (6.9)$$

w_m Durchbiegung infolge der gleichmäßigen Massenbelegung m in [mm]

Systeme aus übereinander liegenden schwingungsanfälligen Tragwerksteilen

Besteht ein schwingendes System aus mehreren Tragelementen, wie beispielsweise Decken mit Unterzügen, so lässt sich die erste Eigenfrequenz aus n Elementen nach der Näherungsformel von Dunkerley¹ bestimmen.

$$\frac{1}{f^2} \approx \frac{1}{f_{1,a}^2} + \frac{1}{f_{1,b}^2} + \dots + \frac{1}{f_{1,n}^2} \longrightarrow f = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,a}^2} + \frac{1}{f_{1,b}^2} + \dots + \frac{1}{f_{1,n}^2}}} \quad (6.10)$$

Beispiel: Einhaltung einer Grenzfrequenz von 6,00 Hz für eine Decke (De) mit Unterzug (Uz).

$$f_{1,De} = 8,50 \text{ Hz}$$

$$f_{1,Uz} = 8,50 \text{ Hz}$$

$$f = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,De}^2} + \frac{1}{f_{1,Uz}^2}}} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{8,50^2} + \frac{1}{8,50^2}}} = 6,0 \text{ Hz}$$

Auf Durchbiegungen rückgerechnet bedeutet dies, dass die Summe der Einzeldurchbiegungen zu begrenzen ist:

$$w_1 + w_2 + w_3 + \dots \leq w_{\text{grenz}} \quad (6.11)$$

Modale Masse

Als modale oder auch generalisierte Masse kann jener Teil der Masse auf einem Bauteil verstanden werden, der bei einer bestimmten Schwingungsform aktiviert wird.

Für eine bekannte Schwingungseigenform wird dazu die in jedem Knoten wirkende Masse mit dem Quadrat der Knotenverschiebung multipliziert. Die Eigenform ist davor auf den Größtwert 1,0 zu normieren.

$$M^* = \sum_{i \geq 1} w_{i,eigen}^2 \cdot M_i \quad (6.12)$$

i Anzahl der Knoten

¹ Hivoss (2008).

Das Verhältnis zwischen der tatsächlichen und der modalen Masse kann als Faktor angegeben werden. Die modale Masse ist dann

$$M^* = k_{M^*} \cdot M \tag{6.13}$$

Für Einfeldträger wurde die modale Masse bereits in Formel (6.6) angegeben, sie wird näherungsweise mit

$$k_{M^*} \approx \frac{8}{15} \text{ bzw. } k_{M^*} \approx 0,5 \tag{6.14}$$

festgelegt.

Bei Durchlaufträgern erhöht sich die modale Masse, da das Nachbarfeld mitschwingt. Die modale Masse eines Durchlaufträgers über zwei gleich lange Felder ist doppelt so groß wie jene eines Einfeldträgers über eines der beiden Felder.

Tabelle 6-3 Faktoren zur Ermittlung der modalen Masse von Zweifeldträgern in Abhängigkeit vom Verhältnis der Stützweiten¹

ℓ_2/ℓ_1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
k_{M^*}	1,00	0,70	0,575	0,525	0,5	0,485	0,475	0,467

Für allseitig gelenkig gelagerte Platten können mathematische Reihenansätze für die Schwingeeigenformen getroffen werden, um die Bestimmung der modalen Masse zu vereinfachen.

Aus einer Trägerrost-Betrachtung kann über den Beiwert zur Quertragwirkung folgender Zusammenhang hergestellt werden:

$$k_{M^*} = \frac{1}{2 \cdot k_{quer}^2} \geq 0,25 \tag{6.15}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{E \cdot I_{quer}}{E \cdot I_0}} \tag{6.16}$$

k_{quer} Einfluss der Quertragwirkung

Aus Hivoss (2008) lässt sich für einzelne allseitig gelagerte Rechteckfelder folgender Faktor ermitteln:

$$k_{M^*} = \frac{1}{2} - \frac{\ell}{4 \cdot b} \tag{6.17}$$

Die modale Masse für ein quadratisches und allseitig gelagertes Deckenfeld mit gleicher Steifigkeit in beide Richtungen ergibt sich als Untergrenze für die modale Masse einer Platte zu

$$k_{M^*} \approx 0,25 \tag{6.18}$$

Für Brettsper Holz liegt der Faktor meist zwischen 0,30 und 0,40.

¹ Nach Blaß, Ehlbeck, Kreuzinger und Steck (2005), S. 90.

6.3.3 Schwingungsnachweise

Die rechnerische Eingrenzung des Schwingungsverhaltens mit entsprechenden Nachweisen ist nicht zuletzt wegen der subjektiven Wahrnehmung der Benutzer schwierig. Im Folgenden wird der Schwingungsnachweis nach Hamm und Richter (2009) mit Erweiterungen durch Augustin (2012) beschrieben.

Schwingungsklassen mit Anforderungen an Frequenz und Steifigkeit (Hamm und Richter)

Decken werden nach Tabelle 6-4 hinsichtlich ihres Schwingungsverhaltens in drei Klassen eingeteilt.

Für die Nachweisführung sind zwei Kriterien bezüglich

- der ersten Eigenfrequenz und
- der Steifigkeit der Decke (Durchbiegung infolge einer Einheitslast)

zu erfüllen.

Liegt die erste Eigenfrequenz unter dem Grenzwert, kann nach Hamm und Richter bei schweren Decken durch Einhaltung einer Grenzbeschleunigung der Nutzungskomfort gewahrt bleiben, wie in Abbildung 6-7 dargestellt.

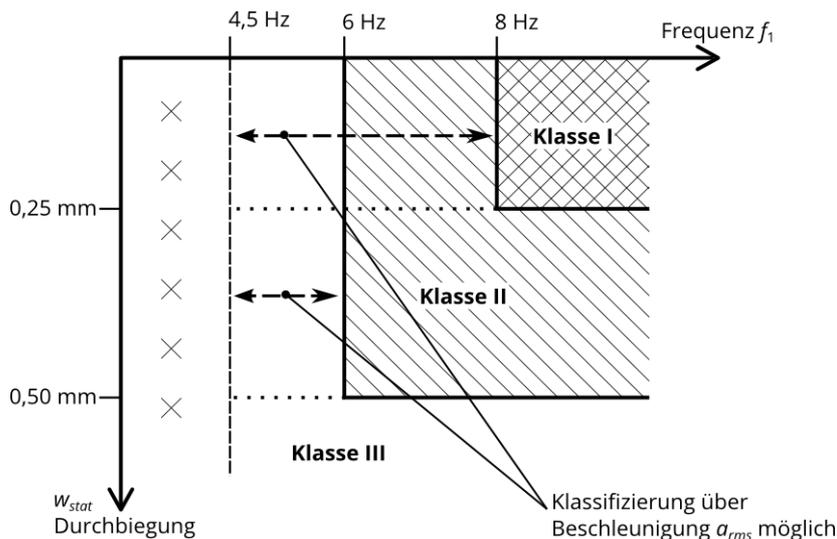


Abbildung 6-7: Klassifizierung hinsichtlich des Schwingungsverhaltens

- w_{1kN} Durchbiegung in [mm] zu Folge einer Einheitskraft von 1 kN an der ungünstigsten Stelle
- f_1 erste Eigenfrequenz [Hz]
- a_{rms} Effektivwert der Schwingbeschleunigung [m/s^2]

Tabelle 6-4 Schwingungsklassen von Decken

	Schwingungsklasse I	Schwingungsklasse II	Schwingungsklasse III
Typische Anwendungsfälle	Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten, wie Wohnungstrenndecken, durchlaufende Decken, Decken in Büros etc.	Decken innerhalb einer Nutzungseinheit, Decken in Einfamilienwohnhäusern mit üblicher Nutzung	Decken unter nicht ausgebauten Dachräumen, Decken ohne Schwingungsanforderung
Ausführung	Nassestrich schwimmend auf leichter oder schwerer Schüttung Trockenestrich auf schwerer Schüttung (also mit über 60 kg/m ²)	Nassestrich schwimmend (auch ohne Schüttung)	
Frequenzkriterium	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$	
Steifigkeitskriterium¹	$w_{1kN} \leq 0,25 \text{ mm}$	$w_{1kN} \leq 0,50 \text{ mm}$ für geringe Anforderungen: $w_{1kN} \leq 1,00 \text{ mm}$	
Grenzbeschleunigung²			
Hamm und Richter (2009) bzw. Kreuzinger und Mohr (1999) bei Übertragung der Schwingung in benachbarten Raum	$a_{rms} \leq 0,05 \text{ m/s}^2$ zusätzlich $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	$a_{rms} \leq 0,10 \text{ m/s}^2$ $f_1 \geq 4,5 \text{ Hz}$	

¹ Grenzwerte nach Hamm und Richter (2009). Rabold und Hamm (2009) beschreiben den höheren Grenzwert für geringere Anforderungen. Kreuzinger und Mohr (1999) schlagen etwa die doppelten Grenzwerte vor.

² „Für die Bemessung werden [...] folgende Grenzwerte bei abklingenden Schwingungen für Holzbalkendecken in Wohngebäuden vorgeschlagen. Im Bereich von 4 bis 8 Hz ist als Grenze eine Schwingbeschleunigung von 0,40 m/s² maßgebend; [...] Wenn eine Übertragung der Impulse in einen anderen Raum erfolgen kann, sollten die Werte für diesen Raum auf 0,10 m/s² [...] reduziert werden.“ Kreuzinger und Mohr (1999), Abschnitt 4.3., S. 36.

Frequenzkriterium

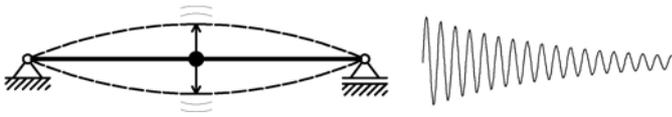


Abbildung 6-8: Schwingung eines Tragwerkselements

Die erste Eigenfrequenz kann nach den Formeln in Abschnitt 6.3.2 bestimmt werden. Für die schwingende Masse m werden die ständigen Lasten alleine angesetzt

$$m = g_{1,k} + g_{2,k} \tag{6.19}$$

In Tabelle 6-5 wird die mit der jeweiligen Eigenfrequenz korrespondierende Durchbiegungsgrenze infolge ständiger Lasten angeführt.

Tabelle 6-5 Zur ersten Eigenfrequenz gehörige Durchbiegungsgrenzen

	Schwingungsklasse I	Schwingungsklasse II	unterste Grenzfrequenz für den Nachweis der Schwingbeschleunigung
Frequenzkriterium	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 4,50 \text{ Hz}$
entsprechende Durchbiegung infolge $g = g_{1,k} + g_{2,k}$	$w_m \leq 5 \text{ mm}$	$w_m \leq 9 \text{ mm}$	$w_m \leq 16 \text{ mm}$

Steifigkeitskriterium

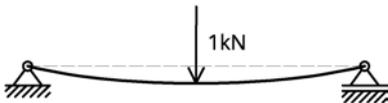


Abbildung 6-9: Durchbiegung eines Einfeldträgers infolge einer Einzellast

Die Durchbiegung infolge einer Einzellast $F = 1\text{kN}$ an ungünstigster Stelle ist für einen Einfeldträger ohne Querverteilung

$$w_{stat} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef}} \cdot 1.000 \leq w_{grenz} \tag{6.20}$$

ℓ Spannweite des Einfeldträgers [m]

$E \cdot I_{ef}$ effektive Biegesteifigkeit [kNm²]

Die Querverteilung darf wie folgt in Ansatz gebracht werden:

$$w'_{1kN} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{ef,0}} \cdot \frac{1}{b_F} \cdot 1.000 \leq w_{grenz} \tag{6.21}$$

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{quer}}{E \cdot I_0}} ; b \right\} \geq 1 \tag{6.22}$$

- ℓ Spannweite [m]
- b Breite des Deckenfeldes quer zur Haupttragrichtung [m]
- b_F mitwirkende Breite des Deckenfeldes [m]
- $E \cdot I_{0,ef}$ Biegesteifigkeit in Spannrichtung [kNm²]
- $E \cdot I_{quer}$ Biegesteifigkeit quer zur Spannrichtung [kNm²].

Bereits geringe Steifigkeitsanteile in Querrichtung bringen eine starke Verbesserung. Bei einem Verhältnis von $\frac{EI_{quer}}{E \cdot I_{0,ef}} = \frac{3}{100}$ wird bereits $b_F = 0,38 \cdot \ell$.

Grenzbeschleunigung

Kann die geforderte Mindestfrequenz nach Tabelle 6-4 nicht überschritten werden, so kann bei schweren Decken durch Einhaltung einer Grenzbeschleunigung der Nutzungskomfort gewahrt bleiben, wenn eine Mindestfrequenz von 4,50 Hz eingehalten wird. Das entsprechende Nachweisschema ist Abbildung 6-10 zu entnehmen.

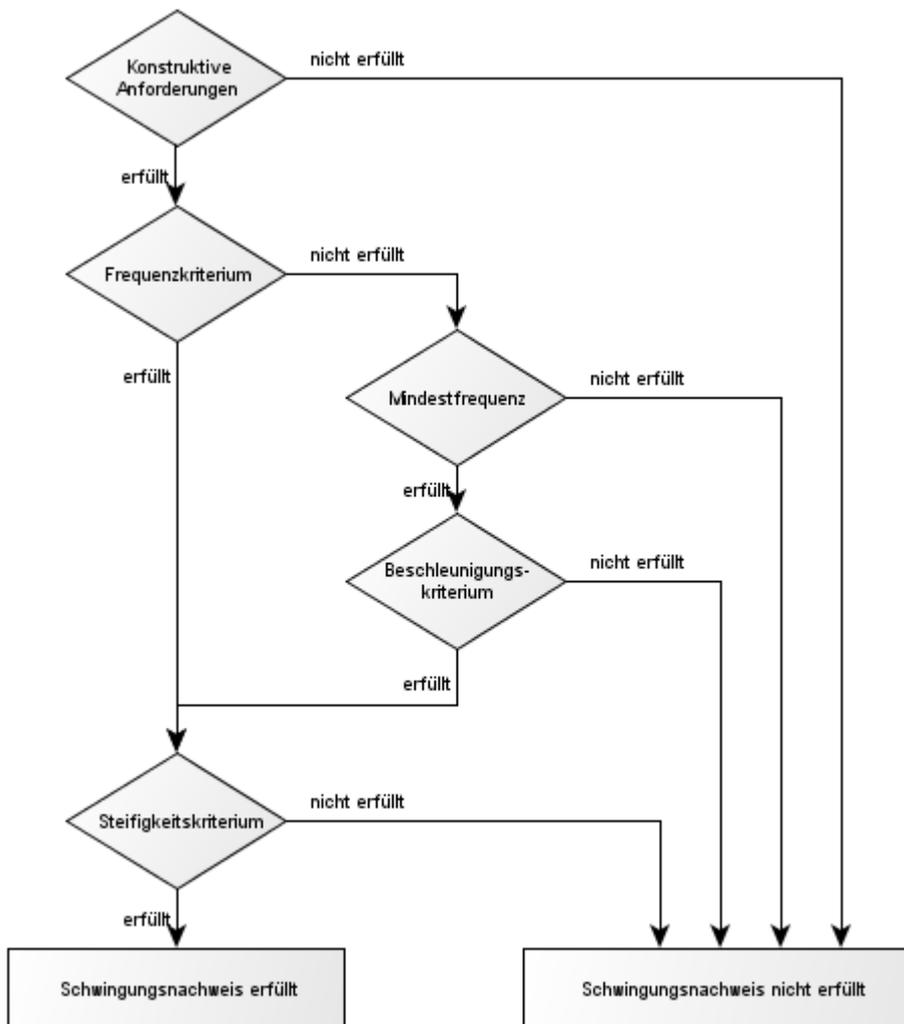


Abbildung 6-10: Flußdiagramm für den Schwingungsnachweis

Die Beschleunigung tritt als Antwort der Decke beim Gehen einer Person auf.

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{M^* \cdot 2 \cdot D} = \frac{280 \cdot \alpha}{M^* \cdot 2 \cdot D} \leq a_{grenz} \quad (6.23)$$

F_0 Gewichtskraft einer gehenden Person. $F_0 = 700$ [N]

M^* modale Masse nach Abschnitt 6.3.2 in [kg]

D modaler Dämpfungsgrad (auch Lehr'sches Dämpfungsmaß) in [-]
nach Tabelle 6-6

$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$ Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Eigenfrequenz auf die Schwingbeschleunigung in [-]

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$$

Die Abhängigkeit von der ersten Eigenfrequenz ist in Abbildung 6- dargestellt.

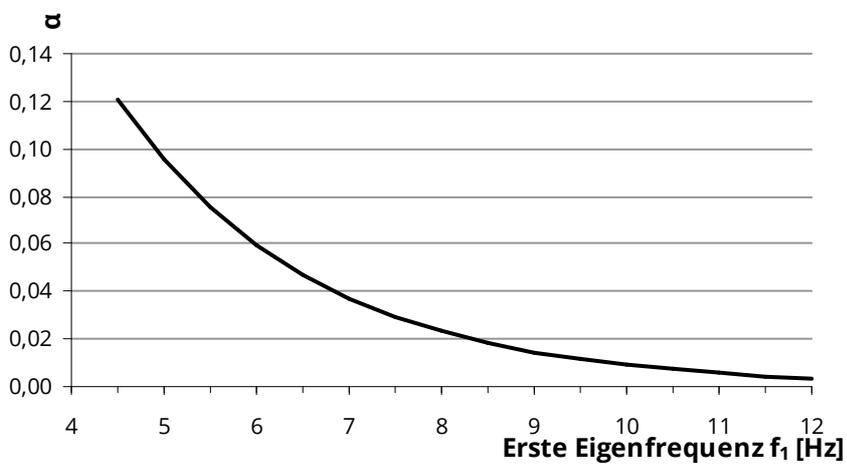


Abbildung 6-11: Abhängigkeit des Beiwertes α von der ersten Eigenfrequenz

Die Größe der Beschleunigung hängt vom Abstand der Eigenfrequenz zur Erregerfrequenz ab und nimmt im Fall der Resonanz¹ den größten Wert an. Die Beschleunigung kann durch Erhöhen der Deckensteifigkeit und folglich der ersten Eigenfrequenz und durch Erhöhen der mitschwingenden Masse verbessert werden.

Die Schwingbeschleunigung wird auch in anderen Nachweisverfahren als Bewertungsmaß verwendet (siehe 6.3.4. Effektivwert des Einzelschrittes). Die Rechenmodelle und Grenzwerte für die Beschleunigung sind aktuell in Diskussion.

Tabelle 6-6 Dämpfungsgrade für verschiedene Deckenkonstruktionen²

Art der Deckenkonstruktion	modaler Dämpfungsgrad D
Deckenkonstruktionen ohne bzw. mit leichtem Fußbodenaufbau	0,01
Deckenkonstruktionen mit schwimmendem Estrich	0,02
Brettsper Holz-Decken ohne beziehungsweise mit leichtem Fußbodenaufbau	0,025
Holzbalken-Decken und mechanisch verbundene Brettstapel-Decken mit schwimmendem Estrich	0,03
Brettsper Holz-Decken mit schwimmendem Estrich und schwerem Fußbodenaufbau	0,035

6.3.4 Alternative Schwingungsnachweise

Nachweis laut Eurocode 5 (EN 1995-1-1:2009)

Für den Schwingungsnachweis werden in EN 1995-1-1 Kriterien für Eigenfrequenz, Schwinggeschwindigkeit und Steifigkeit definiert. Meist ist die Einhaltung der ersten Eigenfrequenz maßgebend.

$$f_1 \leq f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz} \quad (6.24)$$

Für Eigenfrequenzen unter 8,00 Hz werden besondere Untersuchungen gefordert. Weiters sind die Steifigkeit der Decke infolge Einzellast und die Impulsgeschwindigkeit zu begrenzen. Für Frequenzbereiche zwischen 4,50 und 8,00 Hz wird im österreichischen Anwendungsdokument die Begrenzung der Schwingbeschleunigung ohne näher definierten Nachweis vorgeschlagen.

¹ Laut Hamm und Richter (2009) wird für den Grenzfall der Resonanz $\alpha = 0,1$ festgelegt. Dies stellt den Wert der angegebenen Ausgleichsfunktion $\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1}$ für $f_1 = 5 \text{ Hz}$. In Kreuzinger und Mohr (1999) wird die Beschleunigung mit Berücksichtigung der Eigenfrequenz der Decke angegeben. Im Bereich von 6,9 bis 8 Hz darf demnach

der Term $2 \cdot D$ durch den Term $\sqrt{\left(1 - \frac{f_E^2}{f_1^2}\right)^2 + \left(2 \cdot D \cdot \frac{f_E}{f_1}\right)^2}$ ersetzt werden mit $f_E = 6,9 \text{ Hz}$.

² Laut Augustin (2012).

Begrenzung der Absolutdurchbiegung (DIN 1052:2010)

Wie oben beschrieben, ist die Begrenzung der Eigenfrequenz gleichbedeutend mit einer absoluten Begrenzung der Durchbiegung. In DIN 1052:2010, Absatz 9.3, findet sich entsprechend der Nachweis für Eigengewicht und quasi-ständigen Anteil der Nutzlasten:

$$w_{inst,qs} \leq w_{grenz} = 6 \text{ mm} \quad (6.25)$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{n,k} = w_{g,k} + 0,3 \cdot w_{n,k} \quad (6.26)$$

Zwischen dieser Durchbiegungsanforderung und der Frequenzanforderung besteht folgender Zusammenhang:

$$w_{grenz} \geq 6 \text{ mm} \Leftrightarrow f_{1,qs} \geq 7,35 \text{ Hz} \quad (6.27)$$

In der Literatur wird darauf hingewiesen, dass die Erfüllung der ersten Eigenfrequenz alleine nicht als ausreichend angesehen werden kann.

Effektivwert des Einzelschrittes (OS-RMS)

Als Ergänzung zu den oben beschriebenen Nachweisverfahren für den Holzbau soll hier ein allgemeines Nachweisverfahren erwähnt werden, das im Rahmen des Hivoss-Programms¹ erarbeitet wurde und fallweise als alternatives Nachweisverfahren eingesetzt werden kann.

Das *One-step root mean square* Verfahren (OS-RMS) (Deutsch: Effektivwert des Einzelschrittes) wurde als Report EUR 21972 EN (2006) veröffentlicht. Der OS-RMS-Wert gibt die Schwingungsantwort in Form der Beschleunigung einer Decke an, die durch das Gehen einer Person angeregt wird.

Die Schwingungsantworten wurden für verschiedene Dämpfungsgrade, Massen und Frequenzen in Form von Diagrammen ausgewertet. Mit den Eingangswerten Dämpfung, modale Masse und erste Eigenfrequenz können Decken hinsichtlich ihrer Schwingungseigenschaften klassifiziert werden, wie prinzipiell in Abbildung 6-12 dargestellt.

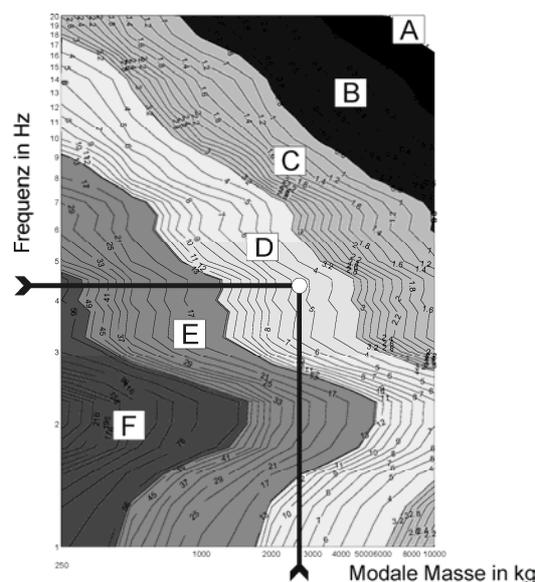


Abbildung 6-12: Prinzipielles Vorgehen bei der Schwingungsklassifizierung von Decken

¹ siehe Hivoss (2008)

7 Grenzzustände der Tragfähigkeit im Brandfall

7.1 Bemessungssituation

Die Nachweise der Tragfähigkeit im Brandfall sind in der außergewöhnlichen Bemessungssituation zu führen. Im Allgemeinen darf – je nach nationalen Festlegungen – die führende veränderliche Einwirkung mit ihrem quasi-ständigen Anteil ψ_2 kombiniert werden.

$$E_{fi,d} = \sum G_{k,j} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.1)$$

Für Dachtragwerke ist zu empfehlen, den häufigen Anteil ψ_1 der führenden veränderlichen Einwirkung zu verwenden, da für Lasten auf Dächern häufig $\psi_2 = 0$ ist.

$$E_{fi,d} = \sum G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.2)$$

Nach EN 1991-1-1, Absatz 6.2.1 (3), ist „eine örtliche Mindesttragfähigkeit von Decken sicherzustellen“. Dazu „ist ein getrennter Nachweis mit einer Einzellast durchzuführen, die, soweit nicht anders geregelt, nicht mit der gleichmäßig verteilten Last und anderen variablen Einwirkungen kombiniert zu werden braucht“. Dies bedeutet für Wohnungsdecken eine Mannlast von $Q_k = 1,50$ kN, die aus Sicht der Autoren für den Brandnachweis ohne Beiwert ψ zu berücksichtigen ist.

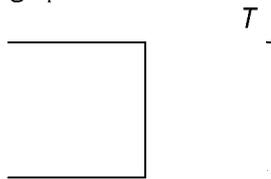
Nach EN 1991-1-1, Absatz 6.4 (1), ist zur Absturzsicherung eine zusätzliche Horizontallast auf 1,20 m Höhe zu berücksichtigen. Für Wände sollte aus Sicht der Autoren auch im Brandfall eine Horizontallast von etwa $q_k = 1,00$ kN/m ohne Beiwert ψ angesetzt werden.

7.2 Abbrand und Querschnittswerte

In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit im Brandfall wird der nach geforderter Brandwiderstandsdauer durch Abbrand reduzierte Bauteil in der außergewöhnlichen Bemessungssituation untersucht. Zunächst wird die Abbrandtiefe $d_{char,n}$ für die geforderte Brandwiderstandsdauer ermittelt. Um die Temperaturverteilung im verbleibenden Querschnitt zu berücksichtigen, kann laut EN 1995-1-2 entweder a) die Methode mit reduziertem Querschnitt oder b) die Methode mit reduzierten Materialeigenschaften angewendet werden (siehe Abbildung 7-1). Aktuell sind die Normangaben zu den reduzierten Materialeigenschaften auf stabförmige Bauteile beschränkt, und daher wird für Brettsperholz die Methode mit reduziertem Querschnitt angewendet. Für diesen reduzierten Querschnitt wird eine Schichtstärke $k_0 d_0$ ohne Festigkeit und Steifigkeit vom abgebrannten Querschnitt abgezogen.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (7.3)$$

Ausgangsquerschnitt



Restquerschnitt



Bemessungsmethode

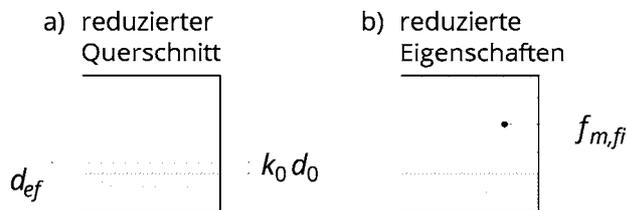


Abbildung 7-1: Abbrand und Berechnungsmethoden

Abbrandtiefe

Neuere Brandversuche zeigen, dass erhöhte Temperatur zu reduzierten Klebeeigenschaften von thermoplastischen Klebstoffen wie Polyurethan führt. Bei Decken und anderen horizontal eingebauten Bauteilen kann es daher bei diesem Klebertyp zur Ablösung von Teilflächen der verkohlten Lagen kommen, was als Delaminierung bezeichnet wird. In Beschreibungen werden diese Flächen als etwa handtellergroß beschrieben.

Für ausfallende, vor Brand schützende Schichten existiert ein Berechnungsmodell in EN 1995-1-2:2006. Dieses wurde auf Brettsperrholz umgelegt. Dabei wird angenommen, dass nach vollem Ausfall einer vor Brand schützenden Schicht – beispielsweise durch Herunterfallen abgehängter Gipskartonplatten – zunächst Abbrand mit doppelter Geschwindigkeit auftritt. Nach 25 mm Abbrand kann wieder von der normalen Abbrandrate ausgegangen werden, da durch Verkohlung eine neue Schutzschicht ausgebildet werden konnte. Abbildung 7-2 zeigt beispielhaft die Auswirkungen dieses Modells auf ein fünfflagiges Element. Die strichliert dargestellte Linie entspricht gleichmäßigem Abbrand.

Brandversuche an kleinen und größeren Proben¹ zeigen gegenüber diesem Modell geringere Abbrandraten, und es liegt an der Wahl der geeigneten Bemessungsmethode, den Abbrand realitätsnah, aber nicht zu konservativ abzubilden.

Zum Zeitpunkt der Veröffentlichung liegt kein allgemeingültiges Bemessungsverfahren vor. In der Bemessungspraxis werden je nach Brandgutachten unterschiedliche Abbrandraten meist ohne Ansatz der Delaminierung verwendet.

¹ Teibinger und Matzinger (2010).

Methode der reduzierten Querschnitte

Die erhöhte Temperatur über die rechnerische Abbrandgrenze $d_{char,n}$ hinaus führt zur Reduktion der Materialeigenschaften. Dies wird über eine Schicht ohne Festigkeit $k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$ berücksichtigt.

Vergleichsrechnungen zeigen, dass der Wert von $k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$ nicht allgemein für alle Brettsperrholzaufbauten und Beanspruchungen gilt. Je nach Position der Querlagen kann es zu Sprüngen über die 7 mm hinaus kommen, wie in Schmid et al. (2010) beschrieben. Bei Knickgefährdung ergeben Vergleichsrechnungen ebenfalls höhere Werte.

Methode der reduzierten Materialeigenschaften

Wegen des geschichteten Aufbaus von Brettsperrholz ist aus heutiger Sicht ein alternativer Brandnachweis über reduzierte Materialeigenschaften sinnvoll. Dazu könnten bereits durchgeführte Brandversuche ausgewertet und Reduktionsfaktoren $k_{mod,fi}$ für Brettsperrholz errechnet werden.

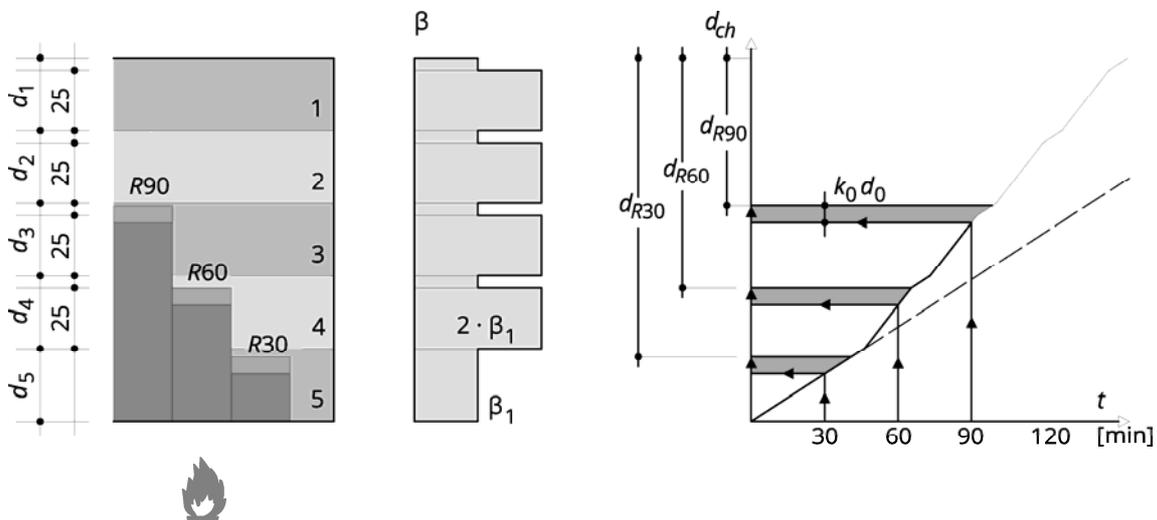


Abbildung 7-2: Querschnitt, Abbrandrate und Zeitverlauf des Abbrandes für ein Deckenelement mit Berücksichtigung der Delaminierung

WAND einseitig

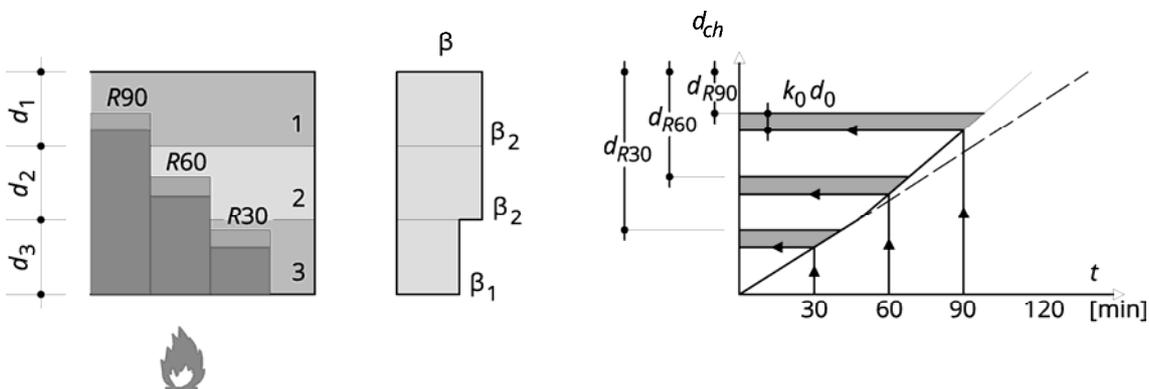


Abbildung 7-3: Querschnitt, Abbrandrate und Zeitverlauf des einseitigen Abbrandes eines Wandelements

WAND beidseitig

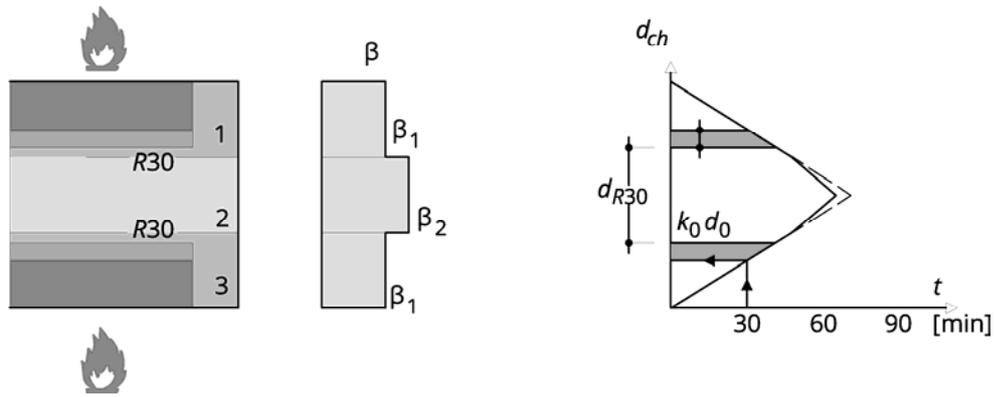


Abbildung 7-4: Querschnitt, Abbrandrate und Zeitverlauf des zweiseitigen Abbrandes eines Wandelements

Träger aus Brettsper Holz

Für den Einsatz hochkant als Träger ist entsprechend den Festlegungen für rechteckige Querschnitte mit erhöhtem Abbrand β_n zu rechnen, um die Eckausrundung durch den Abbrand zu berücksichtigen.

Abbrandraten bei hitzefester Verklebung

Bei Verwendung von Brettsperholz in der Fläche darf mit eindimensionalem Abbrand gerechnet werden.

$$\beta_n = \beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$$

Abbrandraten bei nicht hitzefester Verklebung

Da aktuell die Bestimmung des abgebrannten Restquerschnitts je nach Hersteller unterschiedlich geregelt ist, wird in der Folge eine Auswahl gängiger Modelle und Abbrandraten beschrieben.

Quelle		Brettsper Holz-Leitfaden ¹	HFA Stellungnahme ²
Decke	erste Lage		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$
	ab zweiter Lage je Lage	für die ersten 25 mm	$\beta_2 = 2 \cdot 0,65 \text{ mm/min}$
		für den Rest der Lage	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$
	$k_0 \cdot d_0$		$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$
Wand	erste Lage		$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$
	ab zweiter Lage	$\beta_1 = 0,65 \text{ mm/min}$	$\beta'_1 = 0,86 \text{ mm/min}$
	$k_0 \cdot d_0$		$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$

Restlamellen

Nach Abbrand verbleibende Restlamellen mit einer Dicke von höchstens 3 mm werden weggelassen. Vergleichsrechnungen zeigen, dass für den Großteil der Fälle der Querschnitt nach Ausfall dieser Restlamelle einen höheren Widerstand aufweist als mit Lamelle.

¹ Siehe Schickhofer et al. (2010), Kapitel 5. Die Werte gelten für Brettsper Holz-Elemente ohne Fugen. Mit Fugen bis zu einer Dicke von 4 mm wird $\beta_0 = 0,8 \text{ mm/min}$ angesetzt.

² Gutachtliche Stellungnahme Nr. 122/2011/02-BB, Wien: Holzforschung Austria, 2011.

7.3 Nachweisführung

Im Brandfall darf der Nachweis ohne Sicherheitsbeiwerte und mit höheren Festigkeiten (20 %-Fraktilwert) geführt werden.

Auf Spannungsniveau lautet der Nachweis:

$$\sigma_{f_i,d} \leq f_{f_i,d}$$

$$\sigma_{f_i,d} \leq k_{mod,f_i} \cdot \frac{f_{20}}{Y_{M,f_i}}$$

$$\sigma_{f_i,d} \leq k_{f_i} \cdot k_{mod,f_i} \cdot \frac{f_k}{Y_{M,f_i}} = 1,15 \cdot f_k$$

k_{mod,f_i} Modifikationsbeiwert im Brandfall

Für die Methode der reduzierten Querschnitte ist $k_{mod,f_i} = 1,00$ ¹

f_{20} 20 %-Fraktilwert der Festigkeit bei Normaltemperatur

$$f_{20} = k_{f_i} \cdot f_k$$

k_{f_i} Koeffizient zur Umrechnung von 5 % auf 20 %-Fraktilwerte. Für Brettsperrholz wird in der Regel $k_{f_i} = 1,15$ verwendet².

f_k 5 %-Fraktilwert der Festigkeit (lt. EN 1995-1-1)

Y_{M,f_i} Teilsicherheitsbeiwert für Holz im Brandfall

$$Y_{M,f_i} = 1,0$$

7.3.1 Festigkeiten im Brandfall

Tabelle 7-1 Festigkeitskennwerte für Brettsperrholz bei Verwendung als Platte im Brandfall

		vorgeschlagene Bemessungswerte im Brandfall	Bereich für charakteristische Werte laut Zulassungen
Biegefestigkeit	$f_{m,f_i,d}$	27,6 N/mm ²	siehe Tabelle 3-4, S.23
Zugfestigkeit	$f_{t,0,f_i,d}$	16,1 N/mm ²	
Druckfestigkeit in Faserrichtung	$f_{c,0,f_i,d}$	24,1 N/mm ²	
Querdruckfestigkeit	$f_{c,90,f_i,d}$	2,9 N/mm ²	
Schubfestigkeit	$f_{V,f_i,d}$	2,9 N/mm ²	
Rollschubfestigkeit	$f_{V,R,f_i,d}$	1,2 N/mm ²	
Torsionsfestigkeit	$f_{0,T,f_i,d}$	2,8 N/mm ²	

¹EN 1995-1-2, Abschnitt 4.2.2-5.

² Holzwerkstoffe und Brettchichtholz laut EN 1995-1-2, Tabelle 2.1.

8 Verlust der Lagesicherheit

Für das gesamte Tragwerk und seine Teile ist die Lagesicherheit im Bauzustand und während der Nutzung zu gewährleisten. Bei Bauten aus Brettsper Holz ist im Fall flacher Dächer oder außen liegender Fassadenflächen das Abheben der Bauteile von den Lagern durch Windsog nachzuweisen und durch geeignete Verbindungsmittel zu verhindern.

8.1 Bemessungssituation

Die Nachweise erfolgen in der vorübergehenden Bemessungssituation (Bauzustände) und der seltenen Bemessungssituation (Endzustand). Für beide Bemessungssituationen ist die folgende Lastkombination mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 8-1 anzuwenden.

$$E_d = Y_G \cdot G_{k,1} \oplus Y_Q \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} Y_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8.1)$$

Tabelle 8-1 Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand des Verlust des Gleichgewichts (EQU)

Nachweise gegen Verlust der Lagesicherheit	
Ständige Einwirkungen, entlastend (<i>inf</i>)	$Y_{G,inf} = 0,90$
Veränderliche Einwirkungen, belastend (<i>sup</i>)	$Y_{Q,sup} = 1,50$

8.2 Abheben

Nachweis

$$F_{S,d} \leq F_{R,d} \quad (8.2)$$

$F_{S,d}$ Bemessungswert der Einwirkung auf das Verbindungsmittel

$F_{R,d}$ Bemessungswert des Widerstandes des Verbindungsmittels

$$F_{R,d} = k_{mod} \cdot \frac{F_{R,k}}{\gamma_m} \quad (8.3)$$

$$F_{S,d} = \gamma_{G,inf} \cdot G_{1,k} - \gamma_Q \cdot W_{s,k} \quad (8.4)$$

Dabei gilt:

$$F_{S,d} \begin{cases} \leq 0 & \text{überdrückt – kein Verbindungsmittel erforderlich} \\ > 0 & \text{vom Verbindungsmittel aufzunehmender Bemessungswert} \end{cases}$$

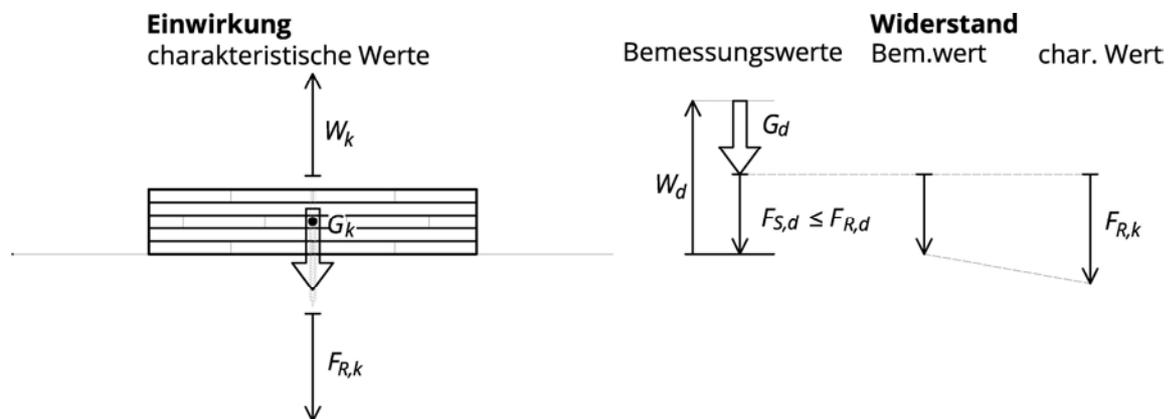


Abbildung 8-1: Beanspruchung gegen Abheben

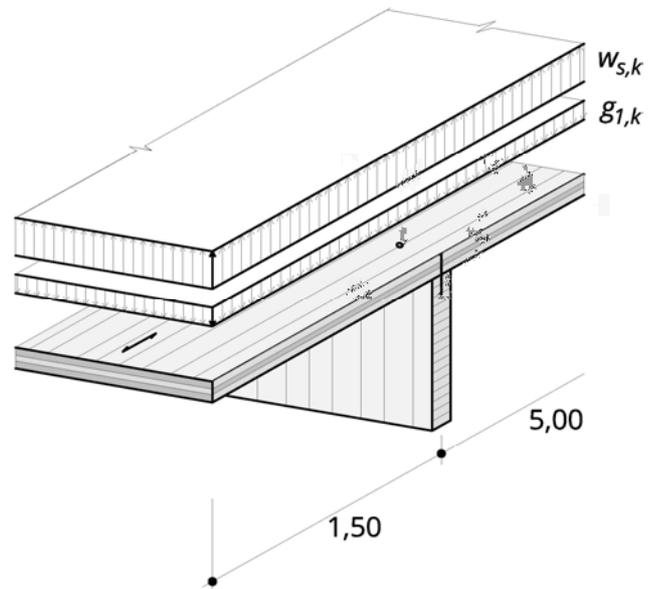
8.2.1 Anwendungsbeispiel

Beispiel 8-1 Abheben einer Dachplatte

Angaben

Brettspertholz-Elemente BSP 100 L3s werden als Hallendach einachsrig über Binder gelegt. Der Regelabstand der Binder aus Brettspertholz ist 5,00 m. Das Vordach hat einen Überstand von 1,05 m.

Vollgewindeschrauben sichern das Dach gegen Abheben.



Randbedingungen:

Nutzungsklasse: NKL 1

Lastdauerklasse: KLED=kurz

Einwirkungen:

Windsog im Vordachbereich: $w_{s,k} = 2,30 \text{ kN/m}^2$

Eigengewicht der tragenden Bauteile: $g_{1,k} = 0,40 \text{ kN/m}^2$

(Bauzustände beachten!)

Verbindungsmittel:

Charakteristischer Auszieh Widerstand einer Schraube: $F_{R,k} = 9,00 \text{ kN}$

Berechnung

Lasteinflussbreite für die Linienlast am Binder:

$$b_e = 1,50 + 2,50 = 4,00 \text{ m}$$

Bemessungswert der Einwirkung pro Laufmeter Binder:

$$q_{S,d} = b_e \cdot (Y_{G,sup} \cdot g_{1,k} - Y_{Q,inf} \cdot w_{s,k})$$

$$q_{S,d} = 4,00 \cdot (0,90 \cdot 0,40 - 1,50 \cdot 2,30)$$

$$q_{S,d} = -12,36 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert des Widerstandes eines Verbindungsmittels:

$$F_{R,d} = k_{mod} \frac{F_{R,k}}{Y_M}$$

$$F_{R,d} = 0,90 \cdot \frac{9,00}{1,25}$$

$$F_{R,d} = 6,48 \text{ kN}$$

Statisch erforderlicher Abstand der Verbindungsmittel:

$$erf. e = \frac{F_{R,d}}{-q_{S,d}}$$

$$erf. e = \frac{6,48}{12,36}$$

$$erf. e = 0,52 \text{ m}$$

Gewählter Abstand der Verbindungsmittel:

$$gew. e = 0,45 \text{ m}$$

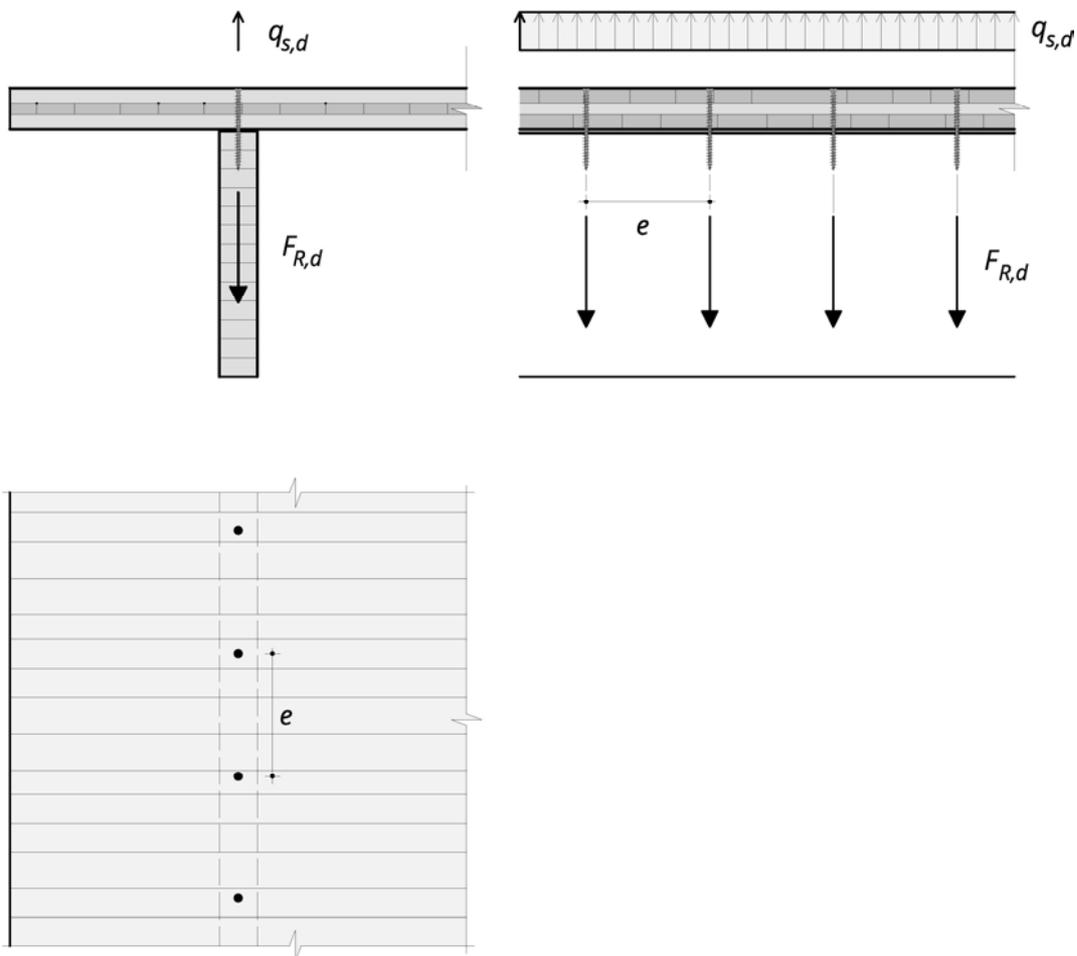
Nachweis:

$$F_{S,d} \leq F_{R,d}$$

$$gew. e \cdot q_{S,d} \leq F_{R,d}$$

$$0,45 \cdot 12,36 \leq 6,48$$

$$5,56 \leq 6,48 \checkmark \text{ erfüllt (86 \%)}$$



Auf ausreichende Einschraubtiefe und Einhaltung der Querkzugfestigkeit des Hauptträgers ist zu achten.

9 Verbindungstechnik

9.1 Kontaktstöße

Die Fügungen mittels Formschluss sind einfach auszuführen und materialgerecht. Kontaktstöße über Hirnholzpressung sind dabei etwa acht Mal leistungsfähiger als über Pressung quer zur Faser. Abbildung 9-1 gibt einen Überblick über einige weiter unten dargestellte Fälle.

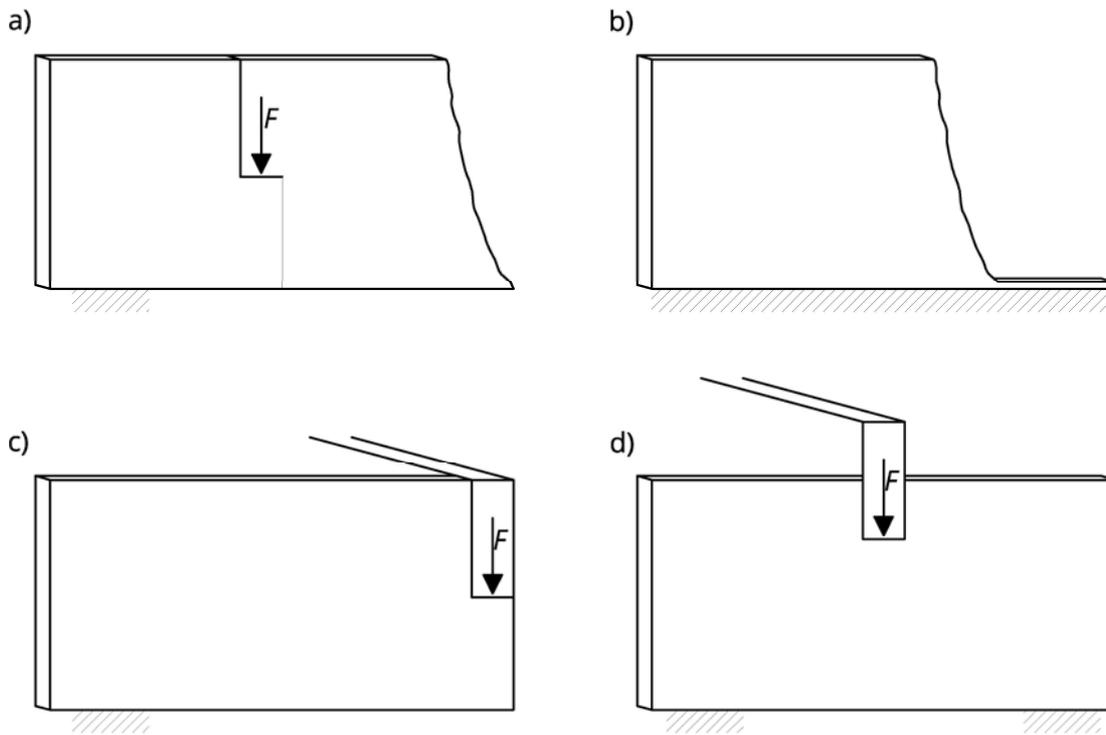


Abbildung 9-1: Überblick über die dargestellten Kontaktstöße

Abbildung 9-2 zeigt eine Auflagerausbildung für eine Ausklinkung. Wird das zweite Wandelement mit horizontaler Decklage angeschlossen, so treffen ausschließlich Seitenhölzer aufeinander. Durch Einlegen eines Stahlblechs kann die Kraftübertragung wieder mittels Hirnholzpressung erfolgen.

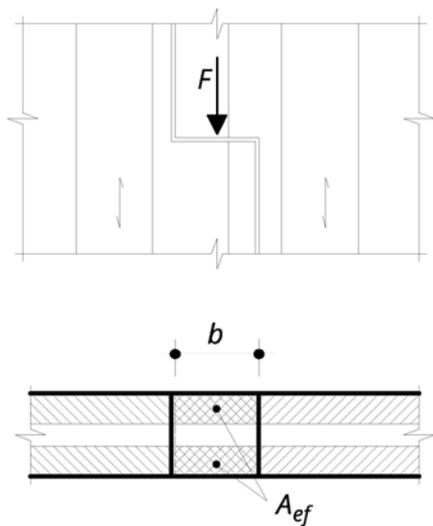


Abbildung 9-2: Ausklinkung in der Wandebene (Fall a)

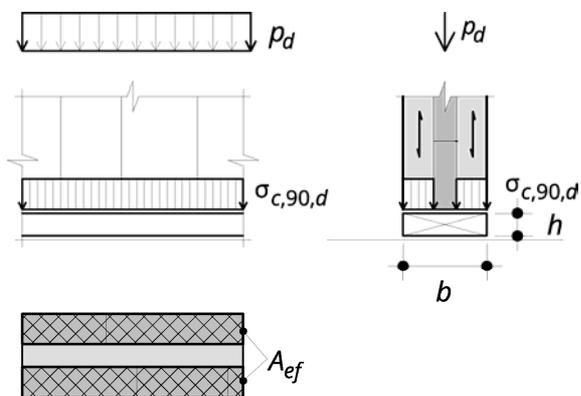


Abbildung 9-3: Schwellenpressung (Fall b)

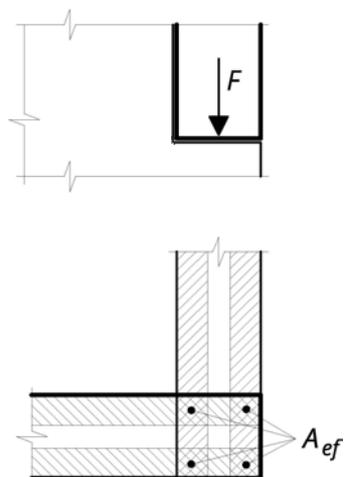


Abbildung 9-4: Auflagerausbildung für Ausklinkungen über Eck (Fall c)

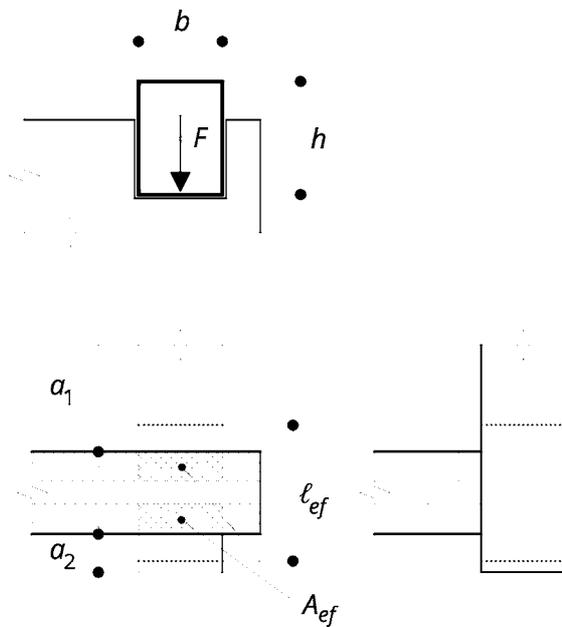


Abbildung 9-5: Balkenaufleger (Fall d)

9.2 Fugenausbildungen

In diesem Abschnitt werden als Anregungen häufig ausgeführte Konstruktionen für verschiedene Belastungsfälle gezeigt – ohne Anspruch auf Vollständigkeit.

9.2.1 Gelenkige Stöße

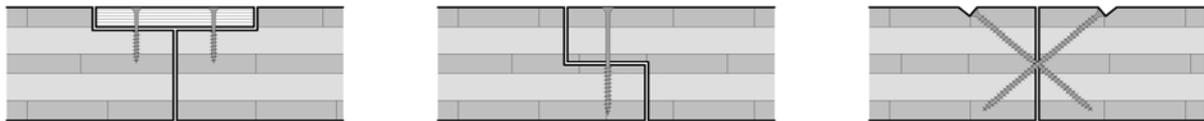
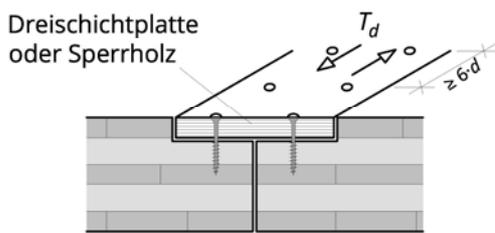


Abbildung 9-6: Fügung entlang der unbelasteten Längsseite mittels eingefräster Stoßdeckungsleiste, Stufenfalz oder gekreuzten Vollgewindeschrauben

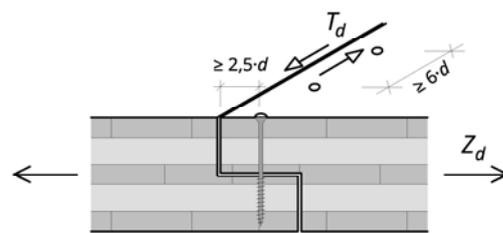
Bei einachsigen gespannten Decken haben die Fugen Streichlasten aus der Elementebene zu übertragen. Durch die Streichlasten werden die Durchbiegungen benachbarter Elemente gekoppelt, wie in Abbildung 9-7a) und b) dargestellt.

Bei Störungen der einachsigen Lastabtragung treten größere Querkräfte V_d in den Fugen auf, dies erfordert zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie in Abbildung 9-7c) und d) dargestellt.

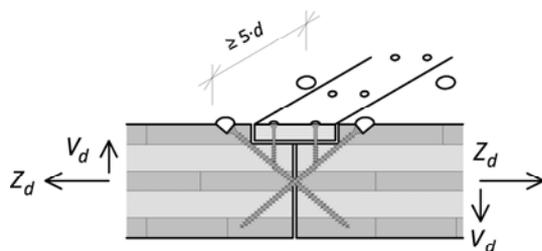
a) eingelassene Decklage



b) Stufenfalz



c) eingelassene Decklage mit Querkraftbeanspruchung



d) Stufenfalz mit Querkraftbeanspruchung

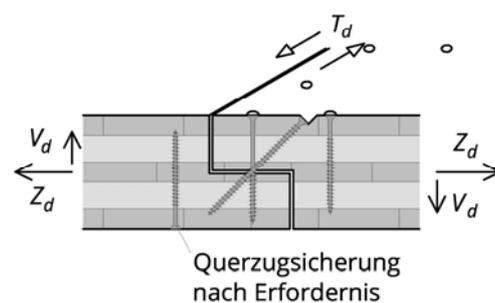


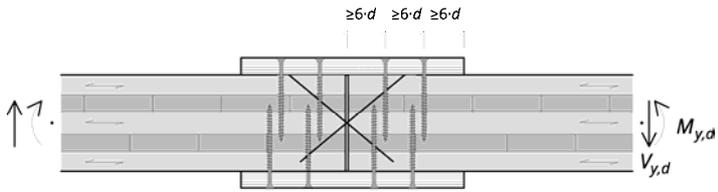
Abbildung 9-7: Fugenausbildung für unterschiedliche Anforderungen

Für die Funktion des Deckenfeldes als Scheibe sind Schubkräfte entlang der Fugen T_d zu übertragen, wie in Abbildung 9-7a) und d) dargestellt. Zugkräfte Z_d , die ein Öffnen der Fugen zur Folge hätten, sind durch geeignete Ausbildung des Deckenrandes als Zuggurt zu übertragen. Dies kann in Verbindung mit den darunterliegenden Wänden geschehen oder durch geeignete Verschraubung der Deckenelemente untereinander, wie in Abbildung c) und d) dargestellt.

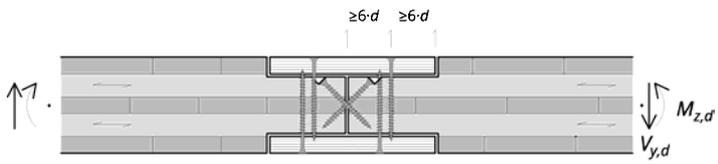
9.2.2 Biegesteife Stöße

Biegemomente können durch flächige Laschen aus flächig angeordneten Kanthölzern, Holzwerkstoffen oder Stahlblechen übertragen werden. Für Stöße in Haupttragrichtung werden in der Regel außen liegende Laschen – Abbildung 9-8a) ausgeführt, für Stöße in Nebentragrichtung eingelassene Laschen-Abbildung 9-8b). Als Fügung kommen in der Regel Schraubenpressverklebungen zum Einsatz. Der Wirkungsgrad von Verbindungen mit außen liegenden Laschen liegt in der Größenordnung von etwa 50 %. Der Einsatz von oben und unten liegenden Lochblechen mit Rillennägeln erfordert einen geringeren Fräsaufwand und kann schneller erfolgen. Dadurch wird die Übertragung relativ hoher Scherkräfte ermöglicht.

a) Biegesteifer Stoß in Haupttragrichtung



b) Biegesteifer Stoß in Nebentragrichtung



c) Biegesteifer Stoß in Haupttragrichtung bei dünnen Platten

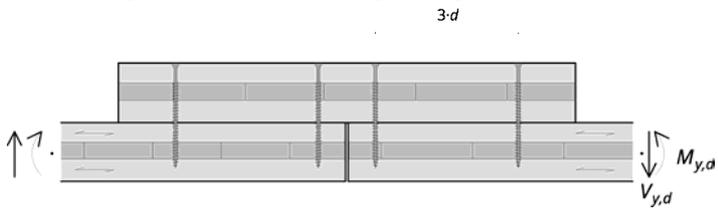


Abbildung 9-8: Biegesteife Stöße

9.2.3 Deckengleiche Unterzüge

Abbildung 9-9 zeigt Ausführungsvarianten für deckengleiche Unterzüge. Die Ausbildung nach Variante a) eignet sich zur Übertragung vertikaler Lasten. Für eine durchgehende Deckenscheibe werden die oberkantenbündige Ausführung b) und die unterkantenbündige Ausführung c) vorgeschlagen.

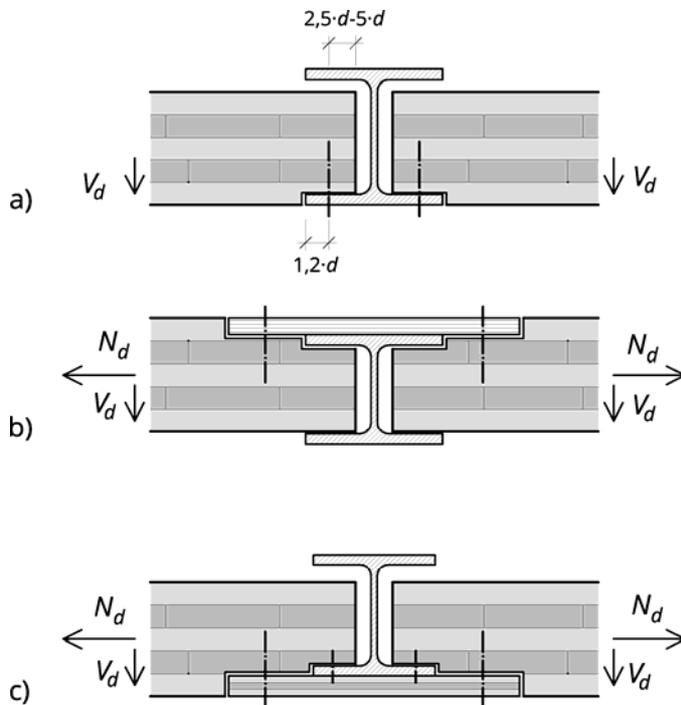


Abbildung 9-9: Deckengleiche Unterzüge aus Stahl-Walzprofilen

Tabelle 9-1 und Tabelle 9-2 erleichtern die Auswahl der Walzprofile durch Angabe der möglichen Innenabmessungen. Die verschiedenen herstellungsbedingten Toleranzen für Walzprofile¹ wurden für die Innenabmessungen aufsummiert und in der Tabelle angegeben.

¹ Toleranzen für I-förmige Walzprofile aus Stahlbauzentrum Schweiz (2005).

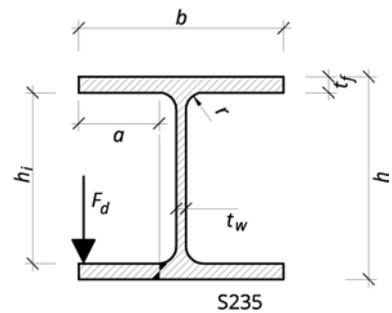


Tabelle 9-1 HE-A für die Verwendung als deckengleiche Unterzüge

	Lichte Innenhöhe	Toleranzmaße	maximale Auflagerbreite		maximale Auflagerkraft aus Biegung Untergurt	Profilbreite	Profilhöhe	Ausrundungsradius	Stegdicke	Flanschdicke	Widerstandsmoment	Trägheitsmoment
	h_i	Δh_i	a	Δa	max F _d	b	h	r	t _w	t _f	W	I
	[mm]				[kN]	[mm]				[cm ³]	[cm ⁴]	
— HE-A 100	80	$\frac{-5,5}{+5,5}$	35,5	$\frac{-2,9}{+2,9}$	96	100	96	12	5,0	8,0	73	349
HE-A 120	98	$\frac{-6,4}{+6,4}$	45,5	$\frac{-3,9}{+3,9}$	75	120	114	12	5,0	8,0	106	606
HE-A 140	116	$\frac{-6,8}{+6,8}$	55,2	$\frac{-3,9}{+3,9}$	69	140	133	12	5,5	8,5	155	1.033
HE-A 160	134	$\frac{-7,2}{+7,2}$	62,0	$\frac{-3,9}{+3,9}$	69	160	152	15	6,0	9,0	220	1.673
HE-A 180	152	$\frac{-7,6}{+7,6}$	72,0	$\frac{-3,9}{+3,9}$	66	180	171	15	6,0	9,5	294	2.510
HE-A 200	170	$\frac{-8,5}{+9,5}$	78,7	$\frac{-3,9}{+3,9}$	67	200	190	18	6,5	10,0	389	3.692
HE-A 220	188	$\frac{-8,9}{+9,9}$	88,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	73	220	210	18	7,0	11,0	515	5.410
HE-A 240	206	$\frac{-9,3}{+10,3}$	95,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	80	240	230	21	7,5	12,0	675	7.763
HE-A 260	225	$\frac{-9,7}{+10,7}$	102,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	81	260	250	24	7,5	12,5	836	10.450
HE-A 280	244	$\frac{-10,1}{+11,1}$	112,0	$\frac{-4,0}{+4,0}$	80	280	270	24	8,0	13,0	1.013	13.670
HE-A 300	262	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,7	$\frac{-4,0}{+4,0}$	88	300	290	27	8,5	14,0	1.260	18.260
HE-A 320	279	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	108	300	310	27	9,0	15,5	1.479	22.930
HE-A 340	297	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	123	300	330	27	9,5	16,5	1.678	27.690
HE-A 360	315	$\frac{-10,5}{+11,5}$	118,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	138	300	350	27	10,0	17,5	1.891	33.090
HE-A 400	352	$\frac{-10,5}{+11,5}$	117,5	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	300	390	27	11,0	19,0	2.311	45.070

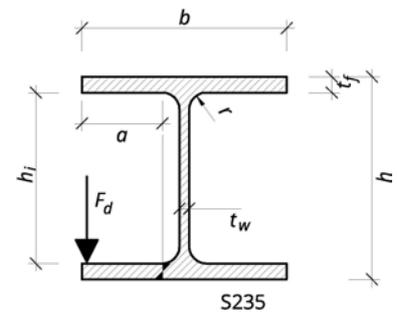


Tabelle 9-2 HE-B für die Verwendung als deckengleiche Unterzüge

	Lichte Innenhöhe	Toleranzmaße	max Auflagerbreite	Maximale Auflagerkraft aus Biegung Untergurt	Profilbreite	Profilhöhe	Ausrundungsradius	Stegdicke	Flanshdicke	Widerstandsmoment	Trägheitsmoment	
	h_i	Δh_i	a	Δa	max F_d	b	h	r	t_w	t_f	W	I
	[mm]		[mm]		[kN]	[mm]				[cm ³]	[cm ⁴]	
HE-B 100	80	$\frac{-6,0}{+6,0}$	35,0	$\frac{-2,9}{+2,9}$	152	100	100	12	6,0	10,0	90	450
HE-B 120	98	$\frac{-6,9}{+6,9}$	44,7	$\frac{-3,9}{+3,9}$	144	120	120	12	6,5	11,0	144	864
HE-B 140	116	$\frac{-7,3}{+7,3}$	54,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	141	140	140	12	7,0	12,0	216	1.509
HE-B 160	134	$\frac{-7,7}{+7,7}$	61,0	$\frac{-4,0}{+4,0}$	147	160	160	15	8,0	13,0	312	2.492
HE-B 180	152	$\frac{-8,1}{+8,1}$	70,7	$\frac{-4,0}{+4,0}$	148	180	180	15	8,5	14,0	426	3.831
HE-B 200	170	$\frac{-8,5}{+9,5}$	77,5	$\frac{-4,0}{+4,0}$	155	200	200	18	9,0	15,0	570	5.696
HE-B 220	188	$\frac{-8,9}{+9,9}$	87,2	$\frac{-4,0}{+4,0}$	156	220	220	18	9,5	16,0	736	8.091
HE-B 240	206	$\frac{-9,3}{+10,3}$	94,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	240	240	21	10,0	17,0	938	11.260
HE-B 260	225	$\frac{-9,7}{+10,7}$	101,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	161	260	260	24	10,0	17,5	1.148	14.920
HE-B 280	244	$\frac{-10,1}{+11,1}$	110,7	$\frac{-4,3}{+4,3}$	156	280	280	24	10,5	18,0	1.376	19.270
HE-B 300	262	$\frac{-10,5}{+11,5}$	117,5	$\frac{-4,3}{+4,3}$	164	300	300	27	11,0	19,0	1.678	25.170
HE-B 320	279	$\frac{-10,5}{+12,0}$	117,2	$\frac{-4,3}{+4,3}$	191	300	320	27	11,5	20,5	1.926	30.820
HE-B 340	297	$\frac{-10,5}{+12,0}$	117,0	$\frac{-4,3}{+4,3}$	211	300	340	27	12,0	21,5	2.156	36.660
HE-B 360	315	$\frac{-10,5}{+12,0}$	116,7	$\frac{-4,3}{+4,3}$	231	300	360	27	12,5	22,5	2.400	43.190
HE-B 400	352	$\frac{-10,5}{+12,0}$	116,2	$\frac{-4,3}{+4,3}$	264	300	400	27	13,5	24,0	2.884	57.680

9.3 Stiff förmige Verbindungsmittel und ihre Tragfähigkeit

9.3.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit von stiff förmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz-Bauteilen wird unterschiedlich geregelt:

Einige Produktzulassungen enthalten Regelungen zu mechanischen Verbindungsmitteln, teilweise wird für die Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel auf Eurocode 5 verwiesen. In einigen technischen Zulassungen werden Verbindungsmittel in Brettsperrholz gesondert beschrieben.

In der Praxis wird die Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbindungsmitteln verbreitet nach Blaß und Uibel (2009) durchgeführt. Auf Grundlage eines umfangreichen Forschungsvorhabens über das Trag- und Verformungsverhalten von stiff förmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz wurden am Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktion der Universität Karlsruhe (TH) von Blaß und Uibel (2007) Bemessungsvorschläge für Verbindungen in den Flächen (auch als Seitenflächen bezeichnet) und Stirnseiten (auch als Schmalflächen bezeichnet) entwickelt. Diese Bemessungsvorschläge wurden teilweise in den Zulassungen für Brettsperrholz-Elemente berücksichtigt. An der TU Graz wurden von Schickhofer et al. (2010) ebenfalls Forschungsvorhaben zum Thema durchgeführt. Schließlich ist anzumerken, dass bereits europäische technische Zulassungen für Schrauben in Brettsperrholz vorliegen.

9.3.2 Konstruktive Mindestverschraubung

Die Vorgabe einer konstruktiven Mindestverschraubung in Fugen tragender Bauteile aus Brettsperrholz, wie beispielsweise zwischen benachbarten Deckenelementen, zwischen Decke und Wand oder zwischen zwei Wänden wird laufend diskutiert. Die Autoren empfehlen Planern, abhängig von der jeweiligen Bauaufgabe eine konstruktive Mindestverschraubung für das gesamte Projekt vorzugeben (beispielsweise drei Stück selbstbohrende Vollgewindeschrauben $d = 8 \text{ mm}$, $e \leq 33 \text{ cm}$ mit Vorgabe der Einschraubtiefe je nach Bauteildicke).

9.4 Selbstbohrende Holzschrauben

Vorausgesetzt wird die Verwendung von Holzschrauben mit einer Mindestzugfestigkeit von $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ bei vorwiegend statischer Belastung. Für dynamische Wechselbeanspruchung sind gesonderte Überlegungen anzustellen.

9.4.1 Herausziehen selbstbohrender Holzschrauben

Die axiale Tragfähigkeit von Verbindungen mit selbstbohrenden Holzschrauben hängt vom Auszieh widerstand, der Zugtragfähigkeit des Kernquerschnitts der Schraube und bei Teilgewindeschrauben vom Kopfdurchzieh widerstand ab.

Für selbstbohrende Holzschrauben mit Voll- oder Teilgewinde kann der charakteristische Wert des Auszieh Widerstandes nach Blaß und Uibel (2009) wie folgt berechnet werden:

$$F_{ax,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9}}{1,5 \cdot \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon} \quad (9.1)$$

$F_{ax,k}$ Auszieh Widerstand (charakteristischer Wert) in [N]

d Nenndurchmesser der Schraube in [mm] (Gewindeaußendurchmesser)

l_{ef} wirksame Einschraubtiefe in [mm] einschließlich der Schraubenspitze

$$l_{ef,min} = 4 \cdot d$$

ε Einschraubwinkel zur Faser

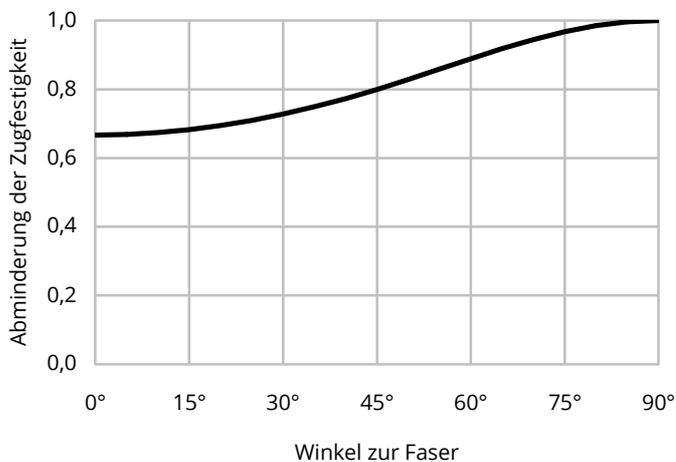


Abbildung 9-10: Abminderung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Winkels zur Faser

Die Zugtragfähigkeit der Schraube im Kernquerschnitt kann für $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$ Tragfähigkeitsklasse 3 nach DIN 1052 nach folgender Formel bestimmt werden. Gemäß den Zulassungen der unterschiedlichen Schrauben werden teils höhere Tragfähigkeiten erreicht.

$$F_{ax,k} = f_{u,k} \cdot \frac{d_1^2 \cdot \pi}{4} = f_{u,k} \cdot \frac{(0,6 \cdot d)^2 \cdot \pi}{4} = 800 \cdot \frac{(0,6 \cdot d)^2 \cdot \pi}{4} \quad (9.2)$$

Bei einer Verbindung mit einer Schraubengruppe ist die statisch wirksame Anzahl wie folgt zu bestimmen¹:

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (9.3)$$

¹ EN 1995-1-1, Absatz 8.7.2 (8).

9.4.2 Herausziehen von Schrauben aus der Stirnseite

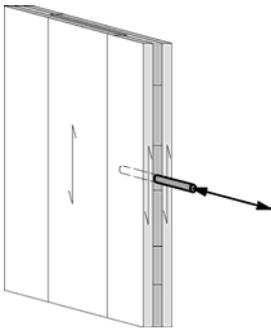


Abbildung 9-11: Verbindungsmittel in der Stirnseite (auch Schmalfläche) auf Herausziehen beansprucht

Voraussetzungen:

- Gewindedurchmesser der Schrauben: $d \geq 8 \text{ mm}$
- Kerndurchmesser der Schrauben: $d_1 \geq 0,6 \cdot d$
- Mindestholzdicke
Einzellage: $t_1 \geq 3 \cdot d$ [mm]
Brettsperrholz-Element: $t_{BSP} \geq 10 \cdot d$ [mm]
- Mindesteinschraubtiefe $l_{ef} \geq 10 \cdot d$
- Mindestens zwei Schrauben pro Verbindungsmittelreihe
- Für stirnseitige Verschraubungen wird die Rohdichte der Brettlagen verwendet ($\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$).

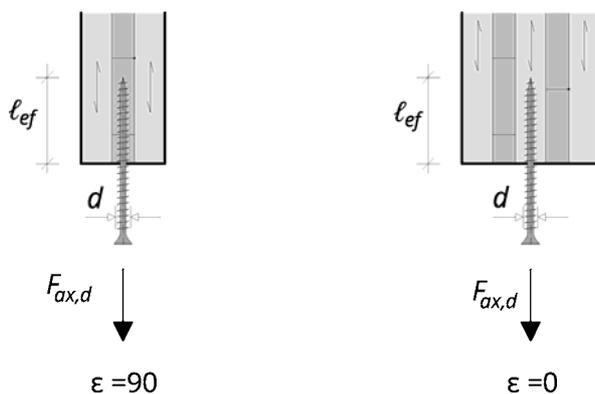


Abbildung 9-12: Beanspruchung bei stirnseitiger Verschraubung

Bei Zugverbindungen in der Stirnfläche von Brettsperrholz kann in der Regel nicht sichergestellt werden, dass die Schraube in der Mitte eines Seitenholzes zu liegen kommt. Daher wird konservativ angenommen, dass die Schraubenachse in Faserrichtung liegt ($\varepsilon = 0$ in Gleichung (9.1)).

$$F_{ax,k} = \frac{31 \cdot d^{0,8} \cdot \ell_{ef}^{0,9}}{1,5} \text{ [N]} \quad (9.4)$$

Über das Langzeitverhalten von faserparallel eingedrehten Schrauben gibt es bisher nur wenige Erkenntnisse. Zurzeit werden Langzeitversuche an der Universität Karlsruhe durchgeführt, die geringere Tragfähigkeiten von parallel zur Faser eingedrehten Holzschrauben vermuten lassen. Um Quersugsversagen zu vermeiden, ist eine Quersugsicherung durch zusätzliche Querverschraubungen zu empfehlen.

Es wird daher empfohlen, bis zur Kenntnis der Versuchsergebnisse auf Zug beanspruchte Holzschrauben nur in Lagen quer zur Faser einzuschrauben.

Für die Lasteinleitung von Zugkräften in Elementebene wird von den Verfassern vorgeschlagen, eine Mindestneigung von 30° zur Faserrichtung einzuhalten, um im Hirnholz liegende Schrauben zu vermeiden, wie in Abbildung 9-13 und Abbildung 9-14 dargestellt. Der Auszieh Widerstand der Schrauben aus dem Holz sollte wegen der erwähnten Langzeittragfähigkeit auf 50 % reduziert werden.

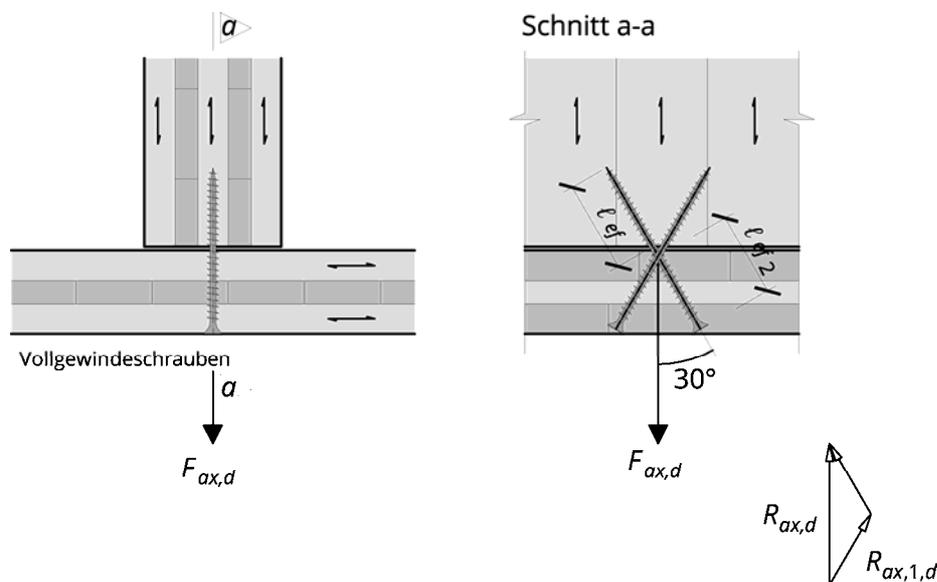


Abbildung 9-13: Aufhängung mittels in der Wandebene geneigter Vollgewindeschrauben

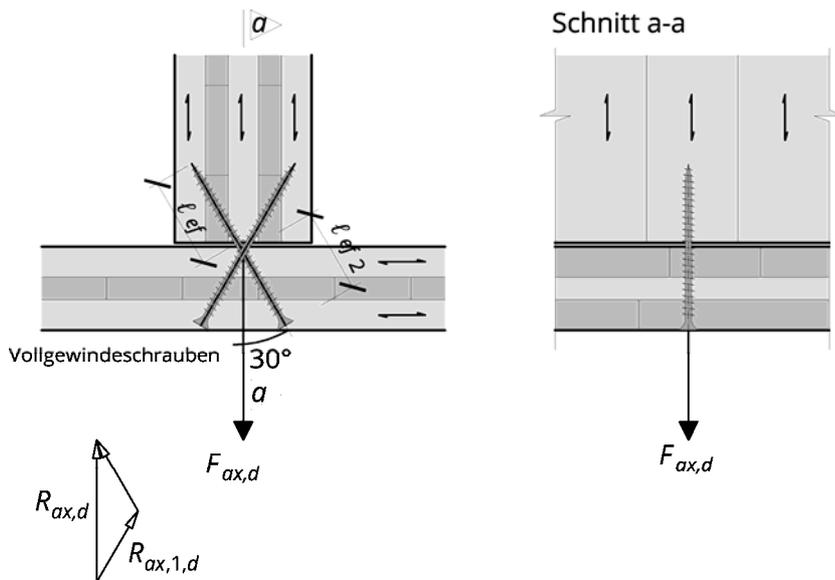


Abbildung 9-14: Aufhängung mittels aus der Wandebene geneigter Vollgewindeschrauben

Tabelle 9-3 Auszieh Widerstände von Schraubenpaaren

		Auszieh Widerstand $R_{ax,d}$ in [kN]	
		je Schraubenpaar (30°) Ausziehen 50 %	
d [mm]		8	10
Gewindelänge l_{ef} (Seite der Schraubenspitze) [mm]	60		
	65	2,21	
	70	2,36	
	75	2,51	
	80	2,66	3,18
	85	2,81	3,36
	90	2,96	3,53
	95	3,10	3,71
	100	3,25	3,89
	105	3,40	4,06
	110	3,54	4,23
	115	3,69	4,41
	120	3,83	4,58
	125	3,97	4,75
	130	4,12	4,92
	135	4,26	5,09
140	4,40	5,26	

Die Auszieh Widerstände in Tabelle 9-3 gelten für bis zu vier gemeinsam wirkende Schraubenpaare und mittlere Lastdauer ($k_{mod} = 0,80$, NKL 1 und 2). Die Gewindelänge ℓ_{ef} ist Abbildung 9-13 zu entnehmen. Für eine andere Anzahl von Schraubenpaaren sind die Bemessungswerte mit folgenden Umrechnungsfaktoren zu multiplizieren:

Tabelle 9-4 Umrechnungsfaktoren je Anzahl der Schraubenpaare

Anzahl der Schraubenpaare	1	2	4	8	12	16
Umrechnungsfaktor	1,15	1,07	1,00	0,93	0,90	0,87

Für die Verbindung zweier Brettsperrholz-Elemente ist die in Abbildung 9-13 und Abbildung 9-14 bezeichnete Einschraubtiefe $\ell_{ef,2}$ im quer liegenden Element einzuhalten: $\ell_{ef,2} \geq 0,8 \cdot \ell_{ef}$.

Mindestabstände und Mindestabmessungen

Die Mindestabstände sind den Schraubenzulassungen zu entnehmen. Zur Eingrenzung der Abstände werden folgende Werte angegeben: Abstand untereinander $a_1 = a_2 = 5 \cdot d$. Mindestdicke des Bauteils $10 \cdot d$, Mindestbreite des Bauteils $8 \cdot d$.

9.4.3 Herausziehen von Schrauben aus der Brettsperrholz-Fläche

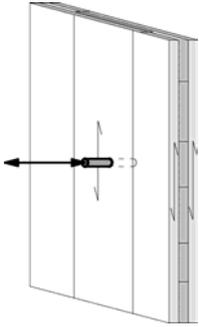


Abbildung 9-15: Verbindungsmittel in der Fläche (auch Seitenfläche) auf Herausziehen beansprucht

Voraussetzungen:

- Gewindedurchmesser der Schrauben: $d \geq 6 \text{ mm}$
- Kerndurchmesser der Schrauben: $d_1 \geq 0,6 \cdot d$
- Mindestens zwei Schrauben pro Anschluss bzw. pro Verbindungsmittelreihe
- Einschraubtiefe mindestens drei Brettlagen und $\ell_{ef} \geq 8 \cdot d$
- Für Verschraubungen in der Fläche wird die Rohdichte des Gesamtquerschnittes verwendet ($\rho_k = 400 \text{ kg/m}^3$)

Bei Verschraubung in der Fläche folgt mit $\varepsilon = 90$ aus Gleichung (9.1):

$$R_{ax,k} = 31 \cdot d^{0,8} \cdot \ell_{ef}^{0,9} \text{ [N]} \quad (9.5)$$

Tabelle 9-5 Auszieh Widerstände von Schrauben

		Auszieh Widerstand aus der Elementfläche $R_{ax,d}$ in [kN]	
		je Schraube	
d [mm]		8	10
Gewindelänge l_{ef} im Element [mm]	60		
	65	3,75	
	70	4,01	
	75	4,27	
	80	4,52	5,41
	85	4,78	5,71
	90	5,03	6,01
	95	5,28	6,31
	100	5,53	6,61
	105	5,78	6,91
	110	6,03	7,20
	115	6,27	7,50
	120	6,52	7,79
	125	6,76	8,08
	130	7,00	8,37
	135	7,25	8,66
140	7,49	8,95	

Die Auszieh Widerstände gelten für bis zu vier gemeinsam wirkende Schrauben für mittlere Lastdauer ($k_{mod} = 0,80$, NKL 1 und 2). Für eine andere Anzahl Schrauben sind die Bemessungswerte mit folgenden Umrechnungsfaktoren zu multiplizieren:

Tabelle 9-6 Umrechnungsfaktoren je Anzahl der Schrauben

Anzahl der Schrauben	2	4	8	12	16
Umrechnungsfaktor	1,07	1,00	0,93	0,90	0,87

Mindestabstände und Mindestabmessungen

Die Mindestabstände sind den Schraubenzulassungen zu entnehmen. Zur Eingrenzung der Abstände werden folgende Werte angegeben: Abstand untereinander längs und quer zur Richtung der Decklage $a_1 = a_2 = 5 \cdot d$, Mindestdicke des Bauteils $10 \cdot d$, Mindestbreite des Bauteils $8 \cdot d$.

9.4.4 Abscheren von Schrauben

9.4.5 Abscheren von Schrauben in der Stirnseite

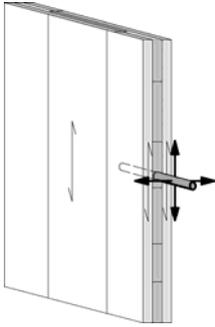


Abbildung 9-16: Verbindungsmittel in der Stirnseite auf Abscheren beansprucht

Voraussetzungen:

- Minstdurchmesser der Schrauben: $d \geq 8 \text{ mm}$
- Mindesteinschraubtiefe: $\ell_{ef} \geq 10 d$

Für selbstbohrende Holzschrauben kann nach Blaß und Uibel (2007) ein charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit berechnet werden zu

$$f_{h,k} = \frac{20}{\sqrt{d}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (9.6)$$

d Nenndurchmesser der Schrauben in [mm]

Die Schrauben dürfen sowohl in Seitenholz als auch in Hirnholz der Stirnseite geschraubt werden. Allfällige Fugen zwischen den Brettern bis höchstens 6 mm (siehe 2.1.1.) dürfen unberücksichtigt bleiben.

Lochleibungsfestigkeit für Vollgewindeschrauben in der Schmalseite

für $d = 8 \text{ mm}$: $f_{h,k} = 7,07 \text{ N/mm}^2$

für $d = 10 \text{ mm}$: $f_{h,k} = 6,33 \text{ N/mm}^2$

Die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels ist nach der Johansen-Theorie und den Formeln aus EN 1995-1-1, Absatz 8.2.2 zu ermitteln.

Bei einer Verbindung mit einer Schraubengruppe ist die statisch wirksame Anzahl hintereinanderliegender Schrauben wie folgt zu bestimmen¹:

$$n_{ef} = n^{0,85} \quad (9.7)$$

Dieser Wert gilt bei einem Schraubenabstand von $a_1 \geq 10 \cdot d$ ab $a_1 \geq 14 \cdot d$ ist keine Abminderung mehr vorzunehmen¹.

¹ EN 1995-1-1, Absatz 8.7.2 (8)

Mindestabstände

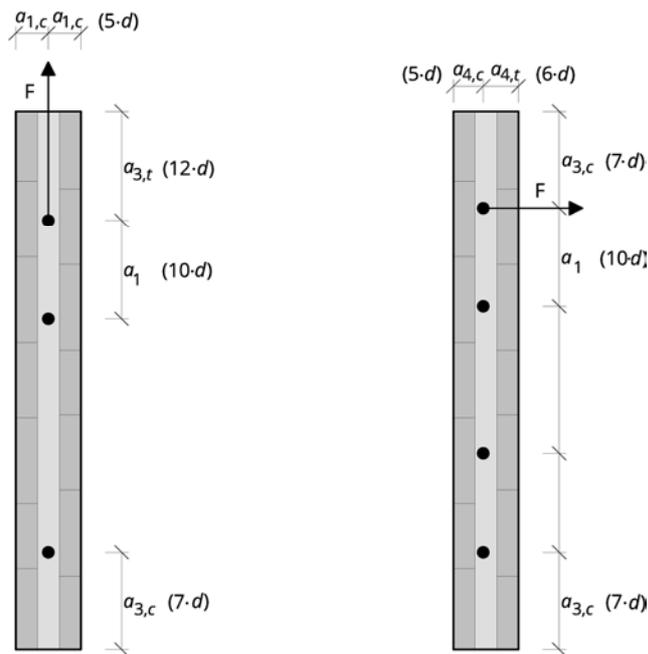


Abbildung 9-17: Mindestabstände von selbstbohrenden Holzschrauben in der Schmalseite

Tabelle 9-7 Mindestabstände von selbstbohrenden Holzschrauben in der Schmalseite

Abstand	in Richtung der Elementseite	a_1	$10 \cdot d$
	quer zur Elementfläche	a_2	$3 \cdot d$
Randabstand	beanspruchter Rand	$a_{3,t}$	$12 \cdot d$
	unbeanspruchter Rand der Decklage	$a_{3,c}$	$7 \cdot d$
	beanspruchter Rand zur Elementfläche	$a_{4,t}$	$6 \cdot d$
	unbeanspruchter Rand zur Elementfläche	$a_{4,c}$	$5 \cdot d$

9.4.6 Abscheren von Schrauben in der Elementfläche

Die optimale Anordnung von Vollgewindeschrauben ist in Lastrichtung, da die Tragfähigkeit auf Zug um ein Vielfaches höher ist und so die Wirtschaftlichkeit steigt.

¹ Siehe dazu auch EN 1995-1-1, Tabelle 8.1, die in einigen Zulassungen sinngemäß für Vollgewindeschrauben angewendet wird.

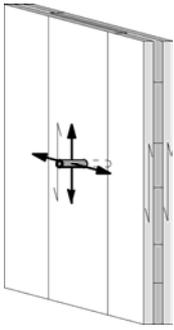


Abbildung 9-18: Verbindungsmittel in der Fläche auf Abscheren beansprucht

Voraussetzungen:

- Minstdurchmesser der Schrauben: $d \geq 6$ mm
- Brettsperrholz mit Brettlagendicken $t_i \geq 10$ mm
- Einschraubtiefe mindestens drei Brettlagen

Für selbstbohrende Holzschrauben **mit Vollgewinde** kann die Lochleibungsfestigkeit nach Blaß und Uibel (2007) berechnet werden:

$$f_{h,k} = 0,019 \cdot \rho_{B,k}^{1,24} \cdot d^{-0,3} \text{ N/mm}^2 \quad (9.8)$$

d Nenndurchmesser der Schrauben in [mm]

$\rho_{B,k}$ charakteristische Rohdichte des Ausgangsmaterials in kg/m^3

(empfohlen: für C24 $\rho_{B,k} = 350 \text{ kg/m}^3$)

Lochleibungsfestigkeit für Vollgewindeschrauben in der Elementfläche

für $d = 6$ mm: $f_{h,k} = 15,84 \text{ N/mm}^2$

für $d = 8$ mm: $f_{h,k} = 14,54 \text{ N/mm}^2$

für $d = 10$ mm: $f_{h,k} = 13,60 \text{ N/mm}^2$

Die Tragfähigkeit des Verbindungsmittels ist nach der Johansen-Theorie und den Formeln aus EN 1995-1-1, 8.2.2, zu ermitteln.

Bei einer Verbindung mit einer Schraubengruppe in der Elementfläche ist es nicht erforderlich, die statisch wirksame Anzahl der Verbindungsmittel zu reduzieren. Durch den Elementaufbau kann von einer Querkzugverstärkung ausgegangen werden; sprödes Versagen durch Aufspalten tritt nicht auf.

$$n_{ef} = n \quad (9.9)$$

Anmerkung: Abhängig vom jeweiligen Hersteller der Verbindungsmittel werden Abminderungen angegeben, wenn die Verbindungsmittel in Faserrichtung hintereinanderliegen.

Im Folgenden werden verschiedene Anwendungsfälle nach dieser Theorie unter Zugrundelegung der Lochleibungsfestigkeiten nach Blaß und Uibel (2007) ausgewertet:

Mindestabstände

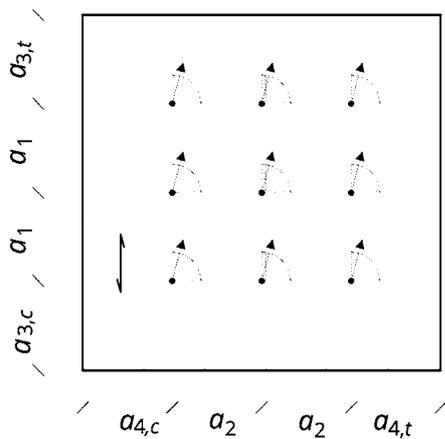


Abbildung 9-19: Bezeichnung der Mindestabstände von Schrauben in der Elementfläche

Die Mindestabstände werden in den Produktzulassungen der Schraubenhersteller geregelt, die Bezeichnung der Mindestabstände erfolgt nach Abbildung 9-19. In der Regel gelten die Mindestabstände nach Tabelle 9-8¹, die in manchen Produktzulassungen unterschritten werden.

Tabelle 9-8 Mindestabstände von selbstbohrenden Holzschrauben in der Elementfläche

		Belastung in Faserrichtung der Decklage	Belastung im Winkel α zur Faserrichtung der Decklage	Belastung quer zur Faserrichtung der Decklage	
Abstand	in Faserrichtung der Decklage	a_1	$4 \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) d$	$5 \cdot d$
	rechtwinkelig zur Faserrichtung der Decklage	a_2	$3 \cdot d$	$(3 + \sin \alpha) d$	$4 \cdot d$
Randabstand	beanspruchter Rand der Decklage	$a_{3,t}$	$12 \cdot d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$	$7 \cdot d$
	unbeanspruchter Rand der Decklage	$a_{3,c}$		$7 \cdot d$	
	beanspruchter Rand der Querlage	$a_{4,t}$	$3 \cdot d$	$(3 + 4 \sin \alpha) d$	$7 \cdot d$
	unbeanspruchter Rand der Querlage	$a_{4,c}$		$3 \cdot d$	

Die Mindestabstände der Schrauben zu den Rändern sind in Abbildung 9-20 in Form einer Schablone dargestellt. Die Schablone ist so anzulegen, dass die Faserrichtung der Decklage mit der eingezeichneten Richtung übereinstimmt und die Schraubenkraft im schraffierten Bereich liegt. Die vom Lastwinkel α abhängigen Randabstände an den belasteten Rändern können über die eingetragenen Kurven abgelesen werden.

¹ Entsprechend den Mindestabständen für vorgebohrte Nägel nach EN 1995-1-1, Tabelle 8.2.

Randabstände einer Schraube nach Belastungsrichtung

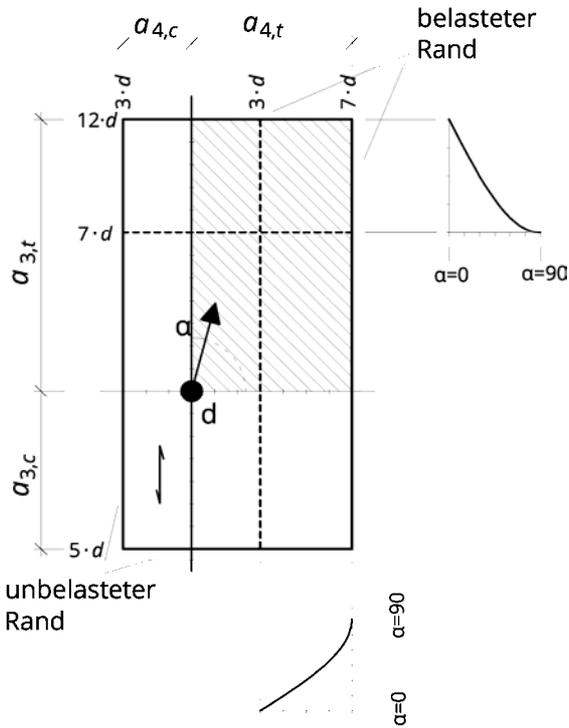


Abbildung 9-20: Schablone für Mindestabstände von Schrauben in der Elementfläche zum Elementrand

Die Mindestabstände der Schrauben untereinander sind in Abbildung 9-20 als Schablone dargestellt. Die Schablone ist so anzulegen, dass die Faserrichtung der Decklage mit der eingezeichneten Richtung übereinstimmt und die Schraubenkraft im schraffierten Bereich liegt. Die vom Lastwinkel α abhängigen Randabstände an den belasteten Rändern können über die eingetragenen Kurven abgelesen werden.

Abstände von Schrauben untereinander

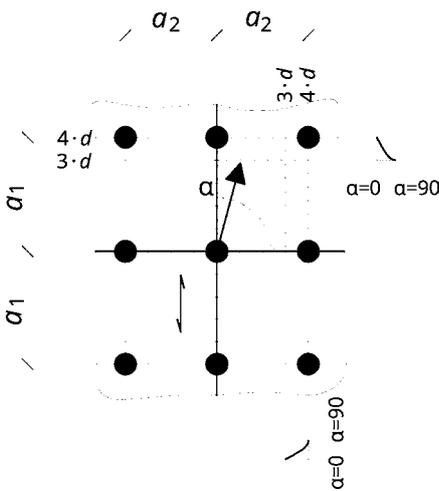


Abbildung 9-21: Schablone für Mindestabstände von Schrauben in der Elementfläche untereinander

Vorbemessungstabellen für das Abscheren selbstbohrender Holzschrauben

Bemessungswerte für den Anschluss einer Brettsperrholz-Decke an einen Balken aus Vollholz oder Brettchichtholz. Annahmen: $k_{mod} = 0,8$, $\gamma_m = 1,3$, Einhängeeffekt berücksichtigt: $R_{V,d} = F_{V,d} + 0,25 \cdot F_{ax,d}$.

Tabelle 9-9 Abscherwiderstand – Teilgewindeschrauben (TGS)

	$R_{V,d}$ [kN/Stk] für Teilgewindeschrauben mit Senkkopf ¹	
	$d = 8 \text{ mm}$	$d = 10 \text{ mm}$
Seitenholzdicke $t_1 = 60\text{--}200 \text{ mm}$ Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	1,50	2,20

Vollholz, Brettchichtholz

Abbildung 9-22: Abscheren selbstbohrender Holzschrauben

Tabelle 9-10 Abscherwiderstand – Vollgewindeschrauben (VGS) $d = 8 \text{ mm}$

Seitenholzdicke t_1 [mm]	$R_{V,d}$ [kN/Stk] für Vollgewindeschrauben mit $d = 8 \text{ mm}$		
	60	80	100 – 200
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	2,63	2,63	2,63
Einschraublänge $\ell_{ef} = 100 \text{ mm}$	2,79	2,85	2,85
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 120 \text{ mm}$	2,79	3,06	3,06

Tabelle 9-11 Abscherwiderstand VGS – Vollgewindeschrauben $d = 10 \text{ mm}$

Seitenholzdicke t_1 [mm]	$R_{V,d}$ [kN/Stk] für Vollgewindeschrauben mit $d = 10 \text{ mm}$		
	60	80	100–220
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 100 \text{ mm}$	3,53	4,02	4,02
Einschraublänge $\ell_{ef} = 120 \text{ mm}$	3,53	4,25	4,28
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 140 \text{ mm}$	3,53	4,25	4,54

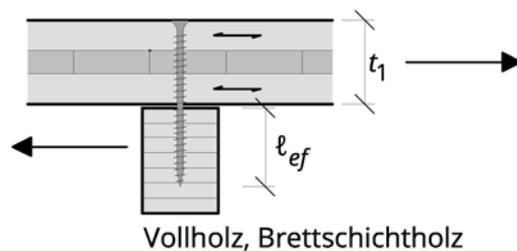


Abbildung 9-23: Abscheren selbstbohrender Holzschrauben

¹ Angenommener Schraubenkopfdurchmesser: $d_k = 1,8 \cdot d$.

Vorbemessungstabellen für das Abscheren selbstbohrender Holzschrauben

Bemessungswerte für den Anschluss einer Brettsperrholz-Decke an eine Wand aus Brettsperrholz.

Annahmen: $k_{mod} = 0,8$, $\gamma_m = 1,3$. Einhängeeffekt berücksichtigt: $R_{V,d} = F_{V,d} + 0,25 \cdot F_{ax,d}$.

Tabelle 9-12 Abscherwiderstand – Teilgewindeschrauben (TGS), BSP zu BSP

Schraubendurchmesser d	$R_{V,d}$ [kN/Stk] für Teilgewindeschrauben mit Senkkopf ¹	
	$d = 8 \text{ mm}$	$d = 10 \text{ mm}$
Seitenholzdicke $t_1 = 60\text{-}200 \text{ mm}$ Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 100 \text{ mm}$	1,24	1,80

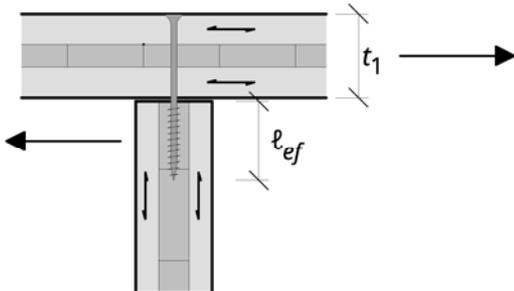


Abbildung 9-24: Abscherwiderstand bei Teilgewindeschrauben

Tabelle 9-13 Abscherwiderstand – Vollgewindeschrauben (VGS) $d = 8 \text{ mm}$, BSP zu BSP

Seitenholzdicke t_1 [mm]	$R_{V,d}$ [kN/Stk] für Vollgewindeschrauben mit $d = 8 \text{ mm}$		
	60	80	100 – 200
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 80 \text{ mm}$	2,18	2,18	2,18
Einschraublänge $\ell_{ef} = 100 \text{ mm}$	2,43	2,49	2,49
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 120 \text{ mm}$	2,43	2,68	2,68

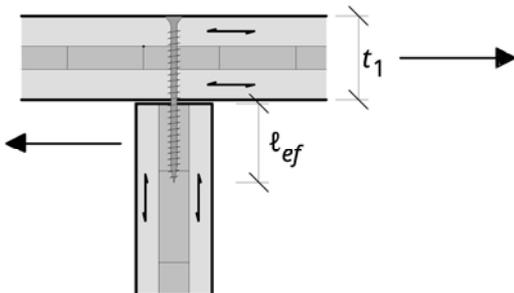


Abbildung 9-25: Abscherwiderstand bei Vollgewindeschrauben $d = 8 \text{ mm}$

¹ Angenommener Schraubenkopfdurchmesser $d_k = 1,8 \cdot d$

Tabelle 9-14 Abscherwiderstand VGS – Vollgewindeschrauben $d = 10$ mm, BSP zu BSP

Seitenholzdicke t_1	$R_{v,d}$ [kN/Stk]		
	für Vollgewindeschrauben mit $d = 10$ mm		
	60	80	100–220
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 100$ mm	2,98	3,12	3,12
Einschraublänge $\ell_{ef} = 120$ mm	3,08	3,52	3,52
Einschraublänge $\ell_{ef} \geq 140$ mm	3,08	3,59	3,75

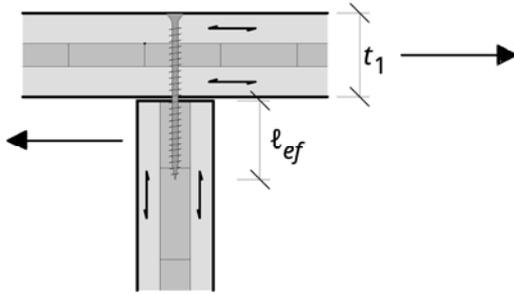


Abbildung 9-26: Abscherwiderstand bei Vollgewindeschrauben $d = 10$ mm

10 Gebäudeaussteifung

Im folgenden Kapitel werden die wesentlichen Aspekte der Gebäudeaussteifung betrachtet. Nach Beschreibung der Einwirkungen werden die Standsicherheit und der geschossweise Kräfteverlauf behandelt. Für Deckenscheiben und Wandscheiben werden die Auswirkungen der einwirkenden Kräfte auf einzelne Bauteile erörtert. Die Anforderungen an die Fügetechnik und entsprechende Nachweise schließen die Abschnitte zu den beiden Tragwerkselementen ab.

10.1 Einwirkungen und Bemessungssituationen

10.1.1 Wind

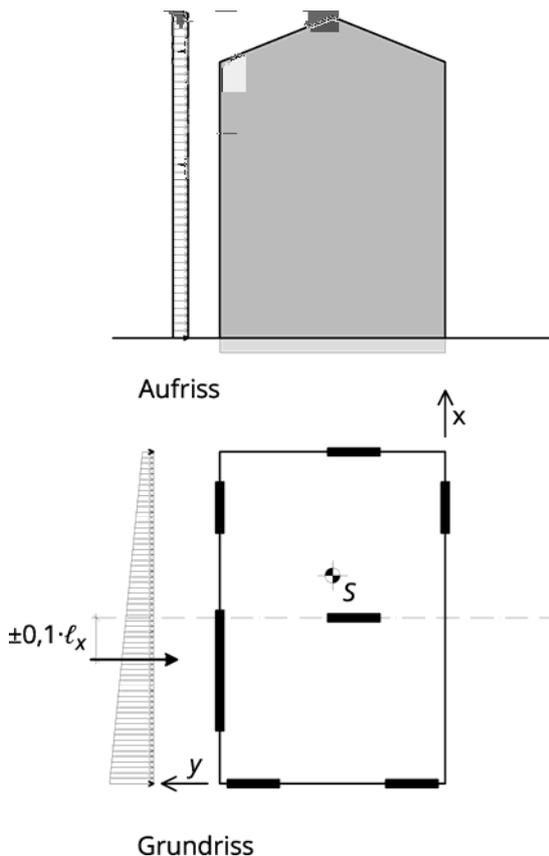


Abbildung 10-1: Windlast mit Exzentrizität

Die Windlast ist für Gebäude mit wenigen Geschossen annähernd konstant über die Höhe. Die Einwirkung je Geschoss ergibt sich aus der Summe der darüberliegenden Geschosse.

Unregelmäßige Windanströmungen werden durch einen gegenüber der vertikalen Gebäudeachse exzentrischen Lastangriff berücksichtigt. Die Exzentrizität wird mit 10 % der angeströmten Gebäudelänge festgelegt.¹ Mit Berücksichtigung dieser Exzentrizität darf die Windlast getrennt in die eine und die andere Gebäudeachse betrachtet werden.

¹ Nach ÖNORM B 1991-1-4:2011, Abschnitt 4.5.1., und nach DIN 1055-4:2005, Abschnitt 9.1. In EN 1991-1-4:2005-11 wird eine allgemeinere Festlegung getroffen.

10.1.2 Erdbeben

Gebäude müssen erdbebensicher entworfen, berechnet und konstruiert werden. Die entsprechenden Regelungen sind in Eurocode 8 enthalten.

Prinzipiell sind Erdbeben horizontale und vertikale Schwingungen des Baugrundes. Aus der Auswertung charakteristischer Erdbeben können Erdbebenspektren mit Stärken und zugehörigen Frequenzen und Amplituden der Beschleunigung während eines Bebens angegeben werden.

Gebäude werden als schwingendes System aufgefasst, das einer erzwungenen Schwingung des Erdbebens ausgesetzt wird. Aus dem Erdbebenspektrum können zu den Eigenfrequenzen des Gebäudes gehörige Beschleunigungen ermittelt werden. Aus denen können wiederum durch Multiplikation mit den Gebäudemassen Kräfte infolge des Erdbebens in vertikale und horizontale Richtung bestimmt werden.

Erdbeben stellen eine außergewöhnliche Bemessungssituation dar, in der das Sicherheitsniveau entsprechend abgesenkt werden darf. Bei entsprechender Regelmäßigkeit der Grundrisse können so die durch das Erdbeben zusätzlich auftretenden Vertikallasten quasi-statisch angesetzt und in der Regel ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen aufgenommen werden. Die horizontal wirkenden Massenträgheitskräfte übersteigen aber bei höheren Gebäuden die Kräfte aus Wind – meist ab etwa drei Geschossen. Sie sind rechnerisch nachzuweisen und konstruktiv zu berücksichtigen.

Im vorliegenden Leitfaden kann das komplexe Thema Erdbeben nur vereinfacht und stark gekürzt behandelt werden. Für genauere Untersuchungen wird auf die Literatur¹ verwiesen.

Erdbebengerechter Entwurf

Der Entwurf mit Anordnung aussteifender Scheiben im Grundriss und der Gebäudegeometrie im Aufriss hat einen wesentlichen Einfluss auf das Erdbebenverhalten von Bauwerken. Ungünstig wirken Massenkonzentrationen in größerer Höhe und Aufständereien mit freien Erdgeschosszonen. Günstig ist die regelmäßige Anordnung aussteifender Scheiben im Grundriss, die über alle Geschosse gleich durchlaufen sollten. Dadurch bleiben Massezentrum und Scheibenschwerpunkt nahe beisammen und ein Verdrehen im Grundriss durch Torsion wird vermieden. Das Erdbebenverhalten wird auch durch die Wahl und Konstruktion nicht tragender Bauteile beeinflusst.

Eurocode 8 gibt entsprechende Entwurfsvorgaben an. So sind konstruktive Einfachheit, Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz, gleiche Beanspruchbarkeit in beide Richtungen, die Ausbildung von Deckenscheiben und ausreichende Gründung wesentlich für ein erdbebengerechtes Bauen. Geschossweise Vor- und Rücksprünge sind für den vereinfachten Erdbebennachweis nicht erlaubt.

Die Ausbildung eines redundanten Tragwerks ist bedeutend, um Tragreserven auch bei Ausfall von Tragwerksteilen gewährleisten zu können. Das Versagen eines Tragwerkselements darf nicht zum Versagen anderer Tragwerkselemente führen und sich nicht als progressiver Kollaps durch große Teile oder die Gesamtheit des Bauwerks fortpflanzen.

¹ BDZ (2011), Brunner et al. (2003), Giardini et al. (2012), Lignum (2010), Ringhofer und Schickhofer (2011), Sandhaas (2006), Walter und Fritzen (2008) und Walther und Wiesenkämpfer (2011).

Tragwerksberechnung

In Eurocode 8 wird für vereinfachte Berechnungen das *vereinfachte Antwortspektrenverfahren* beschrieben.¹ Das Erdbeben wird als statische horizontale Ersatzlast angenommen. Die Horizontalbeschleunigung wird aus dem Erdbebenspektrum für die erste Eigenfrequenz ermittelt. Höhere Eigenfrequenzen werden vernachlässigt.

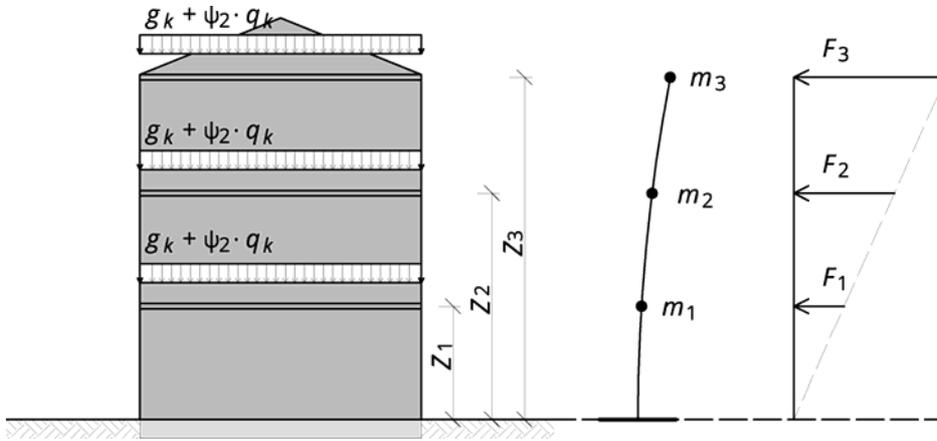


Abbildung 10-2: Ersatzstab mit der Verteilung der Ersatzkraft über die Gebäudehöhe

10.1.3 Berechnungsablauf

Im Folgenden wird der Berechnungsablauf in sehr groben Zügen beschrieben. Eine genauere Untersuchung unter Berücksichtigungen des Eurocode 8 ist unumgänglich.

1. Standort für Grundbeschleunigung

Aus der Erdbebenzone im nationalen Anhang wird die **Grundbeschleunigung am Boden** ermittelt: a_g

2. Untergrundverhältnisse für Erdbebenspektrum

Abhängig von der Baugrundklasse² werden die in Eurocode 8 für die Beschreibung des **Erdbebenspektrums** verwendeten **Parameter S, TB, TC, TD**³ ermittelt.

¹ EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.2.

² EN 1998-1, Tabelle 3.1.

³ EN 1998-1, Abschnitt 3.2.2.5.

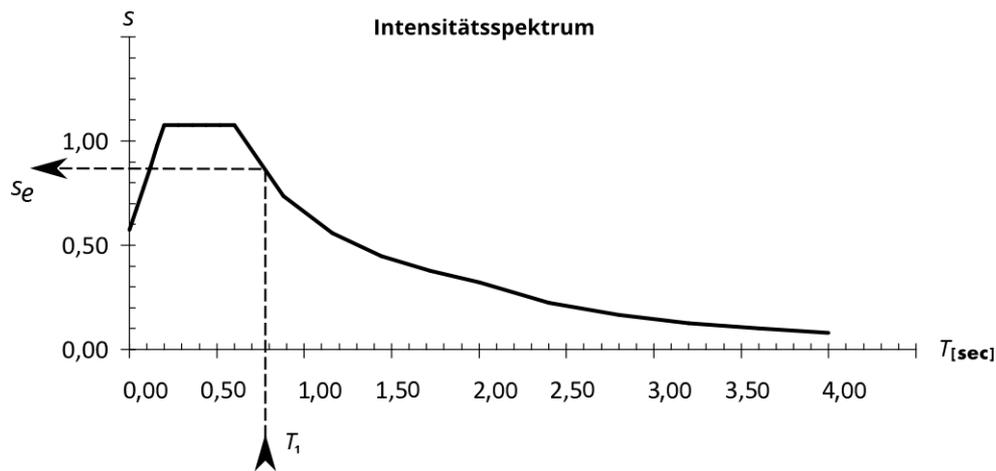


Abbildung 10-3: Beispiel für ein Intensitätsspektrum (nach EN 1998)

3. Bedeutungskategorie und Bedeutungsbeiwert

Aus der Bedeutungskategorie des Objekts wird der Bedeutungsbeiwert γ ermittelt.

Tabelle 10-1 Bedeutungskategorien und Beiwerte nach Bauwerkstyp

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke	γ
I	landwirtschaftliche Bauten (geringe Bedeutung für die öffentliche Sicherheit)	$\leq 1,00$ (häufig 0,80)
II	Wohnbau, Bürobau und andere „gewöhnliche Bauwerke“	1,00
III	Schulen, Versammlungen, kulturelle Einrichtungen (Widerstand gegen Erdbeben ist wichtig)	$> 1,00$ (etwa 1,20)
IV	Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke etc. (Unversehrtheit während Erdbeben ist von höchster Wichtigkeit)	$> 1,00$ (etwa 1,40)

4. Massenermittlung je Geschoss

Für die Bauwerksmasse wird der quasi-ständige Anteil der Nutzlasten berücksichtigt.

$$m = g_k + \psi_2 \cdot n_k \quad (10.1)$$

Die Massen werden auf Höhe der Geschossdecken angesetzt.

5. Grundschwingdauer

Die Grundschwingzeit T_1 ist ein wichtiges Maß für die Erdbebenberechnung, da von ihr die horizontale Beschleunigung und damit die Einwirkungen auf das Tragwerk abhängen.

Die Grundschwingzeit kann aus der folgenden, auf dem Rayleigh-Quotienten basierenden Formel abgeschätzt werden:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{u} \quad (10.2)$$

u Horizontalverschiebung der Gebäudeoberkante aus den in horizontale Richtung angesetzten quasi-ständigen Vertikallasten $q = g_k + \psi_2 \cdot n_k$.

6. Voraussetzung für das vereinfachte Verfahren

Als Voraussetzung für das vereinfachte Verfahren sind die Anforderungen an die Regelmäßigkeit in Grund- und Aufriss nach EN 1998-1¹ einzuhalten.

Weiters ist die Mindestgrundschwingzeit einzuhalten:

$$T_1 \leq \begin{cases} 2 \text{ sec} \\ 4 \cdot T_c \end{cases} \quad (10.3)$$

T_c Parameter des Erdbebenspektrums. Dieser beträgt je nach Baugrundklasse
 $T_c = 0,4 \div 0,8 \text{ sec}$.

7. Duktilitätsklasse

Abhängig von der Duktilitätsklasse kann der **Verhaltensbeiwert** q nach Tabelle 10-2 festgelegt werden. Für Bauten aus Brettsperrholz ist $q = 1,50$ zu empfehlen – bei ausreichend duktilen Verbindungen auch $q = 2,00$. Prüfungen von Brettsperrholz bei Erdbebenbeanspruchung ergaben auch schon Verhaltensbeiwerte von $q = 3,00$ und mehr.

Tabelle 10-2 Duktilitätsklassen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte²

niedriges Energiedissipationsvermögen	DCL	$q = 1,50$	Kragarm-Tragwerke, Träger, statisch bestimmte Tragwerke, Fachwerke mit Dübelverbindungen [...]
mittleres Energiedissipationsvermögen	DCM	$q = 2,00$	verleimte Wandscheiben mit verleimten Schubfeldern mit Nagel- oder Schraubenverbindungen [...]
		$q = 2,50$	statisch überbestimmte Rahmen mit stiftförmigen oder Bolzenverbindungen

¹ Abschnitt 4.2.3.2. für die Regelmäßigkeit im Grundriss und Abschnitt 4.2.3.3. im Aufriss.

² Gekürzte Fassung der Tabelle 8.1. in EN 1998-1.

8. Horizontalbeschleunigung

Die Horizontalbeschleunigung kann für T_1 aus dem Spektrum abgelesen werden und ist dann

$$a_{hor} = a_g \cdot \frac{S_e(T)}{q} \quad (10.4)$$

Auf der sicheren Seite kann auch hier der Plateauwert des Spektrums verwendet werden.

$$a_{hor} = a_g \cdot \frac{S}{q} \quad (10.5)$$

9. Erdbebenkräfte je Geschoss

Die Erdbebenkräfte werden linear mit der Höhe über dem Boden gewichtet.

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \cdot F_d \quad (10.6)$$

$$F_d = \sum m_i \cdot a_{hor} \quad (10.7)$$

Eine zufällige Torsionswirkung von 5 % der Geschossabmessung b ist zu berücksichtigen.

$$M_d = 0,05 \cdot b \cdot F_d \quad (10.8)$$

10.1.4 Schiefstellung

Die Lotabweichung des Gebäudes wird in der Regel mit

$$\varphi = \frac{1}{200}^1 \quad (10.9)$$

angesetzt. Die Horizontallast aus Schiefstellung ergibt sich dann zu:

$$H = \varphi \cdot V \quad (10.10)$$

10.2 Standsicherheit

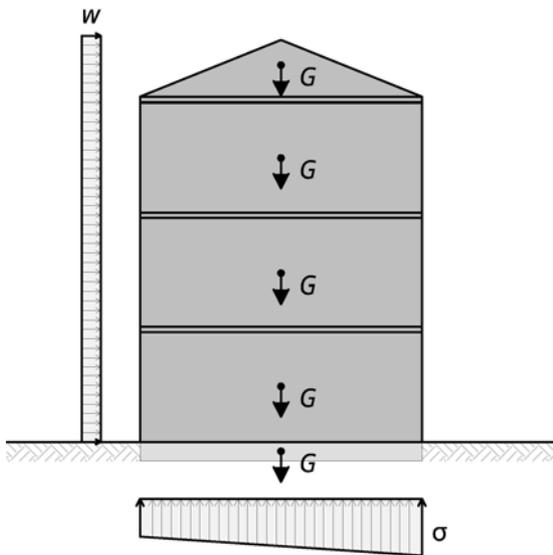


Abbildung 10-4: Einwirkungen und Verteilung der Sohldruckspannung

Weitere Standsicherheitsnachweise sind Kippen des Objekts für turmartige Gebäude und Grundbruch beziehungsweise Gleiten bei schlechten Gründungsverhältnissen.

10.3 Kräfteverlauf

Für den Erdbebenfall wird gefordert, dass die Wandscheiben im Grundriss regelmäßig und im Aufriss durchgängig angeordnet sind. Ansonsten gilt für die horizontale Lastabtragung, dass sich die Lasten geschossweise akkumulieren (Abbildung 10-5) und je Geschoss isoliert betrachtet werden können. Vorausgesetzt werden eine steife Deckenscheibe und aussteifende Wände entlang von mindestens drei – besser vier – Achsen. Die aussteifenden Wandachsen dürfen keinen gemeinsamen Schnittpunkt aufweisen und nicht parallel zueinander sein. Es können innen und außen liegende Wände zur Aussteifung herangezogen werden.

¹ In EN 1995-1-1, Abschnitt 5.4.4., wird diese Schiefstellung für die Untersuchung von Rahmen und Bögen nach Theorie II. Ordnung vorgeschlagen.

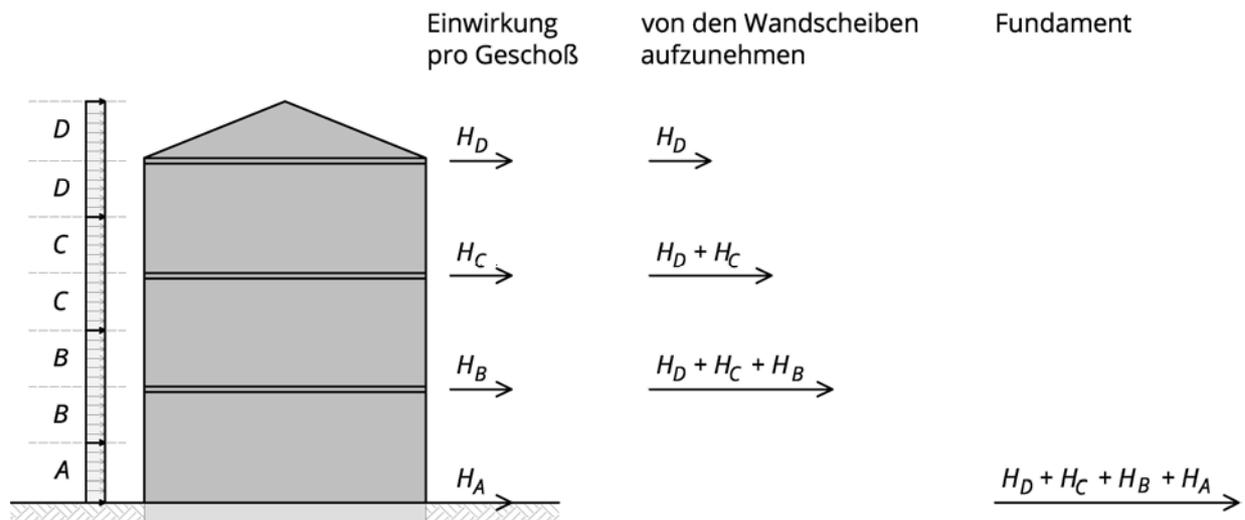


Abbildung 10-5: Aus einem Winddruck resultierende Horizontalkräfte je Geschoss mit der Belastung der Wandscheiben in den einzelnen Geschossen

Von oben nach unten summieren sich die Einwirkungen. Die Kraft je Geschoss wird auf Deckenniveau ermittelt und ergibt sich für das oberste Geschoss aus der Anströmfläche des Daches und der halben darunterliegenden Geschosshöhe (Buchstaben D in Abbildung 10-5); für die darunterliegenden Geschosse aus der jeweils halben Geschosshöhe darüber und darunter (Buchstaben A bis C in Abbildung 10-5).

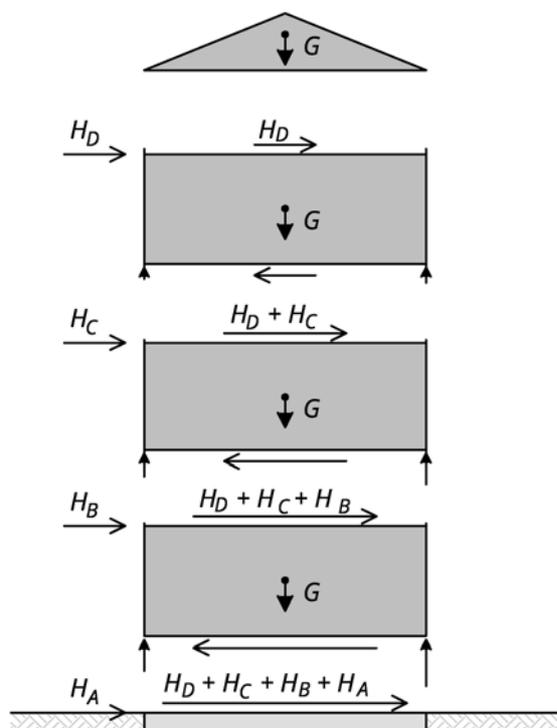


Abbildung 10-6: Kräfteverlauf je Geschoss mit Vertikallasten

Die Kräfte je Geschoss sind in Abbildung 10-6 dargestellt.

Die horizontalen Einwirkungen auf Deckenniveau führen in den horizontalen Anschlussfugen am Boden zu Zugkräften auf der einen Gebäudeseite und zu Druckkräften auf der anderen Seite. Diese Druckkräfte sind in der Regel gegenüber jenen aus den ständigen Auflasten untergeordnet klein. Die Zugkräfte sind jenen Kräften untergeordnet, die durch Aufkanten der einzelnen Wandscheiben entstehen. Die Gebäudebiegung und daraus resultierende Kräfte dürfen daher meist vernachlässigt werden. Bei schlanken und turmartigen Gebäuden sind sie zu berücksichtigen.

10.4 Deckenscheiben

Nach 10.3. sind Deckenscheiben eine Voraussetzung für die Gebäudeaussteifung. Deckenscheiben entstehen durch die Fügung nebeneinanderliegender Deckenelemente entlang ihrer gemeinsamen Fugen zu einer Scheibe, wie in Abbildung 11-5 dargestellt. Eine zusammenhängende Deckenscheibe ist erforderlich, um die horizontalen Lasten auf die darunterliegenden Wände zu verteilen und weiter in das darunterliegende Geschoss zu leiten.

Öffnungen in Deckenscheiben sind in der Regel unproblematisch und erfordern einfache konstruktive Maßnahmen.

Deckenscheibe mit aussteifenden Wänden und Windeinwirkung

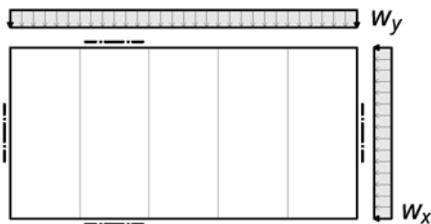
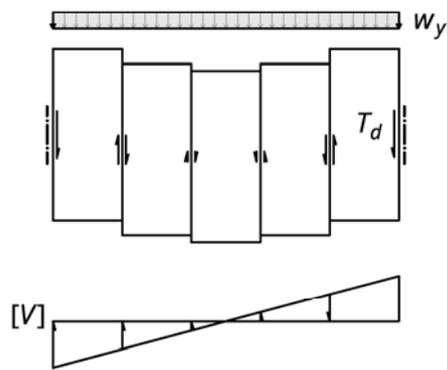


Abbildung 10-7: Grundriss eines Deckenfeldes mit aussteifenden Wandscheiben und Windeinwirkung

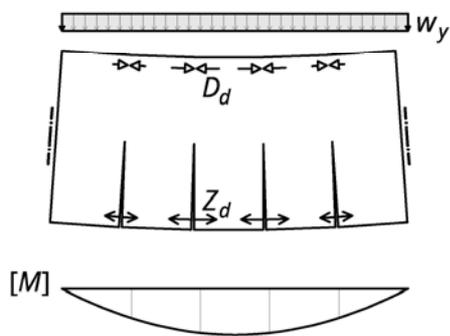
Die möglichen Versagensmechanismen von Deckenscheiben sind in Abbildung 10-8 dargestellt. Einwirkungen in Richtung der Längsfugen führen a) zu Schubkräften und b) zu Gurtkräften. Die Schubkräfte in den Fugen sind über entsprechende Verbindungsmittel nach Abbildung 9-7a) und b) (Seite 100) abzudecken. Da die horizontalen Einwirkungen in der Regel in beide Richtungen wirken, sind die Gurtkräfte ebenso mit wechselnden Vorzeichen zu betrachten. Sie treten als Kräftepaar aus Druck und Zug an den Fugenrändern auf. Die Zuggurtkräfte können über Verschraubung in die darunterliegenden Sturzträger und Wandelemente geleitet und von diesen übertragen werden. Fehlen darunterliegende Konstruktionselemente oder laufen diese nicht durch, sind geeignete Verbindungsmittel nach Abbildung 9-7c) und d) (Seite 100) einzusetzen.

Einwirkungen quer zu den Fugen führen c) zur Biegung der Elemente als liegende Träger. Diese ist in der Regel nicht bemessungsrelevant. Die Anschlusskräfte an die Wandscheiben sind durch entsprechende Verbindungsmittel zu übertragen.

a) Schub entlang der Fugen



b) Gurtkräfte am Scheibenrand



c) Beanspruchung der Scheibe als liegender Träger

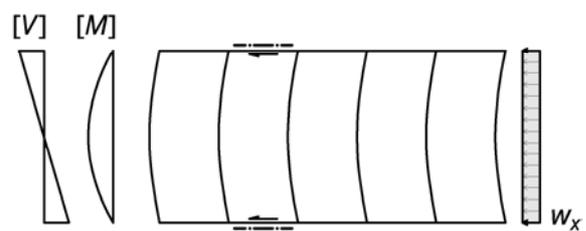


Abbildung 10-8: Versagensmechanismen von Deckenscheiben

10.5 Wandscheiben

10.5.1 Anordnung der Wandscheiben

In 10.3. wurden die grundlegenden Anforderungen an die aussteifenden Wandscheiben beschrieben. Abbildung 10-9 zeigt geeignete Anordnungen von Wandscheiben. Günstig ist die Lage des Scheibenzentrums möglichst in der Mitte des Grundrisses, da so ein Verdrehen des Gebäudes um seine Achse vermieden wird. Abbildung 10-10 zeigt wegen der exzentrischen Lage des Schwerpunktes ungeeignete und Abbildung 10-11 instabile Anordnungen.

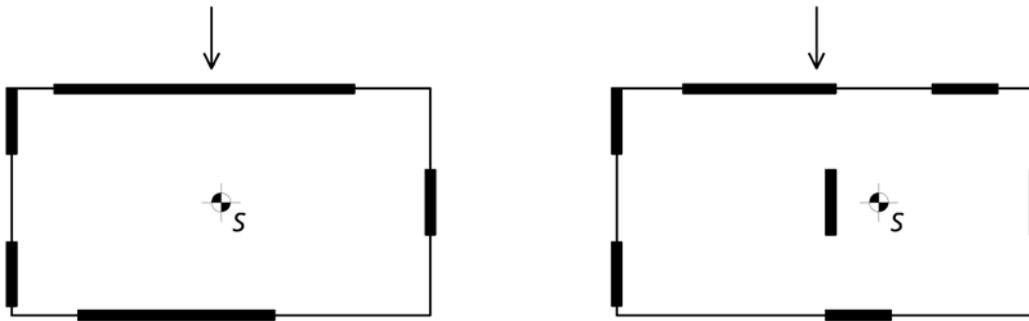


Abbildung 10-9: Geeignete Anordnung der Wandscheiben

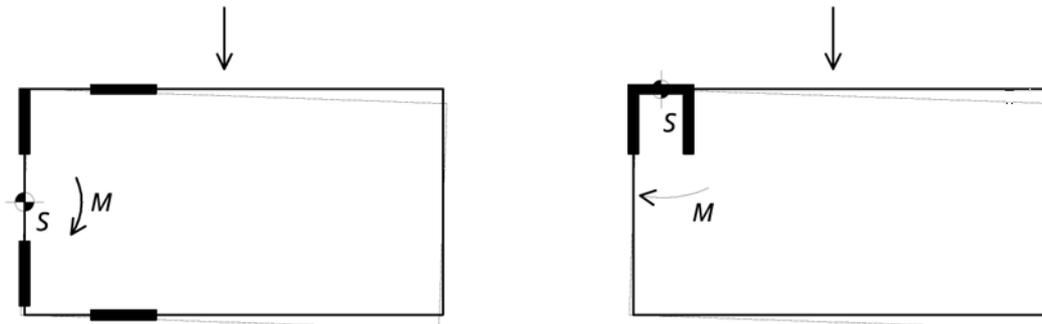


Abbildung 10-10: Ungeeignete Anordnung der Wandscheiben

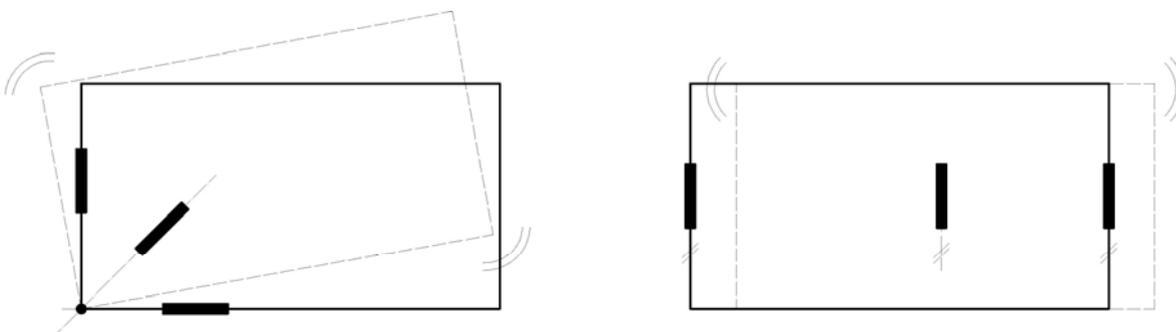


Abbildung 10-11: Instabile Anordnung der Wandscheiben

10.5.2 Verteilung der Einwirkung auf die Scheiben

Für den Nachweis der Wandscheiben und die Auslegung geeigneter Verbindungsmittel einzelner Scheiben im Grundriss ist die an der Geschossoberkante wirkende Horizontalkraft H auf die einzelnen Scheiben zu verteilen.

Sind die Geschossdecken ausreichend steif, kann die Kraft auf die einzelnen Wandscheiben ihrer jeweiligen Steifigkeit entsprechend aufgeteilt werden. Bei weichen Deckenscheiben verlieren die Wandsteifigkeiten an Einfluss, da die Kräfte nicht bis zu den steiferen Tragwänden weitergeleitet werden können.

Die Steifigkeit B der Wandscheiben kann nach 10.5.3. abhängig von der Fügetechnik allgemein bestimmt werden. Vergleichsrechnungen mit Zugankern und Schubwinkeln ergaben etwa $B \sim \ell^{1,5}$, für kontinuierlich verbundene Fugen bis zu $B \sim \ell^2$. In erster Näherung wird die Steifigkeit der Scheiben häufig proportional zu ihrer jeweiligen Länge angenommen. Mit dieser Annahme ergeben sich für kurze Scheiben zu große Steifigkeiten und damit größere Kräfte, für längere Scheiben etwas geringere Kräfte.

Im vorliegenden Leitfaden wird für Wände aus Brettspertholz $B \sim \ell^{1,5}$ empfohlen.

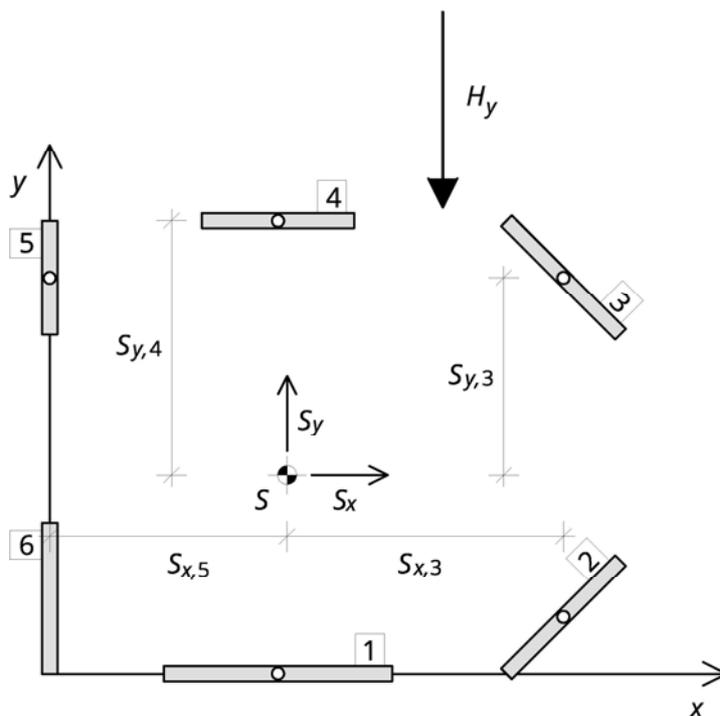


Abbildung 10-12: Achsbezeichnungen und Abmessungen für einen Gebäudegrundriss

Die Ermittlung der Scheibenkräfte kann nach folgenden Schritten erfolgen:

1. Geometrie und Steifigkeit der Einzelscheibe festlegen

Scheibensteifigkeit:

Bei Annahme $B \sim \ell^{1,5}$:

$$B_{x,i} = \ell^{1,5} = |x_E - x_A|^{1,5} \quad (10.11)$$

$$B_{y,i} = \ell^{1,5} = |y_E - y_A|^{1,5} \quad (10.12)$$

Scheibenmitte:

$$x_i = \frac{x_A + x_E}{2} \quad (10.13)$$

$$y_i = \frac{y_A + y_E}{2} \quad (10.14)$$

2. Schwerpunktlage ermitteln

$$x_S = \frac{\sum B_{y,i} \cdot x_i}{\sum B_{y,i}} \quad (10.15)$$

$$y_S = \frac{\sum B_{x,i} \cdot y_i}{\sum B_{x,i}} \quad (10.16)$$

3. Moment aus Exzentrizität der einwirkenden Kräfte zum Schwerpunkt bestimmen

$$M = H_x \cdot (y_H - y_S) + H_y \cdot (x_H - x_S) \quad (10.17)$$

4. Verteilung der Einwirkungen auf die einzelnen Wandscheiben berechnen

$$I_p = \sum B_{x,i} \cdot s_y^2 + \sum B_{y,i} \cdot s_x^2 \quad (10.18)$$

$$F_{x,i} = H_x \cdot \frac{B_{x,i}}{\sum B_{x,i}} + M \cdot \frac{s_y \cdot B_{x,i}}{I_p} \quad (10.19)$$

$$F_{y,i} = H_y \cdot \frac{B_{y,i}}{\sum B_{y,i}} + M \cdot \frac{s_x \cdot B_{y,i}}{I_p} \quad (10.20)$$

Abbildung 10-13 zeigt beispielhaft die Reaktionskräfte der Scheiben infolge einer Kraft H_y einmal im Schwerpunkt und einmal mit Exzentrizität zum Schwerpunkt.

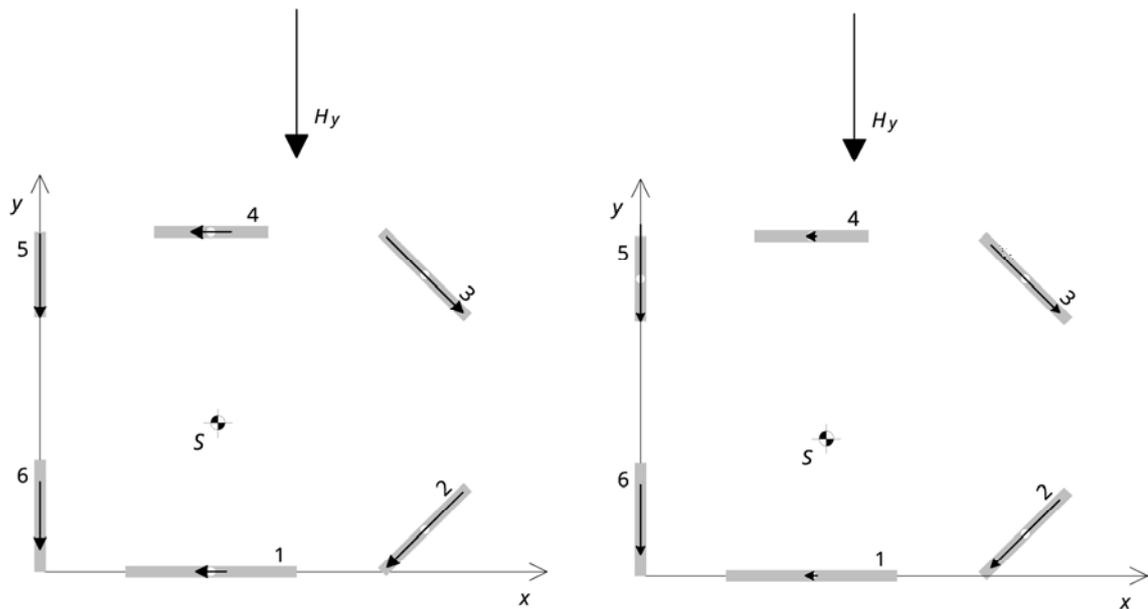


Abbildung 10-13: Reaktionskräfte in den Scheiben

10.5.3 Verformung und Steifigkeit

Die Verformung von Wandscheiben ist zumindest mit $1/300$ der Stockwerkshöhe¹ zu begrenzen – empfohlen ist die Einhaltung von $1/500$ der Höhe. In der Folge werden die einzelnen Anteile der Gesamtverformung abgeschätzt. Wegen der relativ hohen Scheibensteifigkeit von Brettsperrholz dominieren in der Regel die Verformungsanteile der Verbindungsmittel.

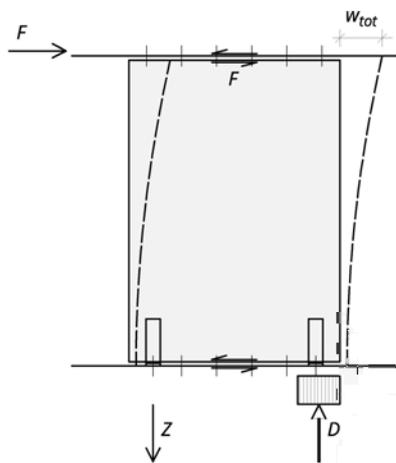


Abbildung 10-14: Wandscheibe mit Anbindung zu Decke und Boden

¹ Ö-NORM B 1990-1, Abschnitt 4.2.2.

Biegeverformung der Wandscheibe [mm]

$$w_M = \frac{F_k \cdot h^3}{3 \cdot EI} \cdot 10^{-4} \quad (10.21)$$

Schubverformung der Wandscheibe [mm]

$$w_V = \frac{F_k \cdot h}{GA_s} \quad (10.22)$$

Dehnung der Zuganker [mm]

$$w_Z = \frac{F_k \cdot h^2}{b^2 \cdot c_Z} \quad (10.23)$$

Verschiebung in einer der beiden Fugen zwischen Wand und Decke [mm]

$$w_F = \frac{F_k}{c_F} \quad (10.24)$$

h Höhe der Wandscheibe [m]

b Länge der Wandscheibe [m]

EI Biegesteifigkeit [kNm²]

$$E = E_{0,mean}$$

$$I = \frac{d_{0,net} \cdot b^3}{12}$$

GA_s Schubsteifigkeit [kN]

$$G \approx 0,75 \cdot G_{0,mean}$$

$$A = d_{brutto} \cdot b$$

F_k Horizontalkraft am Scheibenkopf in der charakteristischen Bemessungssituation [kN]

c_F Steifigkeit der Fuge Wand-Decke [kN/mm]

c_Z Steifigkeit der Verbindungsmittel für die Zugverankerung [kN/mm]

Die Gesamtverformung ergibt sich bei Annahme etwa gleicher Fugensteifigkeit oben und unten zu

$$w_{hor} = w_M + w_V + w_Z + 2 \cdot w_F \quad (10.25)$$

10.5.4 Nachweise

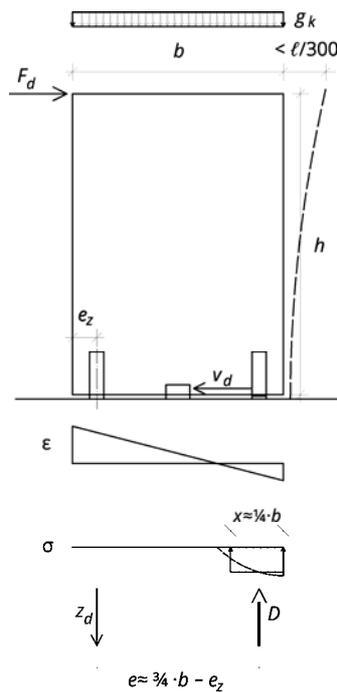


Abbildung 10-15: Abmessungen einer Wandscheibe

Schubbeanspruchung der Scheibe

Prinzipiell sind die in 5.8. angeführten Nachweise zu erbringen, wenngleich sie nur für sehr schlanke Wände maßgebend werden.

Zugverankerung

Es ist nachzuweisen, dass der Widerstand der gewählten Verbindungsmittel größer als die Einwirkung ist.

$$Z_d \leq F_{R,1,d} \quad (10.26)$$

Die Zugkraft ergibt sich zu:

$$Z_d = \frac{F_d \cdot h}{e} - 0,9 \cdot G_{Z,k} \quad \text{..... Zugkraft} \quad (10.27)$$

e innerer Hebelarm

$G_{Z,k}$ eventuell entlastend wirkender Anteil aus ständigen Einwirkungen

Es wird von einer konstanten Verteilung der Pressungen in der Kontaktfläche ausgegangen. In Analogie zum Stahlbau wird ein Modell mit der Breite der Druckzone von $x = \frac{1}{4} \cdot b$ herangezogen. Der innere Hebelarm ergibt sich demnach zu:

$$e = \frac{3}{4} \cdot b - e_z \quad (10.28)$$

Bei der Ermittlung der Ankerzugkräfte dürfen die aus Biegung des gesamten Gebäudes entstehenden Zugkräfte auf der dem Wind zugewandten Gebäudeseite in der Regel unberücksichtigt bleiben. Nur bei schlanken, turmartigen Gebäuden ist dies zu berücksichtigen.

Durch ständige Auflasten wird die zu verankernde Zugkraft reduziert. Sie dürfen als entlastender Anteil nur mit 90 % angesetzt werden.

In mehrgeschossigen Bauten kann eine bessere Lastverteilung auf die Wände erzielt werden, indem die Decken geschossweise in unterschiedliche Richtungen gespannt werden.

Bei der Austeilung der Zuganker sind die wechselnden Vorzeichen der Windeinwirkung und folglich die Anordnung an beiden Enden der jeweiligen Wandscheibe zu beachten.

Schubverankerung

$$V_d \leq F_{R,2,d} \quad (10.29)$$

$$V_d = F_d - 0,9 \cdot \mu \cdot G_{V,k} \dots\dots\dots \text{Schubkraft in der Fuge} \quad (10.30)$$

$\mu \cdot G_{V,k} \dots\dots\dots$ Entlastend wirkender Anteil aus Reibung der ständigen Einwirkungen. Bei Fugenausbildung mit einer Folie darf Reibung angesetzt werden, nicht aber, wenn zwei Folien übereinander liegen.

$$\mu \approx 0,2 \div \underline{0,4} \div 0,5 \dots\dots\dots \text{Gleitreibung Holz-Holz}^1$$

$$\mu \approx 0,4 \dots\dots\dots \text{Gleitreibung Holz-Beton}$$

Gebrauchstauglichkeit

Für die charakteristische Bemessungssituation ist die Horizontalverschiebung am Wandkopf wie folgt zu begrenzen (empfohlener Wert nach Abschnitt 10.5.3):

$$w_{hor} \leq \frac{h}{500} \quad (10.31)$$

¹ VDI 2700:2002.

11 Anwendungsbeispiele

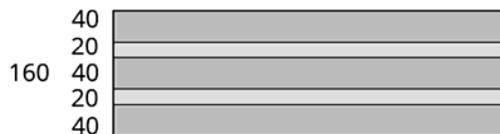
Die Autoren planen Diskussionen über Anwendungsfälle auf der Seite www.xlam.info zu führen und weitere Beispiele und Anregungen zum Thema Brettspertholz dort anzuführen.

11.1 Grundlagen

11.1.1 BSP-Querschnitt mit fünf Lagen

Gegeben: BSP-Element BSP 160 L5s
Aufbau: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 160 L5s



Festigkeitsklasse aller Brettlagen: C24

Materialkennwerte:

Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Rollschubmodul $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Bezugslänge für die Berechnung nach dem Gamma-Verfahren ist $\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Gesucht: Querschnittswerte für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Querschnittswerte für die Tragfähigkeit

Schwerpunktlage

Symmetrischer Querschnitt

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$\underline{z_s} = \frac{160}{2} = \underline{80 \text{ mm}}$$

Fläche

$$A_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i$$

Formel (4.3)

Die E-Moduln sind für alle Lagen gleich $\Rightarrow \frac{E_i}{E_n} = 1$

$$\underline{A_{0,net}} = 100 \cdot (4 + 4 + 4) = \underline{1.200 \text{ cm}^2}$$

Trägheitsmoment (Netto-Wert – starr)

$$I_{0,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.5)

Achsabstände

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2} \right) - a_2$$

$$a_1 = \frac{40}{2} + 20 + \frac{40}{2} = 60 \text{ mm}$$

Symmetrischer Querschnitt

$$a_2 = 0 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 60 \text{ mm}$$

$$I_{0,net} = 3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 4^3}{12} \right) + 2 \cdot (100 \cdot 4 \cdot 6^2)$$

$$I_{0,net} = 1.600 + 28.800 = \underline{30.400 \text{ cm}^4}$$

Widerstandsmoment

$$W_{net} = \frac{I_{net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 80 \text{ mm}$$

$$W_{net} = \frac{30.400}{8} = \underline{3.800 \text{ cm}^3}$$

Formel (4.4)

Statisches Moment (Rollschub)

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i$$

$$S_{R,net} = 100 \cdot 4 \cdot 6 = \underline{2.400 \text{ cm}^3}$$

Formel (4.7)

Querschnittswerte für die Gebrauchstauglichkeit

Trägheitsmoment (Effektivwert - schubnachgiebig)

$$I_{0,ef} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.25)

Achsabstände

Symmetrischer Querschnitt:

$$a_2 = 0$$

$$a_1 = \left(\frac{d_1}{2} + d_{1,2} + \frac{d_2}{2} \right) - a_2$$

$$a_1 = \left(\frac{40}{2} + 20 + \frac{40}{2} \right) - 0 = 60 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 60 \text{ mm}$$

Gamma-Faktoren

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1}{\ell_{ref}^2} \cdot \frac{d_{1,2}}{b \cdot G_{R,1,2}} \right)}$$

Formel (4.20)

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50}\right)} = 0,921$$

Symmetrischer Querschnitt:

$$Y_3 = Y_1 = 0,92$$

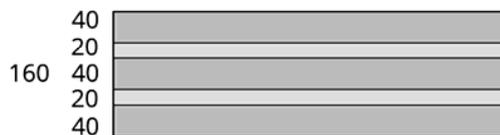
$$I_{0,ef} = 3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 4^3}{12}\right) + 2 \cdot (0,921 \cdot 100 \cdot 4 \cdot 6^2)$$

$$I_{0,ef} = 1.600 + 26.525 = \underline{28.125 \text{ cm}^4}$$

11.1.2 BSP-Querschnitt mit fünf Lagen – quer zur Haupttragrichtung

Gegeben: BSP-Element BSP 160 L5s
 Aufbau: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 160 L5s



Festigkeitsklasse aller Brettlagen: C24

Materialkennwerte:

Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Rollschubmodul $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Bezugslänge für die Berechnung nach dem Gamma-Verfahren ist $\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Gesucht: Querschnittswerte für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei Biegung in **Nebentragsrichtung** (quer zur Haupttragrichtung)

Querschnittswerte für die Tragfähigkeit

Schwerpunktlage

Symmetrischer Querschnitt

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$z_s = \frac{160}{2} = \underline{80 \text{ mm}}$$

Fläche

$$A_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i$$

Die E-Moduln sind für alle Lagen gleich $\Rightarrow \frac{E_i}{E_c} = 1$

$$A_{90,net} = 100 \cdot (2 + 2) = \underline{400 \text{ cm}^2}$$

Formel (4.3)
 in Querrichtung

Trägheitsmoment (Netto-Wert - starr)

$$I_{90,net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.5)
in Querrichtung

Achsabstände

Symmetrischer Querschnitt

$$a_1 = 30 \text{ mm}; a_2 = 30 \text{ mm}$$

$$I_{90,net} = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 2^3}{12} \right) + 2 \cdot (100 \cdot 2 \cdot 3^2)$$

$$I_{90,net} = 133,33 + 3.600 = \underline{3.733 \text{ cm}^4}$$

Widerstandsmoment

$$W_{90,net} = \frac{I_{90,net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 40 \text{ mm}$$

$$W_{90,net} = \frac{3.733}{4} = \underline{933 \text{ cm}^3}$$

Formel (4.4)
in Querrichtung

Statisches Moment (Rollschub)

$$S_{90,R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i$$

$$S_{90,R,net} = 100 \cdot 2 \cdot 3 = \underline{600 \text{ cm}^3}$$

Formel (4.7)
in Querrichtung

Querschnittswerte für die Gebrauchstauglichkeit

Trägheitsmoment (Effektivwert - schubnachgiebig)

$$I_{90,ef} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.25)
in Querrichtung

Achsabstände

Symmetrischer Querschnitt:

$$a_1 = \frac{d_1}{2} + \frac{d_{1,2}}{2}$$

$$a_1 = \frac{20}{2} + \frac{40}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$a_3 = a_1 = 30 \text{ mm}$$

Gamma-Faktoren

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1 \cdot d_{1,2}}{\ell_{ref}^2 \cdot b \cdot G_{R,12}} \right)}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50} \right)} = 0,921$$

Symmetrischer Querschnitt:

$$Y_2 = Y_1 = 0,92$$

$$I_{90,ef} = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 2^3}{12} \right) + 2 \cdot (0,921 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 3^2)$$

$$I_{90,ef} = 133,33 + 3.315,6 = \underline{3.449 \text{ cm}^4}$$

11.1.3 BSP-Querschnitt mit Holzwerkstoff als tragende Lage

Gegeben: BSP-Element BSP 160 L5s mit statisch wirksam verklebter unterster Lage aus Furnierschichtholz (FSH) 27 mm

BSP 160 L5s + FSH 27



Aufbau: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l – FSH27l

Festigkeitsklasse aller Brettlagen: C24

Materialkennwerte:

Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Rollschubmodul $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Materialkennwerte der Lagen aus Furnierschichtholz

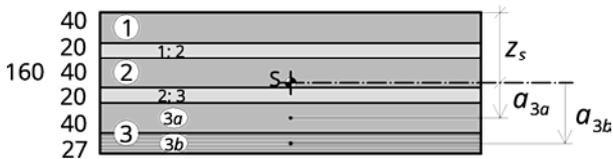
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 10.500 \text{ N/mm}^2$

Bezugslänge für die Berechnung nach dem Gamma-Verfahren ist $\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$

Gesucht: Querschnittswerte für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Querschnittswerte für die Tragfähigkeit

BSP 160 L5s + FSH 27



Schwerpunktlage

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i}$$

Formel (4.1)

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	<i>d_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>o_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$	
				$= b \cdot d_i$			
		[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,0	400,00	2,00	800	
2	100	1,000	4,0	400,00	8,00	3.200	
3a	100	1,000	4,0	400,00	14,00	5.600	
3b	100	0,955	2,7	257,85	17,35	4.474	
Summe				1.457,85		14.074	

$$z_s = \frac{14.074}{1.457,85} = 9,66 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment (Netto-Wert – starr)

Formel (4.5)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>a_i</i>	<i>I_{eigen}</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$	
		[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	- 7,65	533,33	23.409
2	400,00	- 1,65	533,33	1.089
3a	400,00	4,35	533,33	7.569
3b	257,85	7,70	157,64	15.288
Summe	1.457,85		1.757	47.355

$$I_{net} = 1.757 + 47.355 = 49.112 \text{ cm}^4$$

Widerstandsmomente

Formel (4.4)

$$W_{net,i} = \frac{I_{net}}{z_i}$$

Obere Randfaser des BSP-Elements

$$z_{bsp,o} = a_1 - \frac{d_1}{2} = -7,65 - \frac{4}{2} = -9,65 \text{ cm}$$

$$W_{net,bsp,o} = \frac{49.112}{-9,65} = -5.089 \text{ cm}^3$$

Untere Randfaser des BSP-Elements

$$z_{bsp,u} = a_{3a} + \frac{d_{3a}}{2} = 4,35 + \frac{4}{2} = 6,35 \text{ cm}$$

$$W_{net,bsp,u} = \frac{49.112}{6,35} = 7.734 \text{ cm}^3$$

Untere Randfaser der FSH-Lage

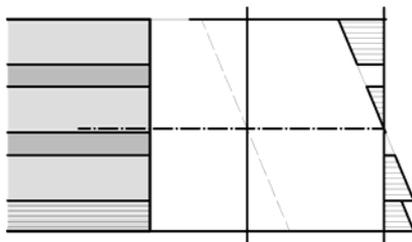
$$z_{fsh,u} = a_{3b} + \frac{d_{3b}}{2} = 7,7 + \frac{2,7}{2} = 9,05 \text{ cm}$$

$$W_{net,fsh,u} = \frac{49.112}{9,05} = 5.682 \text{ cm}^3$$

Spannungsermittlung für die FSH-Lage mit Berücksichtigung des E-Moduls:

$$\sigma_{fsh,u} = \frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{M}{W_{net,fsh,u}}$$

σ

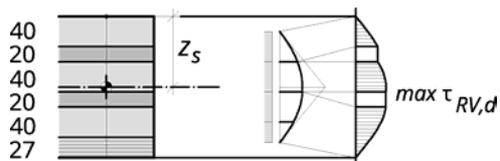


Statisches Moment (Rollschub)

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1| + A_2 \cdot |a_2|$$

$$S_{R,net} = 400 \cdot 7,65 + 400 \cdot 1,65 = 3.722 \text{ cm}^3$$



Formel (4.7)

Querschnittswerte für die Gebrauchstauglichkeit

Trägheitsmoment (Effektivwert – schubnachgiebig)

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n I_{eigen,i} + \sum_{i=1}^n Y_i \cdot A_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.25)
in Querrichtung

BSP 160 L5s + FSH 27



Teil 3: Die benachbarten Lagen mit gleicher Orientierung 3a und 3b werden als eine Lage betrachtet.

Teilfläche 3

$$A_3 = \frac{E_{3a}}{E_c} \cdot A_{3a} + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot A_{3b}$$

$$A_3 = 1 \cdot 400 + \frac{10.500}{11.000} \cdot 270 = 657,73 \text{ cm}^2$$

Achsabstand Teil 3

$$a_3 = \frac{\frac{E_{3a}}{E_c} \cdot A_{3a} \cdot a_{3a} + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot A_{3b} \cdot a_{3b}}{A_3}$$

$$a_3 = \frac{1 \cdot 400 \cdot 4,35 + \frac{10.500}{11.000} \cdot 270 \cdot 7,7}{657,73} = 5,66 \text{ cm}$$

Eigentragheitsmoment Teil 3

$$I_{eigen,3} = \frac{E_{3a}}{E_c} \cdot \left[\frac{b \cdot d_{3a}^3}{12} + A_{3a} \cdot (a_{3a} - a_3)^2 \right] + \frac{E_{3b}}{E_c} \cdot \left[\frac{b \cdot d_{3b}^3}{12} + A_{3b} \cdot (a_{3b} - a_3)^2 \right]$$

$$I_{eigen,3} = 1 \cdot \left[\frac{100 \cdot 4^3}{12} + 400 \cdot (4,35 - 5,66)^2 \right] + \frac{10.500}{11.000} \cdot \left[\frac{100 \cdot 2,7^3}{12} + 270 \cdot (7,70 - 5,66)^2 \right]$$

$$I_{eigen,3} = 533,33 + 686,44 + 0,955 \cdot [164,03 + 1.123,6] = 1.219,8 + 1.229,7 = 2.449 \text{ cm}^4$$

Gamma-Faktoren

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot b \cdot d_1 \cdot d_{1,2}}{\ell_{ref}^2 \cdot b \cdot G_{R,12}} \right)}$$

$$Y_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot 1.000 \cdot 40 \cdot 20}{4.500^2 \cdot 1.000 \cdot 50} \right)} = 0,921$$

$$Y_2 = 1$$

$$Y_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_n \cdot A_3 \cdot d_{2,3}}{\ell_{ref}^2 \cdot b \cdot G_R} \right)}$$

Formel (4.20) ff.

$$Y_3 = \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 11.000 \cdot (400 + 257,73)}{4.500^2} \cdot \frac{20}{1.000 \cdot 50}\right)} = 0,876$$

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n I_{eigen,i} + \sum_{i=1}^n Y_i \cdot A_i \cdot a_i^2$$

$$I_{ef} = 533,33 + 533,33 + 2.449,5 + 0,921 \cdot 400 \cdot 7,65^2 + 1 \cdot 400 \cdot 1,65^2 + 0,876 \cdot 657,85 \cdot 5,66^2$$

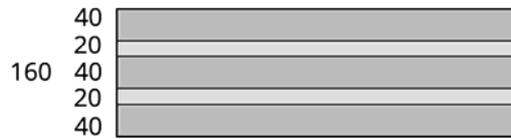
$$\underline{I_{ef}} = 3.516,2 + 21.559,7 + 1.089 + 18.461,4 = \underline{44.626 \text{ cm}^4}$$

Formel (4.25)

11.1.4 Querschnitt nach Abbrand

Gegeben: BSP-Element BSP 160 L5s
Aufbau: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 160 L5s



Festigkeitsklasse aller Brettlagen: C24

Materialkennwerte:

Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Rollschubmodul $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Angenommenes Brandverhalten: gleichbleibender Abbrand für alle Lagen.

Abbrandrate $\beta_0 = 0,65 \text{ mm/min}$

geforderter Brandwiderstand R30 (einseitig von unten)

Gesucht: Querschnittswerte für den Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall

Restquerschnitt

Wirksame Abbrandtiefe

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0$$

Abbrandrate

$$d_{char} = \beta_0 \cdot d_0$$

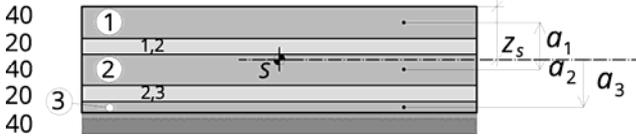
$$d_{char} = 0,65 \cdot 30 = 19,5 \text{ mm}$$

Pyrolysezone

$$k_0 d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$\underline{d_{ef} = 19,5 + 7 = 26,5 \text{ mm}}$$

Querschnittswerte für die Tragfähigkeit im Brandfall



Schwerpunktlage

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i}$$

Formel (4.1)

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	<i>d_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>o_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$
				$= b \cdot d_i$		
	[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,00	400,00	2,000	800,0
2	100	1,000	4,00	400,00	8,000	3.200,0
3	100	1,000	1,35	135,00	12,675	1.711,1
Summe				935,00		5.711,1

$$z_s = \frac{5.711,1}{935} = 6,108 \text{ cm}$$

Trägheitsmoment (Netto-Wert - starr)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Formel (4.5)

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>a_i</i>	<i>I_{eigen}</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$	
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	-4,108	533,33	6.750
2	400,00	1,892	533,33	1.432
3	135,00	6,567	20,50	5.822
Summe	1.457,85		1.027,16	14.004

$$I_{net} = 1.027,16 + 14.004 = 15.031 \text{ cm}^4$$

Widerstandsmomente

$$W_{net,i} = \frac{I_{net}}{z_i}$$

Obere Randfaser des BSP-Elements

$$z_o = -z_s = -6,108 \text{ cm}$$

$$W_{net,o} = \frac{15.031}{-6,108} = -2.471 \text{ cm}^3$$

Untere Randfaser des BSP-Elements

$$z_u = d_{fi} - z_s = (d - d_{ef}) - z_s = (16 - 2,65) - 6,108 = 7,242 \text{ cm}$$

$$\underline{W_{net,u}} = \frac{15.091}{7,242} = \underline{2.084 \text{ cm}^3}$$

Statisches Moment (Rollschub)

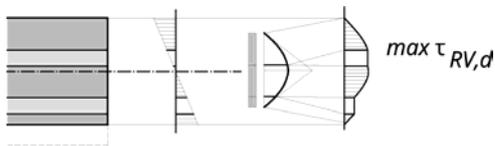
$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1|$$

$$\underline{S_{R,net}} = 400 \cdot 4,108 = \underline{1.643 \text{ cm}^3}$$

Formel (4.7)

Spannungsverläufe

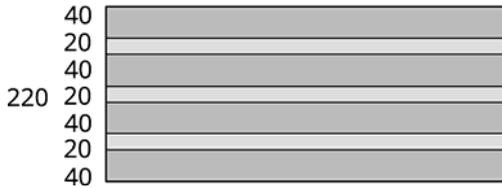


Das effektive Trägheitsmoment I_{ef} ist nur für Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit erforderlich und wird daher für den abgebrannten Querschnitt nicht ermittelt.

11.1.5 BSP-Querschnitt mit sieben Lagen

Gegeben: BSP-Element BSP 220 L7s
 Aufbau: 40l – 20w – 40l – 20w – 40l – 20w – 40l

BSP 220 L7s



Festigkeitsklasse aller Brettlagen: C24

Materialkennwerte:

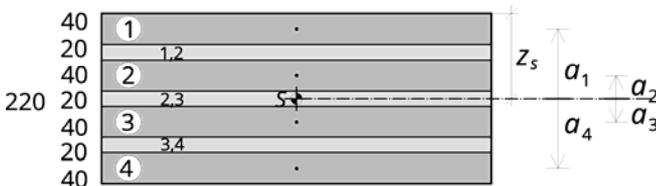
Elastizitätsmodul $E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$

Rollschubmodul $G_{R,mean} = 50 \text{ N/mm}^2$

Bezugslänge für die Berechnung nach dem Gamma-Verfahren ist $\ell_{ref} = 5,5 \text{ m}$

Gesucht: Querschnittswerte für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Querschnittswerte für die Tragfähigkeit



Schwerpunktlage

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	<i>d_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>o_i</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot o_i$
				$= b \cdot d_i$		
	[cm]	[-]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ³]
1	100	1,000	4,00	400,00	2,00	800
2	100	1,000	4,00	400,00	8,00	3.200
3	100	1,000	4,00	400,00	14,00	5.600
4	100	1,000	4,00	400,00	20,00	8.000
Summe				1.600,00		17.600

$$z_s = \frac{17.600}{1.600} = 110 \text{ mm}$$

Symmetrischer Querschnitt

$$z_s = \frac{h}{2}$$

$$z_s = \frac{220}{2} = \underline{110 \text{ mm}}$$

Trägheitsmoment (Netto-Wert - starr)

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

Tabellarische Berechnung:

i	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	a_i	I_{eigen}	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i \cdot a_i^2$
		$= o_i - z_s$	$= \frac{b \cdot d_i^3}{12}$	
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
1	400,00	- 9	533,33	32.400
2	400,00	- 3	533,33	3.600
3	400,00	3	533,33	3.600
4	400,00	9	533,33	32.400
Summe	1.600,00		2.133,33	72.000

$$I_{net} = 2.133,33 + 72.000 = \underline{74.133 \text{ cm}^4}$$

Widerstandsmoment

$$W_{net} = \frac{I_{net}}{\max\{z_o; z_u\}}$$

$$z_o = z_u = z_s = 11 \text{ mm}$$

$$W_{net} = \frac{74.133}{11} = \underline{6.739 \text{ cm}^3}$$

Statisches Moment (Rollschub)

$$S_{R,net} = \sum_{i=1}^R \frac{E_i}{E_n} \cdot A_i \cdot |a_i|$$

$$S_{R,net} = A_1 \cdot |a_1| + A_2 \cdot |a_2|$$

$$S_{R,net} = 400 \cdot 9 + 400 \cdot 3 = \underline{4.800 \text{ cm}^3}$$

Querschnittswerte für die Gebrauchstauglichkeit

Das erweiterte Gamma-Verfahren

Bei Querschnitten mit vier und mehr Längslagen ist das erweiterte Gamma-Verfahren nach Schelling anzuwenden. Die γ -Werte sind über ein lineares Gleichungssystem und nicht mehr anhand einer geschlossenen Formel zu errechnen, wie in Anhang A.1 beschrieben.

$$[V] \cdot \gamma = s$$

Matrix

Koeffizienten-Matrix [V]				
	1	2	3	4
1	$\left[C_{1,2} \cdot \frac{\pi^2 EA_1}{\ell^2} \right] \cdot a_1$	$-C_{1,2} \cdot a_2$	0	0
2	$-C_{1,2} \cdot a_1$	$\left[C_{1,2} + C_{2,3} \cdot \frac{\pi^2 EA_2}{\ell^2} \right] \cdot a_2$	$-C_{2,3} \cdot a_3$	0
3	0	$-C_{2,3} \cdot a_2$	$\left[C_{2,3} + C_{3,4} \cdot \frac{\pi^2 EA_3}{\ell^2} \right] \cdot a_3$	$-C_{3,4} \cdot a_4$
4	0	0	$-C_{3,4} \cdot a_3$	$\left[C_{3,4} \cdot \frac{\pi^2 EA_4}{\ell^2} \right] \cdot a_4$

Rechte Seite s	
	1
1	$-C_{1,2} \cdot a_{1,2}$
2	$-C_{2,3} \cdot a_{2,3} + C_{1,2} \cdot a_{1,2}$
3	$-C_{3,4} \cdot a_{3,4} + C_{2,3} \cdot a_{2,3}$
4	$C_{3,4} \cdot a_{3,4}$

Tabellarische Berechnung:

<i>i</i>	<i>j</i>	<i>b</i>	$\frac{E_i}{E_c}$	<i>d_{ij}</i>	$\frac{E_i}{E_c} \cdot A_i$	<i>a_i</i>	<i>G_{j,k}</i>	<i>C_{j,k}</i>	$\Delta a_{j,k}$	$\frac{\pi^2 E \cdot A_i}{\ell^2}$
						$= b \cdot d_i$	$= \frac{b \cdot G_{j,k}}{d_{j,k}}$			
		[mm]	[-]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ²]
1		1000	1,00	40	40.000	-90				143,56
	1,2	1000	0,00	20			50	2.500	60	
2		1000	1,00	40	40.000	-30				153,56
	2,3	1000	0,00	20			50	2.500	60	
3		1000	1,00	40	40.000	30				143,56
	3,4	1000	0,00	20			50	2.500	60	
4		1000	1,00	40	40.000	90				143,56

Matrix mit Zahlenwerten:

Koeffizienten-Matrix [V]				
	1	2	3	4
1	-237.920	75.000	0	0
2	225.000	-154.307	75.000	0
3	0	75.000	154.307	-225.000
4	0	0	-75.000	237.920

Rechte Seite s	
1	-150.000
2	0
3	0
4	150.000

Lösung des Gleichungssystems

$$[V] \cdot y = s$$

$$y = [V]^{-1} \cdot s$$

	y
Y ₁	0,9128
Y ₂	0,8957
Y ₃	0,8957
Y ₄	0,9128

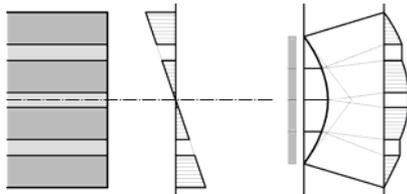
Trägheitsmoment

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n y_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2$$

$$I_{ef} = 4 \cdot 533,33 + 2 \cdot (0,9128 \cdot 32.400 + 0,8957 \cdot 3.600)$$

$$I_{ef} = 2.133,33 + 65.598,48 = \underline{67.732 \text{ cm}^4}$$

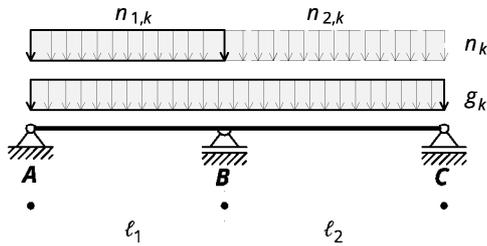
Spannungsverläufe



11.2 Decken

11.2.1 Decke als Zweifeldträger

Gegeben:



Wohnungsdecke, $l_1 = 4,5 \text{ m}$; $l_2 = 5,2 \text{ m}$

Nutzungsklasse 1

Brandanforderung: R60 einseitig

Einwirkungen:

Nutzlast: $n_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$, Kategorie A

Ständige Auflasten: $g_{2,k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Breite des Deckenfeldes: $b = 7,0 \text{ m}$

Gesucht: Dimensionierung für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

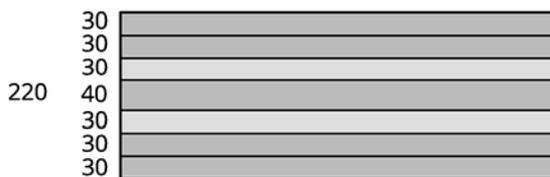
Berechnung

Vorbemessung

$$\frac{d}{\ell} = \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \rightarrow d = 173 \div 260 \text{ mm mit } \ell = \ell_2$$

gewählter Querschnitt: BSP 220 L7s2 (30l – 30l – 30w – 40l – 30w – 30l – 30l)

BSP 220 L7s2



Einwirkungen und Beiwerte

		kN/m^2	γ	KLED	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
$g_{1,k}$	G	1,21	1,35	ständig	0,60	-	-	-
$g_{2,k}$		2,00						
n_k	NA	2,50	1,50	mittel	0,80	0,70	0,50	0,20

Eigengewicht

$$g_{1,k} \approx \rho_{mean} \cdot A_{brutto} = 550 \text{ kg/m}^3 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm} \cdot 10^{-6} = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

Summe der ständigen Einwirkungen

$$g_k = g_{1,k} + g_{2,k} = 1,21 + 2,00 = 3,21 \text{ kN/m}^2$$

Querschnittswerte

Tragfähigkeit

Widerstandsmoment $W_{net} = 7.358 \text{ cm}^3$

Äquivalente Fläche für den Schubnachweis: $A_{\tau,R,net} = \frac{1,5 \cdot I_{0,net} \cdot b}{S_{0,R,net}} = 2.529 \text{ cm}^2$

Gebrauchstauglichkeit

Aus den unterschiedlichen Feldlängen ergeben sich unterschiedliche effektive Trägheitsmomente. Bei Längenverhältnissen $\ell_{max} / \ell_{min} \leq 1,25$ darf auf der sicheren Seite liegend I_{ef} für ℓ_{ref} gewählt werden.

$$\ell_{ref} = 0,8 \cdot 4,5 = 3,6 \text{ m} \quad I_{ef} = 62.586 \text{ cm}^4$$

Durch Iteration aus den Tabellenwerten:

$$\ell_{ref} = 3,0 \text{ m} \quad I_{ef} = 57.680 \text{ cm}^4$$

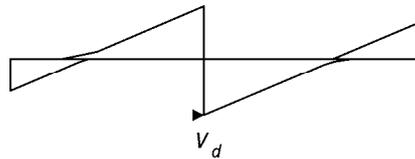
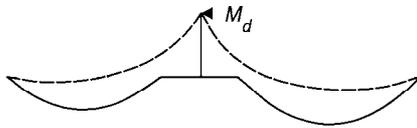
$$\ell_{ref} = 4,0 \text{ m} \quad I_{ef} = 65.856 \text{ cm}^4$$

$$E_{0,mean} = 11.000 \text{ N/mm}^2$$

Der Ersatzquerschnitt für die Berechnung in einem Stabwerksprogramm ergibt sich zu:

$$b_{ef} / h = 71/22 \text{ cm, mit } b_{ef} = \frac{I_{ef}}{I_{net}}$$

Schnittgrößen



Moment

Maximales Moment über dem Mittelauflager B:

$$M_{g,k} = -9,59 \text{ kNm}$$

$$M_{n1,k} = -2,94 \text{ kNm}$$

$$M_{n2,k} = -4,53 \text{ kNm}$$

Maßgebende Lastfallkombination in der seltenen Bemessungssituation:

$$M_d = Y_G \cdot M_{g,k} + Y_Q (M_{n1,k} + M_{n2,k})$$

$$M_d = 1,35 \cdot (-9,59) + 1,5 \cdot (-2,94 - 4,53)$$

$$\underline{M_d} = -12,94 - 11,20 = \underline{-24,14 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Querkraft

Maximale Querkraft rechts des Mittelauflagers B:

$$V_{g,k} = 10,19 \text{ kN}$$

$$V_{n1,k} = 0,56 \text{ kN}$$

$$V_{n2,k} = 7,37 \text{ kN}$$

Querschnitts-
tabelle

Maßgebende Lastfallkombination in der seltenen Bemessungssituation:

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{g,k} + \gamma_Q (V_{n1,k} + V_{n2,k})$$

$$V_d = 1,35 \cdot 10,19 + 1,5 \cdot (0,56 + 7,37)$$

$$\underline{V_d = 13,76 + 11,90 = 25,66 \text{ kN}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Auflagerreaktionen

$$B_{g,k} = 19,54 \text{ kN}$$

$$B_{n1,k} = 6,84 \text{ kN}$$

$$B_{n2,k} = 8,38 \text{ kN}$$

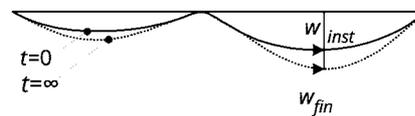
Maßgebende Lastfallkombination in der seltenen Bemessungssituation:

$$B_d = \gamma_G \cdot B_{g,k} + \gamma_Q (B_{n1,k} + B_{n2,k})$$

$$B_d = 1,35 \cdot 19,54 + 1,5 \cdot (6,84 + 8,38)$$

$$\underline{B_d = 26,38 + 22,83 = 49,21 \text{ kN}} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Durchbiegungen



Größte Durchbiegung in Feld 2, an der Stelle $x = 3,5 \text{ m}$ von Auflager B

$$w_{g,k} = w_{g1,k} + w_{g2,k} = 0,799 + 1,321 = 2,120 \text{ mm}$$

$$w_{n1,k} = -0,733 \text{ mm} \quad (\text{nicht berücksichtigt, da begünstigend})$$

$$w_{n2,k} = 2,336 \text{ mm}$$

Quasi-ständige Bemessungssituation

$$w_{fin,qs} = w_{inst,qs} + w_{creep}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qs}$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{n2,k}$$

$$w_{inst,qs} = 2,120 + 0,30 \cdot 2,336 = 2,821 \text{ mm}$$

$$w_{creep} = 0,8 \cdot 2,821 = 2,260 \text{ mm}$$

$$\underline{w_{fin,qs} = 2,821 + 2,260 = 5,1 \text{ mm}}$$

Charakteristische Bemessungssituation

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

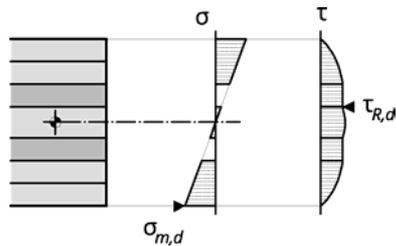
$$w_{inst} = w_{g,k} + w_{n2,k}$$

$$\underline{w_{inst} = 2,120 + 2,336 = 4,5 \text{ mm}}$$

$$\underline{w_{fin} = 4,456 + 2,260 = 6,7 \text{ mm}}$$

Nachweisführung

Grenzzustände der Tragfähigkeit



Nachweis der Biegespannungen

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{-24,14}{7.358} \cdot 1000 = -3,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,25} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

$$3,28 \text{ N/mm}^2 \leq 15,36 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (22 \%)}$$

Nachweis der Schubspannungen

$$\tau_{R,d} \leq f_{VR,d}$$

$$\tau_{R,d} = \frac{V_d \cdot S_{0,net}}{I_{0,net} \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{\tau,R,net}} = 1,5 \cdot \frac{25,66}{2.529} \cdot 10 = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{VR,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{VR,k}}{\gamma_m} = 0,8 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,70 \text{ N/mm}^2$$

$$0,15 \text{ N/mm}^2 \leq 0,70 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (22 \%)}$$

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Durchbiegungen

Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation (Erscheinungsbild)

Endverformung

$$w_{fin,q_s} \leq \frac{\ell}{250}$$

$$w_{fin,q_s} = 5,1 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell}{250} = \frac{5.200}{250} = 20,8 \text{ mm}$$

$$5,1 \text{ mm} \leq 20,8 \text{ mm} \quad \checkmark \text{ erfüllt (25 \%)}$$

Nachweis in der charakteristischen Bemessungssituation (Schadensvermeidung)

Anfangsverformung

$$w_{inst} \leq \frac{\ell}{300}$$

$$w_{inst} = 4,5 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell}{300} = \frac{5.200}{300} = 17,3 \text{ mm}$$

$$4,5 \text{ mm} \leq 17,3 \text{ mm} \quad \checkmark \text{ erfüllt (26 \%)}$$

Endverformung

$$w_{fin} \leq \ell/200$$

$$w_{fin} = 6,7 \text{ mm}$$

$$\ell/200 = \frac{5.200}{200} = 26,0 \text{ mm}$$

$$6,7 \text{ mm} \leq 26,0 \text{ mm} \checkmark \text{ erfüllt (26 \%)}$$

Die Endverformung in der charakteristischen Bemessungssituation ist als Maximalwert der zu erwartenden Durchbiegung für die Auslegung allfälliger Bewegungsfugen anzusetzen.

Schwingungen**Steifigkeiten:**

In Deckenspannrichtung:

$$(E \cdot I)_{\ell} = E \cdot I_{0,ef} = 11.000 \cdot 62.586 \cdot 10^{-5} = 6.884 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Quer zur Deckenspannrichtung:

6 cm Zementestrich, $E = 26.000 \text{ N/mm}^2$

$$(E \cdot I)_b = E \cdot I = 26.000 \cdot \frac{100 \cdot 6^3}{12} \cdot 10^{-5} = 468 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Frequenzkriterium

Einfluss der Querverteilung

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{\ell}{b} \right)^2 + \left(\frac{\ell}{b} \right)^4 \right] \cdot \frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_{\ell}}}$$

$$k_{quer} = \sqrt{1 + \left[\left(\frac{5,2}{7,0} \right)^2 + \left(\frac{5,2}{7,0} \right)^4 \right] \cdot \frac{468}{6.884}} = 1,029$$

Einfluss des statischen Systems

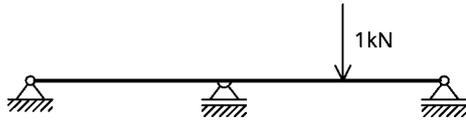
Aus Tabelle 6-2 für $\ell_{min}/\ell_{max} = 4,5/5,2 = 0,865$ ergibt sich $k_e = 1,113$.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot \ell^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_0}{m}} \cdot k_{quer} \cdot k_e$$

$$m = g_{1,k} + g_{2,k} = \frac{3.210 \text{ N/m}}{9,81 \text{ m/s}^2} \approx 327 \text{ kg/m}^2$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 5,2^2} \cdot \sqrt{\frac{11.000 \cdot 62.586}{327} \cdot 10^{-2}} \cdot 1,029 \cdot 1,113 = 9,65 \text{ Hz}$$

$$f_1 = 9,65 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz} \checkmark \text{ erfüllt (Schwingungsklasse I)}$$

Steifigkeitskriterium

Verformung zufolge einer Einheitslast $F = 1 \text{ kN}$ an ungünstigster Stelle für den Ein-Meter-Streifen (ohne Lastverteilung):

$$w_{stat} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot (E \cdot I)_\ell \cdot b_F}$$

Die Lastverteilung in Querrichtung kann ermittelt werden aus:

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell}} ; b \right\}$$

Mit der Annahme der Steifigkeitsverhältnisse $\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell} = \frac{468}{6.884} = \frac{1}{14,71}$ wird

$$b_F = \min \left\{ \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_b}{(E \cdot I)_\ell}} ; b \right\} = \min \{ 2,41 ; 7,0 \} = 2,41 \text{ m}$$

Die Verformung mit Lastverteilung ist demnach:

$$w_{stat} = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot (E \cdot I)_\ell \cdot b_F} = \frac{1000 \cdot 5,2^3}{48 \cdot 6.884 \cdot 2,41} = 0,18 \text{ mm}$$

Die Decke entspricht der Schwingungsklasse I

$$w_{stat} = 0,18 \text{ mm} \leq 0,25 \text{ mm} \checkmark \text{ erfüllt (Schwingungsklasse I)}$$

Schwingbeschleunigung

Für Decken ist in jedem Fall eine Mindestfrequenz von $f_{1,min} = 4,5 \text{ Hz}$ einzuhalten. Für Decken bei denen das Frequenzkriterium nicht erfüllt werden kann ($f_{1,min} \leq f_1 \leq f_{gr}$), ist bei weiterer Einhaltung des Steifigkeitskriteriums der Schwingungsnachweis über die Schwingbeschleunigung möglich.

Für Vollständigkeit wird die Schwingbeschleunigung ermittelt, obwohl sie für den Nachweis im vorliegenden Fall nicht erforderlich ist.

Für Brettsper Holzdecken mit schwimmendem Estrich und schwerem Fußbodenaufbau ergibt sich aus Tabelle 6-6 der Dämpfungsgrad zu

$$D = 0,04$$

Die modale Masse ist

$$M^* = m \cdot \frac{\ell}{2 \cdot k_{\text{quer}}} \cdot b = 327 \cdot \frac{5,2}{2 \cdot 1,029^2} \cdot 7 = 5.621 \text{ kg}$$

$$a_{\text{rms}} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot D \cdot M^*}$$

Gewichtskraft einer auf der betrachteten Decke gehenden Person

$$F_0 = 700 \text{ N}$$

Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Eigenfrequenz auf die Schwingbeschleunigung

$$\alpha = e^{-0,47 \cdot f_1} = e^{-0,47 \cdot 9,65} = 0,011$$

$$a_{\text{rms}} = \frac{0,4 \cdot 0,011 \cdot 700}{2 \cdot 0,04 \cdot 5.621} = 0,0068 \text{ m/s}^2$$

$$a_{\text{gr}} = 0,05 \text{ m/s}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (Schwingungsklasse I)}$$

Grenzzustände der Tragfähigkeit im Brandfall

Restquerschnitt

$$30l - 30l - 30w - 40l - 30w - 5l$$

Querschnittswerte

$$W_{\text{net},fi} = 2.291 \text{ cm}^3$$

$$A_{\tau,R,fi} = 1.020 \text{ cm}^2$$

Schnittgrößen

Moment

Maßgebende Lastfallkombination in der außergewöhnlichen Bemessungssituation:

$$M_{fi,d} = M_{g,k} + \psi_1 \cdot (M_{n1,k} + M_{n2,k})$$

$$M_{fi,d} = -9,59 + 0,5 \cdot (-2,94 - 4,53)$$

$$\underline{M_{fi,d} = -9,59 - 3,73 = -13,32 \text{ kNm}}$$

Querkraft

Maßgebende Lastfallkombination in der außergewöhnlichen Bemessungssituation:

$$V_{fi,d} = V_{g,k} + \psi_1 \cdot (V_{n1,k} + V_{n2,k})$$

$$V_{fi,d} = 10,19 + 0,5 \cdot (0,56 + 7,37)$$

$$\underline{V_{fi,d} = 10,19 + 3,96 = 14,16 \text{ kN}}$$

Querschnitts-
tabelle

Nachweis der Biegespannungen im Brandfall

$$\sigma_{m,fi,d} \leq f_{m,fi,d}$$

$$\sigma_{m,fi,d} = \frac{M_{fi,d}}{W_{net,fi}} = \frac{-13,32}{2.291} \cdot 1000 = -5,81 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,fi,d} = k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{m,k}}{Y_{m,fi}} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot \frac{24}{1,0} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

$$5,81 \text{ N/mm}^2 \leq 27,6 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (21 \%)}$$

Nachweis der Schubspannungen im Brandfall

$$\tau_{R,fi,d} \leq f_{R,fi,d}$$

$$\tau_{R,fi,d} = \frac{V_{fi,d}}{A_{\tau,R,net,fi}} = \frac{14,16}{1.020} \cdot 10 = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{R,fi,d} = k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot \frac{f_{VR,k}}{Y_{m,fi}} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,1}{1,0} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$0,14 \text{ N/mm}^2 \leq 1,26 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (11 \%)}$$

11.2.2 Konstruktion

Die Ausbildung von Stoßfugen wird in 9.1., Seite 97, behandelt.

11.2.3 Modellannahmen

Lastverteilung

Für die Lastausbreitung bei Wänden parallel zur Hauptspannrichtung (nach Abbildung 11-1) oder bei Stützen (nach Abbildung 11-2) wird ein Lastausbreitungswinkel zwischen 35° und 45° zur vertikalen angenommen. Da die Bemessung in der Regel am Ein-Meter-Streifen erfolgt, ist die auf der Breite b_m wirkende Einwirkung für die Bemessung auf den Ein-Meter-Streifen zu beziehen.

$$q = q_w \cdot \frac{1 \text{ m}}{b_m} \quad (11.1)$$

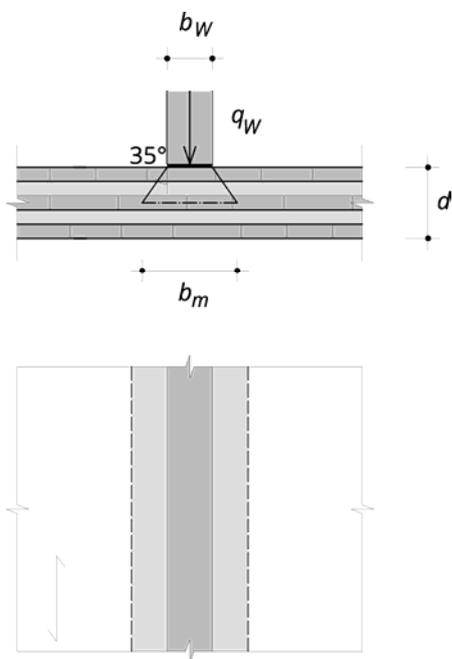


Abbildung 11-1: Lastverteilung von Wandlasten in Spannrichtung

$$Q = Q_{ST} \cdot \frac{1m}{b_m} \tag{11.2}$$

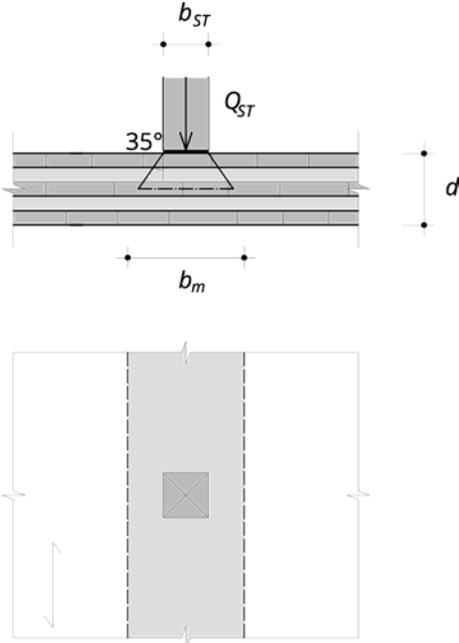
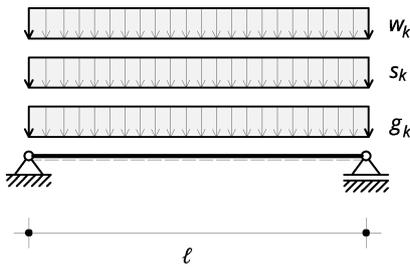


Abbildung 11-2: Lastverteilung von Einzellasten

11.3 Dächer

11.3.1 Flachdach als Einfeldträger



Gegeben: Einfeldträger $l = 4,5 \text{ m}$
 Nutzungsklasse 1
 Einwirkungen:
 ständige Auflasten $g_{2,k} = 0,6 \text{ kN/m}^2$
 Schnee $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
 Wind $w_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$

Gesucht: Dimensionierung für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.
 Schwingungsklasse III (keine Anforderung)

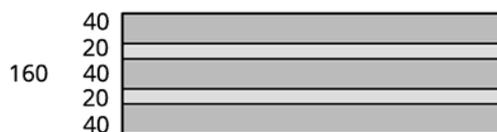
Berechnung

Vorbemessung

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{30} \rightarrow d = \frac{4.500}{30} = 150 \text{ mm}$$

gewählter Querschnitt: BSP 160 L5s (40l – 20w – 40l – 20w – 40l)

BSP 160 L5s



Einwirkungen

		kN/m^2	γ	KLED	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
$g_{1,k}$	G	0,88	1,35	ständig	0,60	-	-	-
$g_{2,k}$		0,60						
s_k	S2	1,50	1,50	kurz	0,90	0,50	0,20	0,00
w_k	W	0,20	1,50	kurz	0,90	0,60	0,20	0,00

Eigengewicht

$$g_{1,k} \approx \rho_{mean} \cdot A_{brutto} = 550 \text{ kg/m}^3 \cdot 100 \cdot 6 \cdot 10^{-4} = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = g_{1,k} + g_{2,k} = 0,88 + 0,06 = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

Querschnittswerte

Tragfähigkeit

$$W_{0,net} = 3.800 \text{ cm}^3$$

$$S_{R,net} = 2.400 \text{ cm}^3$$

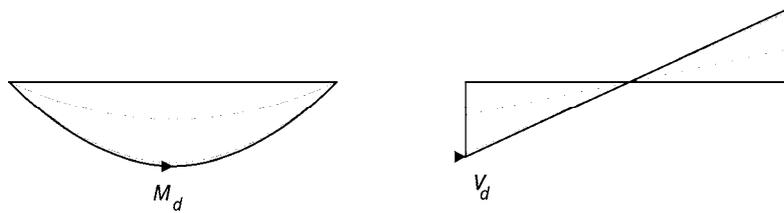
$$I_{0,net} = 30.400 \text{ cm}^4$$

Gebrauchstauglichkeit

$$\ell_{ref} = 4,5 \text{ m}$$

$$I_{0,ef} = 28.124 \text{ cm}^4$$

Schnittgrößen



Momente

$$M_{i,k} = \frac{q \cdot \ell^2}{8}$$

$$M_{g,k} = \frac{1,48 \cdot 4,5^2}{8} = 3,75 \text{ kNm}$$

$$M_{s,k} = \frac{1,5 \cdot 4,5^2}{8} = 3,80 \text{ kNm}$$

$$M_{w,k} = \frac{0,2 \cdot 4,5^2}{8} = 0,51 \text{ kNm}$$

In der maßgebenden Lastfallkombination

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{g,k} + \gamma_Q \cdot M_{s,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot M_{w,k}$$

$$M_d = 1,35 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 3,8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,51$$

$$\underline{M_d} = 5,06 + 5,7 + 0,46 = \underline{11,22 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,9)$$

Querkraft

$$V_i = \frac{q \cdot \ell}{2}$$

$$V_{g,k} = \frac{1,48 \cdot 4,5}{2} = 3,33 \text{ kN}$$

$$V_{s,k} = \frac{1,5 \cdot 4,5}{2} = 3,38 \text{ kN}$$

$$V_{w,k} = \frac{0,2 \cdot 4,5}{2} = 0,45 \text{ kN}$$

In der maßgebenden Lastfallkombination

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{g,k} + \gamma_Q \cdot V_{s,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot V_{w,k}$$

$$V_d = 1,35 \cdot 3,33 + 1,5 \cdot 3,38 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,45$$

$$\underline{V_d} = 4,50 + 5,07 + 0,41 = \underline{9,98 \text{ kNm}} \quad (k_{mod} = 0,9)$$

Durchbiegungen

$$w_{i,k} = \frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E I_{ef}}$$

$$E I_{ef} = 1.100 \cdot 28.124 \cdot 10^{-4} = 3.094 \text{ kNm}^2$$

$$w_{g,k} = \frac{5 \cdot 1,48 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 2,554 \text{ mm}$$

$$w_{s,k} = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 2,589 \text{ mm}$$

$$w_{w,k} = \frac{5 \cdot 0,2 \cdot 4,5^4}{384 \cdot 3.094} \cdot 1.000 = 0,345 \text{ mm}$$

Quasi-ständige Bemessungssituation

$$w_{fin,qs} = w_{inst,qs} + w_{creep}$$

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qs}$$

$$w_{inst,qs} = w_{g,k} + \psi_2 \cdot w_{s,k} + \psi_2 \cdot w_{w,k}$$

$$w_{inst,qs} = 2,554 + 0,00 \cdot 2,589 + 0,00 \cdot 0,345 = 2,554 \text{ mm}$$

$$w_{creep} = 0,8 \cdot 2,554 = 2,043 \text{ mm}$$

$$w_{fin,qs} = 2,554 + 2,043 = \underline{4,597 \text{ mm}}$$

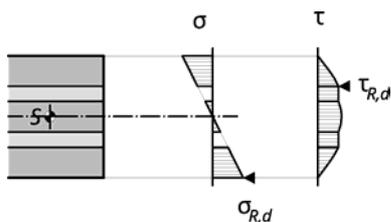
Charakteristische Bemessungssituation

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

$$w_{inst} = w_{g,k} + w_{s,k} + \psi_0 \cdot w_{w,k}$$

$$w_{inst} = 2,554 + 2,589 + 0,6 \cdot 0,345 = \underline{5,350 \text{ mm}}$$

$$w_{fin} = 5,350 + 2,043 = \underline{7,393 \text{ mm}}$$

Nachweisführung**Grenzzustände der Tragfähigkeit****Nachweis der Biegespannungen**

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{net}} = \frac{11,20 \cdot 100}{3.800} \cdot 10 = 2,95 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2$$

$$2,95 \text{ N/mm}^2 \leq 17,28 \text{ N/mm}^2 \quad \checkmark \text{ erfüllt (17 \%)}$$

Nachweis der Schubspannungen

$$\tau_{R,d} \leq f_{VR,d}$$

$$\tau_{R,d} = \frac{V_d \cdot S_{net}}{I_{net} \cdot b} = \frac{9,98 \cdot 2.400 \cdot 10}{30.400 \cdot 100} = 0,079 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{VR,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{VR,k}}{Y_m} = 0,9 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,792 \text{ N/mm}^2$$

$0,079 \text{ N/mm}^2 \leq 0,792 \text{ N/mm}^2$ ✓ erfüllt (10 %)

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Durchbiegungen



Nachweis in der quasi-ständigen Bemessungssituation (Erscheinungsbild)

Endverformung

$$w_{fin,qs} \leq \ell/250$$

$$w_{fin,qs} = 4,60 \text{ mm}$$

$$\ell/250 = \frac{4.500}{250} = 18 \text{ mm}$$

$4,60 \text{ mm} \leq 18 \text{ mm}$ ✓ erfüllt (26 %)

Nachweis in der charakteristischen Bemessungssituation (Schadensvermeidung)

Anfangsverformung

$$w_{inst} \leq \ell/300$$

$$w_{inst} = 5,35 \text{ mm}$$

$$\ell/300 = \frac{4.500}{300} = 15 \text{ mm}$$

$5,35 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$ ✓ erfüllt (36 %)

Endverformung

$$w_{fin} \leq \ell/200$$

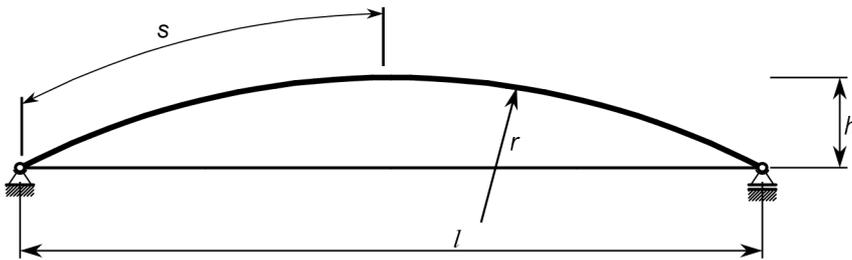
$$w_{fin} = 7,39 \text{ mm}$$

$$\ell/200 = \frac{4.500}{200} = 22,5 \text{ mm}$$

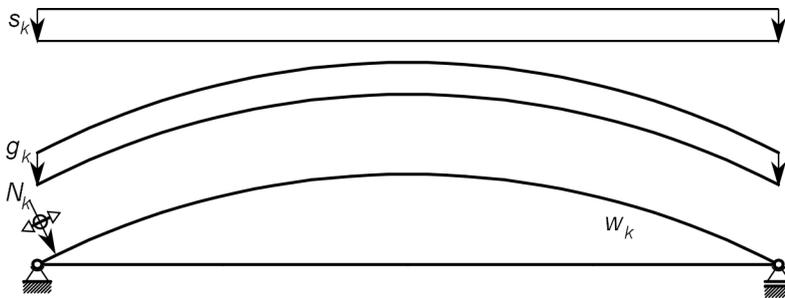
$7,39 \text{ mm} \leq 22,5 \text{ mm}$ ✓ erfüllt (33 %)

Die Endverformung in der charakteristischen Bemessungssituation ist als Maximalwert der zu erwartenden Durchbiegung für die Auslegung allfälliger Bewegungsfugen anzusetzen.

11.4 Tonnendach



Gegeben: Tonnendach: $l = 7,0 \text{ m}$, $h = 0,85 \text{ m}$, Kreisbogen mit Zugband
Nutzungsklasse 1



Einwirkungen:

Ständige Auflasten $g_{2,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Schnee $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Wind $w_A = 0,1 \text{ kN/m}^2$, $w_B = -0,4 \text{ kN/m}^2$, $w_C = -0,08 \text{ kN/m}^2$

(Aufstellung laut EN 1991-1-4)

Dachelemente BSP 130 C5s (30l - 20 w - 30l - 20w - 30l) gekrümmt

Zugbänder: $\varnothing 20 \text{ mm}$ je Meter, S235

Gesucht: Dimensionierung für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Berechnung

Gekrümmte Elemente

Aus der kreisförmigen Bogengeometrie ergibt sich ein zu den Angaben gehöriger Krümmungsradius von:

$$r = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2}{2 \cdot h} = 7,631 \text{ m}$$

Die maximale Brettstärke ergibt sich entsprechend zu:

$$d_{\text{max,vorh.}} \leq d_{\text{grenz}}$$

$$d_{\text{grenz}} = \frac{r}{250} = \frac{7,631}{250} = 30,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max,vorh.}} = 30 \text{ mm}$$

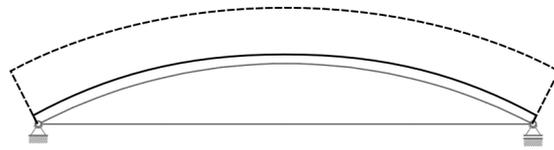
30 mm ≤ 30,5 mm ✓ erfüllt

Statische Berechnung der Schnittgrößen mittels EDV

Steifigkeiten: Bogen: $I_{net} = 15.675 \text{ cm}^4$; $A_{net} = 900 \text{ cm}^2$; $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$

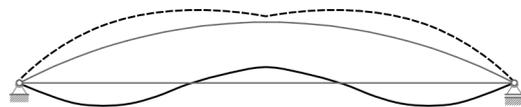
Zugband: $A_{net} = 3.145 \text{ cm}^2$; $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

[N]



$\min N_d = -28,71 \text{ kN}$ $\max N_d = -4,10 \text{ kN}$

[M]



$\min M_d = -1,96 \text{ kNm}$ $\max M_d = 5,45 \text{ kNm}$

Nachweisführung

Bogen – Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicken: Druck und Biegung konservativ mit den größten Schnittgrößen $\min N_d$ und $\max M_d$. Genau wird mit den jeweils zugehörigen Schnittgrößen gearbeitet.

Die Knicklänge von Zweigelenkbögen kann zu $\ell_k = 1,25 \cdot s$ abgeschätzt werden.

$$\text{Öffnungswinkel des Bogens: } \alpha = 2 \cdot \arctan \left(\frac{b}{\left(\frac{\ell}{2}\right)^2 + h^2} \right) = 54,60^\circ$$

$$\text{Bogenlänge der Bogenhälfte: } s = \frac{r \cdot \alpha}{2} = 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Knicklänge: } \ell_k = 1,25 \cdot s = \underline{4,64 \text{ m}}$$

Zugband – Tragfähigkeit

Mit dem Netto-Querschnitt ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit für $\max N_d = 26,20 \text{ kN}$ zu führen.

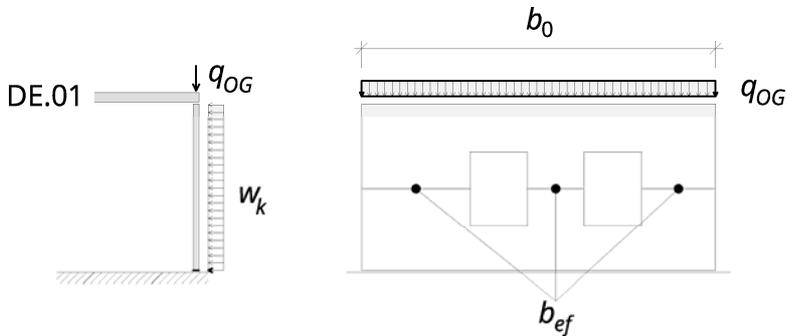
Gebrauchstauglichkeit

Überprüfung der vertikalen Scheiteldurchbiegung und der horizontalen Verschiebung des Gleitlagers

11.5 Wände

Als Wände werden stehende, an ihrer Unterseite linear gelagerte Brettsperrholz-Elemente bezeichnet.

11.5.1 Vertikal belastete Wand

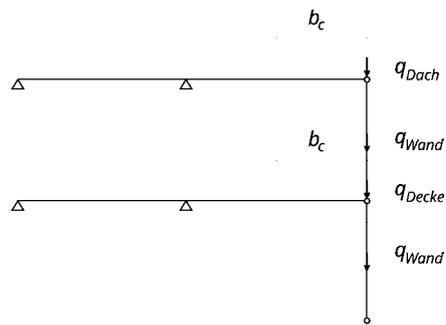


Gegeben: Außenwand $\ell_k = 2,95 \text{ m}$; $b_0 = 4,54 \text{ m}$; $b_{ef} = 2,40 \text{ m}$

Nutzungsklasse 1

Einwirkungen:

Lasten aus aufgehenden Geschossen:



Gesamte Auflast für die Wand: $q_d = 30 \text{ kN/m}$ (Bemessungswert)

Winddruck quer zur Wandebene $w_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

Element: BSP 90 C3s (30l – 30w – 30l)

Gesucht: Dimensionierung für Tragfähigkeit

Berechnung



Querschnittswerte für den Ein-Meter-Streifen

$$i_{ef} = 2,97 \text{ cm}, \quad \lambda = 99$$

$$A_{net} = 600 \text{ cm}^2, \quad W_{net} = 1.300 \text{ cm}^3$$

im Brandfall (R30 einseitig):

$$i_{ef,fi} = 1,63 \text{ cm}, \quad \lambda = 181$$

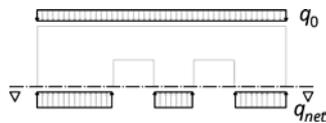
$$A_{net,fi} = 335 \text{ cm}^2, \quad W_{net,fi} = 209 \text{ cm}^3$$

Schwerpunktslage: $z_{fi} = 19,89 \text{ mm}$

Exzentrizität durch Abbrand: $e_{fi} = z_{kalt} - z_{fi} = 45,00 - 19,89 \text{ mm} = 25,1 \text{ mm}$

Berücksichtigung von Wandöffnungen

Bei vertikaler Lastabtragung führen Wandöffnungen zu größeren Kräften im reduzierten Wandquerschnitt. Im Allgemeinen kann annähernd von gleichmäßig verteilten Kräften ausgegangen werden.



Auf den Ein-Meter-Streifen bezogen ergibt dies

$$f_b = \frac{b_0}{b_{eff}} = \frac{4,54}{2,40} = 1,89$$

$$N_d = f_b \cdot q_d = 1,89 \cdot 30 = 57 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{Y_Q \cdot w_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 0,8 \cdot 2,95^2}{8} = 1,31 \text{ kNm}$$

Nachweisführung

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Knicknachweis

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

Knickbeiwert für die Schlankheit $\lambda = 99$

$$k_{c,y} = 0,403$$

$$f_{c,0,d} = 13,4 \text{ N/mm}^2, \quad f_{m,d} = 15,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\frac{N_d}{A_{net}}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\frac{M_d}{W_{net}}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{57}{600} \cdot 10}{0,403 \cdot 13,4} + \frac{\frac{1,31 \cdot 100}{1.300} \cdot 10}{15,3} \leq 1$$

$$\frac{0,95}{5,40} + \frac{1,008}{15,3} \leq 1$$

$$0,176 + 0,066 \leq 1$$

$$0,242 \leq 1 \quad \checkmark \text{ erfüllt (24 \%)}$$

Schubspannungen

Auf den Nachweis der Schubspannungen wird wegen der geringen Querkräfte an dieser Stelle verzichtet.

Grenzzustände der Tragfähigkeit im Brandfall

Die Bemessungsschnittgrößen im Brandfall können nach EN 1995-1-2 vereinfacht aus den Bemessungsschnittgrößen der Kaltbemessung ermittelt werden:

$$N_{fi,d} \approx \eta_{fi} \cdot N_d = 0,6 \cdot 57 = 34,2 \text{ kN}$$

Das Bemessungsmoment ergibt sich aus der Exzentrizität im Brandfall zu:

$$M_{fi,d} = N_{fi,d} \cdot e_{fi} = 34,2 \cdot \frac{25,11}{1.000} = 0,86 \text{ kNm}$$

Knicknachweis

$$\frac{\frac{N_{fi,d}}{A_{net,fi}}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,fi,d}} + \frac{\frac{M_{fi,d}}{W_{net,fi}}}{f_{m,fi,d}} \leq 1$$

Knickbeiwert für die Schlankheit $\lambda = 181$

(empfohlene Grenzzschlankheit im Brandfall $\lambda_{fi,grenz} = 200$ eingehalten)

$$k_{c,y} = 0,127$$

Tabelle 5-2

Tabelle 3-3

Tabelle 5-2

$$f_{c,0,fi,d} = 24,1 \text{ N/mm}^2, \quad f_{m,d} = 27,6 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 7-1

$$\frac{34,2}{335} + \frac{0,86 \cdot 100}{209} \leq 1$$

$$0,127 \cdot 24,1 + \frac{0,86 \cdot 100}{27,6} \leq 1$$

$$\frac{34,2}{335} \cdot 10 + \frac{0,86 \cdot 100}{209} \cdot 10 \leq 1$$

$$0,127 \cdot 24,1 + \frac{0,86 \cdot 100}{27,6} \leq 1$$

$$\frac{1,021}{3,06} + \frac{4,12}{27,6} \leq 1$$

$$0,334 + 0,149 \leq 1$$

$$0,484 \leq 1 \quad \checkmark \text{ erfüllt (48 \%)}$$

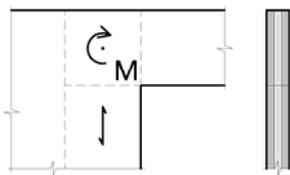
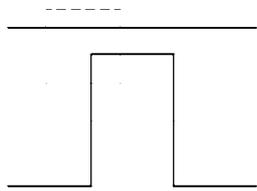
Schubspannungen

Auf den Nachweis der Schubspannungen wird wegen der geringen Querkräfte an dieser Stelle verzichtet.

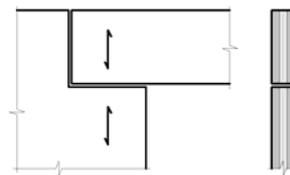
11.5.2 Konstruktion

11.5.3 Modellannahmen – Stürze

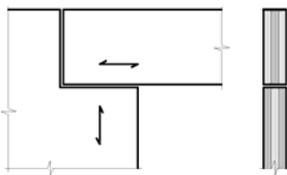
Ausführungsvarianten



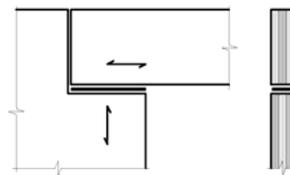
a) Sturz aus BSP ausgeschnitten



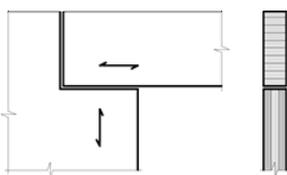
b) Sturz aus BSP eingelegt mit vertikaler Decklage



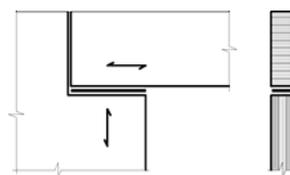
c) Sturz aus BSP eingelegt mit horizontaler Decklage



d) ... mit eingelegetem Stahlblech (Auflagerpressung)



e) Sturz aus BSH eingelegt



f) ... mit eingelegetem Stahlblech (Auflagerpressung)

Abbildung 11-3: Ausführungsvarianten für Stürze in BSP-Wänden

Abbildung 11-3 zeigt Ausführungsvarianten für Stürze in Wänden aus Brettsperrholz. Die Einspannung von ausgeschnittenen Stürzen nach Bild a) beträgt in den meisten Fällen etwa 60 bis 70 % der Volleinspannung und kann aus der Betrachtung eines Rahmens – mit vertikalen Wandstreifen für die Stiele und den Sturz als Riegel – gewonnen werden. Die weiteren Varianten sind Einfeldsysteme mit Trägern aus Brettsperrholz hochkant oder Brettschichtholz. In Bild c) wird die Auflagerkraft vom Sturz in die Wand über Pressung quer zur Faser übertragen. Durch Einlage einer Stahlplatte nach Bild d) kann dies vermieden werden und die Kraft über Hirnholzpressung abgeleitet werden. Für Sturzträger aus Brettschichtholz oder Vollholz nach Bild e) kann durch Einlegen einer Stahlplatte nach Bild f) die Pressungsfläche von den stehenden Lagen der Wand auf die gesamte Trägerbreite vergrößert werden.

11.6 Wandscheiben

Wandartige Träger finden als tragende Parapetträger, Attikaträger, Hallenbinder oder geschosshohe Wände Einsatz. Sie können genutzt werden, um aufgehängte Deckenlasten abzuleiten oder die Lasten von überstehenden Gebäudeteilen abzuleiten.

Bei Trägern aus Brettsperrholz kann gegenüber Brettschichtholz eine höhere Schubtragfähigkeit durch die gesperrten Lagen erzielt werden. Der für Biegung nutzbare Querschnitt ergibt sich aus der Summe der horizontalen, also in Tragrichtung laufenden Lagen.

Für wandartige Träger ab einem Verhältnis von Spannweite zu Höhe von etwa $h : \ell \geq 1 : 4$ ist der nicht lineare Spannungsverlauf zu berücksichtigen. Die Spannungsverteilung für wandartige Träger ist beispielhaft in Abbildung 11-4 dargestellt. Während der Spannungsverlauf des Balkens geradlinig ist, ist er beim wandartigen Träger stark gekrümmt. Mit abnehmendem ℓ/h -Verhältnis wird die Zugzone niedriger und die Druckzone höher. Die Spannung am Biegezugrand des wandartigen Trägers nimmt nicht nach der Momentenlinie ab, sondern behält ihre Größe im Feld über längere Strecken bei.

Nach Scheibentheorie ermittelte Randspannungen hängen vom Lastangriff oben oder unten und dem ℓ/h -Verhältnis des Trägers ab. In den allermeisten Fällen bleiben sie unter dem dreifachen Wert einer linear angenommenen Spannungsverteilung eines Balkens. Bei einem Verhältnis von $h : \ell = 1 : 2$ betragen sie etwa das 1,5-fache. Das Diagramm der Schubspannungen zeigt ebenfalls einen anderen Verlauf, mit einem gegenüber dem Balken tiefer liegenden Maximum. Die maximale Schubspannung bleibt bei $h : \ell = 1 : 2$ unter dem 1,5-fachen der Schubspannung nach Balkentheorie.

Bei durchlaufenden Systemen wirkt sich der Einfluss der Schubverformungen auf die Schnittgrößen aus. Die Stützmomente werden geringer, die Feldmomente größer. Es ist zu empfehlen, die Momente und die daraus resultierenden Biegelängsspannungen sowie die Verformungen an einem Einfeldträger über die größte Spannweite zu ermitteln. Die Auflagerkräfte und Querkräfte können mit Berücksichtigung der Durchlaufwirkung ermittelt werden.

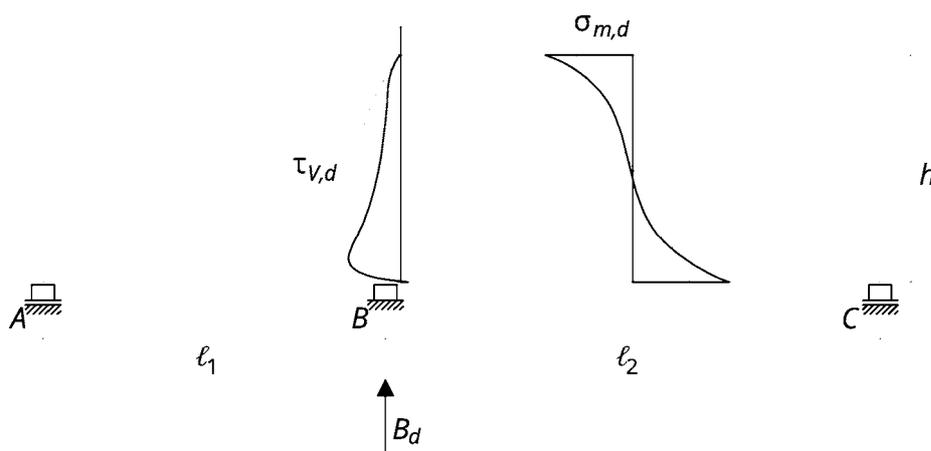
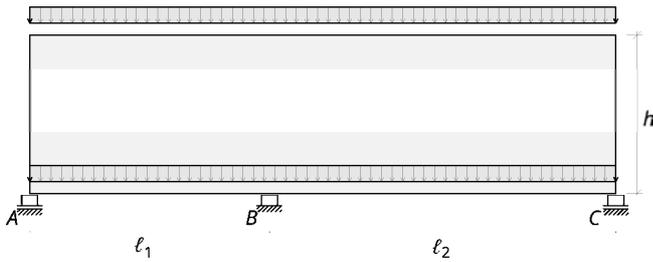


Abbildung 11-4: Spannungsverteilung bei wandartigen Trägern

11.6.1 Wandscheiben



Gegeben: Zweifeldträger $l_1 = 4,5 \text{ m}$, $l_2 = 4,5 \text{ m}$

Nutzungsstufe 1

Einwirkungen:

Ständige Auflasten: oben: $g_k = 4 \text{ kN/m}$, unten: $g_k = 7,72 \text{ kN/m}$

Nutzlasten: unten: $n_k = 6 \text{ kN/m}$ (Feldweise ungünstig) (Nutzlast Kategorie A)

Schnee: oben: $s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$ (unter 1.000 m Seehöhe – S2)

Wind: oben: $w_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Querschnitt: BSP 130 C5s (30l – 20w – 30l – 20w – 30l)

Gesucht: Dimensionierung für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Berechnung

Einwirkungen

		kN/m^2	Y_G, Y_Q	KLED	k_{mod}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
g_k	G	11,72	1,35	ständig	0,60	-	-	-
$n_{1,k}$ und $n_{2,k}$	NA	6,00	1,50	mittel	0,80	0,70	0,50	0,30
s_k	S2	3,50	1,50	kurz	0,90	0,50	0,20	0,00
w_k	W	0,50	1,50	kurz	0,90	0,60	0,20	0,00

Bemessungswert der Einwirkung in der maßgebenden Lastkombination

$$q_d = Y_G \cdot g_k + Y_Q \cdot n_k = 1,35 \cdot 11,72 + 1,50 \cdot 6,00 = 24,9 \text{ kN/m} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Auflager

$$B_d \approx 1,25 \cdot q_d \cdot \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} = 1,25 \cdot 24,9 \cdot \frac{4,5 + 6,5}{2} = 171,2 \text{ kN} \quad (k_{mod} = 0,8)$$

Schnittgrößen

Moment

Ermittelt für einen Einfeldträger mit der Länge von $\ell_2 = 6,5 \text{ m}$

$$M_d = \frac{q_d \cdot \ell_2^2}{8} = \frac{24,9 \cdot 6,5^2}{8} = 131,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_{z,90,net}} = \frac{131,5 \cdot 100 \cdot 10}{60.000} = 2,19 \text{ N/mm}^2$$

Querkraft

$$V_d = 0,625 \cdot q_d \cdot \ell_2 = 0,625 \cdot 24,9 \cdot 6,5 = 101,2 \text{ kN}$$

$$\tau_{V,S,d} = 1,5 \cdot \frac{V_d}{A_{z,90,net}} = 1,5 \cdot \frac{101,2}{1.200} \cdot 10 = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

Verformung

Charakteristischer Wert der Einwirkung

$$q_k = g_k + n_k + \psi_0 \cdot s_k + \psi_0 \cdot w_k = 11,72 + 6,0 + 0,50 \cdot 3,5 + 0,6 \cdot 0,5 = 19,8 \text{ kN/m}$$

$$w_{inst} = \frac{5 \cdot q_k \cdot \ell_2^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{q_k \cdot \ell_2^2}{8 \cdot G \cdot A_s}$$

$$I_{z,90,net} = \frac{b_{z,90,net} \cdot h^3}{12} = \frac{4 \cdot 300^3}{12} = 9.000.000 \text{ cm}^4$$

$$E = 1.100 \text{ kN/cm}^2$$

$$E \cdot I = 1.100 \cdot 9.000.000 \cdot 10^{-4} = 990.000 \text{ kNm}^2$$

$$A_s = b_{brutto} \cdot h = 13 \cdot 300 = 3.900 \text{ cm}^2$$

$$G^* = 0,75 \cdot G = 0,75 \cdot 69 = 51,75 \text{ kN/cm}^2$$

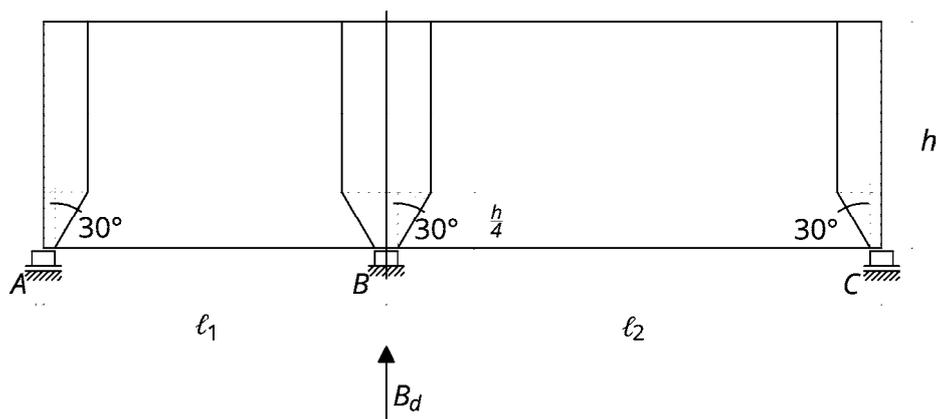
$$G^* A_s = 51,75 \cdot 3.900 = 201.825 \text{ kN}$$

$$w_{inst} = \left(\frac{5 \cdot 19,8 \cdot 6,5^4}{384 \cdot 990.000} + \frac{19,8 \cdot 6,5^2}{8 \cdot 201.825} \right) \cdot 10^3 = 0,465 + 0,518 = \underline{1 \text{ mm}}$$

Auflagerpressung

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{B_d}{A_{c,net}} = \frac{171,2}{20 \cdot 9} \cdot 10 = 9,51 \text{ N/mm}^2$$

Knickgefährdeter Wandpfeiler über dem Auflager



Lastausbreitung in den Wandpfeiler mit 30°

$$b_{st} = 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan(30^\circ) = 2 \cdot \frac{300}{4} \cdot 0,577 = 86 \text{ cm}$$

$$n_d = \frac{B_d}{b_{st}} = \frac{171,2}{0,86} = 199 \text{ kN/m}$$

auf einen Ein-Meter-Streifen bezogen

$$n_{1,d} = n_d \cdot \frac{1}{b_{st}} = 199 \cdot \frac{1}{0,86} = 232 \text{ kN/m}$$

Knicken

$$\ell_k = h = 3,0 \text{ m}$$

$$i_{ef} = 3,91 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i_{ef}} = \frac{300}{3,91} = 77$$

$$k_{c,y} = 0,622$$

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{0,net}} = \frac{232}{900} = 2,58 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{0,net} = 9 \cdot 100 = 900 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{21}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$2,58 \text{ N/mm}^2 \leq 0,622 \cdot 13,44$$

$$2,58 \text{ N/mm}^2 \leq 8,36 \text{ N/mm}^2 \checkmark \text{ erfüllt (31 \%)}$$

Tabelle 5-2

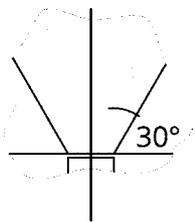


Abbildung 11-5: Lastausbreitung von der Auflagerachse

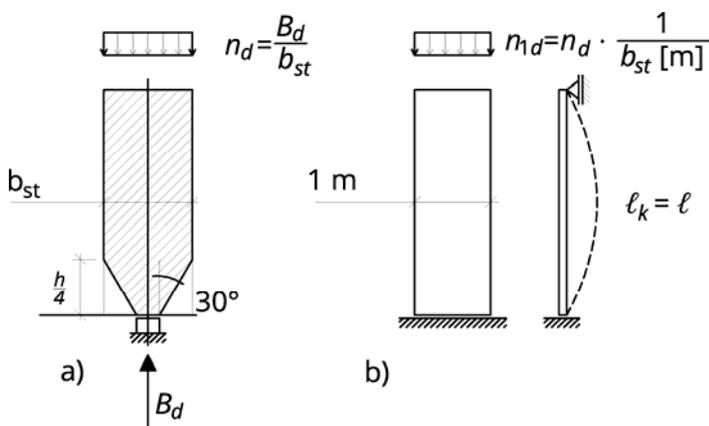


Abbildung 11-6: Wandpfeiler mit Umrechnung der Last auf eine Stütze mit 1 m Breite

Anhang Berechnungsverfahren

A.1 Das erweiterte Gamma-Verfahren

Das in den Normen angeführte Gamma-Verfahren ist auf zwei und drei Längslagen, also drei- und fünfplagige Brettspertholz-Querschnitte beschränkt. Für sieben und mehr Längslagen ist das Verfahren zu erweitern. Die Gamma-Werte können dann über ein lineares Gleichungssystem ermittelt werden.

A.1.1 Voraussetzungen und Annahmen:

Die nachgiebig verbundenen Teilquerschnitte (Längslagenstärke und E-Moduln) können jeweils unterschiedliche Querschnitte und Steifigkeiten aufweisen, sind aber über die gesamte Trägerlänge konstant. Die Steifigkeit der nachgiebigen Koppelungen (also die Querlagen mit ihren jeweiligen Stärken und Rollschubmoduln) bleiben ebenfalls konstant, was bei durchgängiger Verleimung der Querlagen vorausgesetzt werden kann.

Mit ausreichender Genauigkeit werden die Längssteifigkeiten der Querlagen vereinfachend gleich Null gesetzt.

Das Gamma-Verfahren beruht auf dem Ansatz einer sinusförmig verteilten Belastung und entsprechender Verformungsfigur und auf der Annahme, dass alle Querschnittsteile in betrachteten Schnitten eben bleiben.

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Querschnitt, mit Ansatz der Krümmungs-Momentenbeziehung und der Betrachtung der Verschiebungen der Fugen lässt sich ein gekoppeltes Differentialgleichungssystem aufstellen, mit welchem die Dehnungen und Krümmungen der einzelnen Teilquerschnitte ermittelt werden können. Durch Ansatz der erwähnten Sinusverteilung vereinfacht sich dieses Differentialgleichungssystem zu einem linearen Gleichungssystem, dass sich nach den Gamma-Werten für die einzelnen Längslagen auflösen lässt.

A.1.2 Ermittlung des Gesamtschwerpunktes

$$z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot o_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i}$$

o_i Abstand der Einzelschwerpunkte jeder Längslage von der Oberkante

z_s Abstand des Gesamtschwerpunkts von der Oberkante

$a_i = o_i - z_s$ Abstand des Einzelschwerpunkts der Längslage i vom Gesamtschwerpunkt

A.1.3 Aufstellen des Gleichungssystems

Bei mehr als drei Längslagen wird die Steifigkeit des Querschnittes nicht mehr von der Nachgiebigkeit zur jeweils benachbarten Längslage alleine bestimmt. Die nachgiebige Koppelung zu den weiter entfernt liegenden Längslagen ist zu berücksichtigen, wie in A.1.1 beschrieben.

Das Gleichungssystem hat folgende Gestalt:

$$[V] \cdot \gamma = s \quad (1)$$

$$\begin{bmatrix} v_{1,1} & v_{1,2} & 0 & 0 & 0 \\ v_{2,1} & v_{2,2} & v_{2,3} & 0 & 0 \\ 0 & v_{3,2} & v_{3,3} & v_{3,4} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & v_{m,m-1} & v_{m,m} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \vdots \\ \gamma_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ \vdots \\ s_m \end{bmatrix}$$

(2)

Linke Seite

$$C_{j,k} = \frac{b \cdot G_{R,jk}}{d_{j,k}} \quad (3)$$

$$D_i = \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot b \cdot d_i}{\ell_{ref}^2} \quad (4)$$

$$v_{i,i-1} = -C_{i-1,i} \cdot a_{i-1} \quad (5)$$

$$v_{i,i} = (C_{i-1,i} + C_{i,i+1} + D_i) \cdot a_i \quad (6)$$

$$v_{i,i+1} = -C_{i,i+1} \cdot a_{i+1} \quad (7)$$

Rechte Seite

$$s_i = -C_{i,i+1} \cdot (a_{i+1} - a_i) + C_{i-1,i} \cdot (a_i - a_{i-1}) \quad (8)$$

Das Gleichungssystem für vier Längslagen lautet:

$$\begin{bmatrix} v_{1,1} & v_{1,2} & 0 & 0 \\ v_{2,1} & v_{2,2} & v_{2,3} & 0 \\ 0 & v_{3,2} & v_{3,3} & v_{3,4} \\ 0 & 0 & v_{4,3} & v_{4,4} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \gamma_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ s_4 \end{bmatrix}$$

Es nimmt nach Einsetzen folgende Form an:

$$\begin{bmatrix} (C_{1,2} + D_1) \cdot a_1 & -C_{1,2} \cdot a_2 & 0 & 0 \\ -C_{1,2} \cdot a_1 & (C_{1,2} + C_{2,3} + D_2) \cdot a_2 & -C_{2,3} \cdot a_3 & 0 \\ 0 & -C_{2,3} \cdot a_2 & (C_{2,3} + C_{3,4} + D_3) \cdot a_3 & -C_{3,4} \cdot a_4 \\ 0 & 0 & -C_{3,4} \cdot a_3 & (C_{3,4} + D_4) \cdot a_4 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \gamma_1 \\ \gamma_2 \\ \gamma_3 \\ \gamma_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -C_{1,2} \cdot (a_2 - a_1) \\ -C_{2,3} \cdot (a_3 - a_2) + C_{1,2} \cdot (a_2 - a_1) \\ -C_{3,4} \cdot (a_4 - a_3) + C_{2,3} \cdot (a_3 - a_2) \\ C_{3,4} \cdot (a_4 - a_3) \end{bmatrix}$$

(9)

A.1.4 Lösung

$$\gamma = [V]^{-1} \cdot s \quad (10)$$

Die Lösung des linearen Gleichungssystems sind die Gamma-Werte für die einzelnen Längslagen.

A.1.5 Trägheitsmoment

Das Trägheitsmoment lässt sich wie beim einfachen Gamma-Verfahren ermitteln:

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^3 \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d_i^3}{12} + \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot a_i^2 \quad (11)$$

A.1.6 Spannungsnachweise

Die Spannungsnachweise werden im vorliegenden Leitfadens mit der Annahme starr verbundener Querschnittsteile geführt. Dies entspricht den meisten Zulassungen und einigen Stellen der Fachliteratur und ist in Kapitel 4 dargelegt.

A.2 Der mehrlagig schubnachgiebig verbundene Balken

Timoshenko-Balken nach Bogensperger, Moosbrugger¹ und Altenbach et al. (1996)

A.2.1 Bezeichnung der Lagen und Abstände

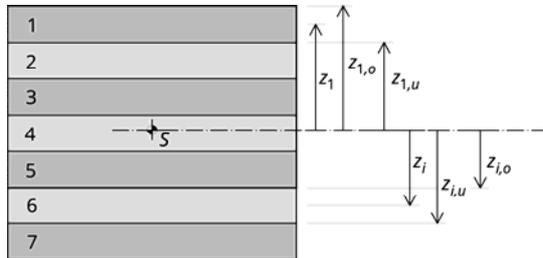


Abbildung 11-7: Bezeichnungen für die einzelnen Lagen am Beispiel eines sieben-schichtigen Brettsperrholzelements

A.2.2 Gesamtquerschnitt

Schwerpunktslage nach starrem Verbund

n Anzahl der Lagen

$\bar{z}_i = \sum_{k=1}^{i-1} d_k + \frac{d_i}{2}$ Position der Einzelschwerpunkte jeder Längslage (gemessen von Oberkante)

$\bar{z}_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot \bar{z}_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i}$ Gesamtschwerpunkt (gemessen von Querschnittsoberkante)

$z_i = \bar{z}_i - \bar{z}_s$ Schwerpunktsabstand der Einzelschwerpunkte

$z_{i,o} = z_i - \frac{d_i}{2}$ Schwerpunktsabstand der Einzelrandfaser oben

$z_{i,u} = z_i + \frac{d_i}{2}$ Schwerpunktsabstand der Einzelrandfaser unten

m Index der den Schwerpunkt enthaltenden Lage

A.2.3 Trägheitsmoment

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot d_i \cdot z_i^2$$

¹ Schickhofer et al. (2010)

A.2.4 Schubfläche

$$G \cdot A_s = \frac{\sum G \cdot A}{\kappa_z} = \kappa \cdot \sum G \cdot A$$

Schubkorrekturfaktor(Querschubzahl)

Modifiziert für Berücksichtigung der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln E und Schubmoduln G.

Die Schubkorrektur wird in der Literatur einmal

- über den Schubkorrekturbeiwert κ_z (Kappa mit Index z) $\kappa_z \geq 1,2$

und einmal

- über den Schubkorrekturfaktor κ (Kappa ohne Index), $\kappa = \frac{1}{\kappa_z}$ mit $\kappa \leq 0,83$

erfasst.

Schubkorrekturbeiwert:

$$\kappa_z = \frac{\sum G \cdot A}{(E \cdot I_{y,net})^2} \cdot \int_h \frac{[E(z) \cdot S(z)]^2}{G(z) \cdot b} dz \quad (12)$$

$$\kappa_z = \frac{\sum G \cdot A}{(E \cdot I_{y,net})^2} \cdot \int_h \frac{[E(z) \cdot \int A \cdot z dz]^2}{G(z) \cdot b} dz \quad (13)$$

Schubkorrekturfaktor:

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_z} \quad (14)$$

für Rechtecke: $\kappa = \frac{5}{6} = 0,83$

Richtwerte für Brettsperrholz aus Standardlamellen mit unterschiedlichen Dicken (20, 30, 40 mm):

Typ 3s: $0,15 \leq \kappa \leq 0,18$

Typ 5s: $0,18 \leq \kappa \leq 0,20$

Typ 7s: $0,25 \leq \kappa \leq 0,29$

Typ 9s: $0,26 \leq \kappa \leq 0,29$

Die Schubsteifigkeit ergibt sich zu:

$$G \cdot A_s = \kappa \cdot G \cdot A_{net} \quad (15)$$

Tabellarische Berechnung des Schubkorrekturfaktors

Das doppelte Integral $\int_h \frac{[E(z) \cdot S(z)]^2}{G(z) \cdot b} dz = \int_h \frac{[E(z) \cdot \int A \cdot z dz]^2}{G(z) \cdot b} dz$ kann lagenweise bestimmt und aufsummiert werden. Dabei wird zuerst der obere Querschnittsteil von der Querschnittsoberkante $z = z_{1,o}$ bis zum Querschnittsschwerpunkt betrachtet und dann der untere Querschnittsteil von der Querschnittsunterkante $z = z_{n,u}$ bis zum Querschnittsschwerpunkt $z = 0$.

$$\int [E \cdot S]^2 dz = \underbrace{\sum_{i=1}^{m-1} \int_{z_{i,o}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 dz}_{\text{oberer Querschnittsteil}} + \underbrace{\int_{z_{m,o}}^0 [E \cdot S]^2 dz + \sum_{i=n}^{m+1} \int_{z_{i,u}}^{z_{i,o}} [E \cdot S]^2 dz + \int_0^{z_{m,u}} [E \cdot S]^2 dz}_{\text{unterer Querschnittsteil}} \quad (16)$$

Für eine betrachtete Lage ergibt die Auswertung des Integrals folgendes Polynom:

$$\int_{z_{i,o}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 dz = \frac{E_i^2 \cdot b^2}{60} (3 \cdot z_{i,u}^5 - 10 \cdot z_{i,o}^2 \cdot z_{i,u}^3 + 15 \cdot z_{i,o}^4 \cdot z_{i,u} - 8 \cdot z_{i,o}^5) + [E \cdot S]_i \cdot \frac{b \cdot E_i}{60} (20 \cdot z_{i,u}^3 - 60 \cdot z_{i,o}^2 \cdot z_{i,u} + 40 \cdot z_{i,o}^3) + [E \cdot S]_i^2 (z_{i,u} - z_{i,o}) \quad (17)$$

Dabei ergibt sich der Term $[E \cdot S]_i$ durch Aufsummieren aller Lagen von der oberen beziehungsweise der unteren Querschnittskante zur gerade betrachteten Lage i:

$$[E \cdot S]_i = \sum_{k=1}^{i-1} [E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} \quad (18)$$

Der Anteil einer einzelnen Lage k ist dabei:

$$[E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} = E_k \cdot b \cdot \left(\frac{z_{k,u}^2}{2} - \frac{z_{k,o}^2}{2} \right) \quad (19)$$

Damit kann der Schubkorrekturbeiwert durch Bilden von Teilsummen tabellarisch berechnet werden.

Näherungsweise Berechnung des Schubkorrekturfaktors

Für symmetrische Aufbauten, durchgehend gleiche Lamellenstärken und das Verhältnis der Schubmoduln von $\frac{G_{90}}{G_0} = \frac{1}{10}$ hat Jöbstl folgende Werte angegeben:

1 Lage	3 Lagen	5 Lagen	7 Lagen	9 Lagen
gleicher Lagendicke				
$\kappa = 0,83$	$\kappa = 0,21$	$\kappa = 0,24$	$\kappa = 0,26$	$\kappa = 0,27$

Berechnung der Verformung

Die Verformung errechnet sich aus den Termen

$$w = \underbrace{\int \frac{M \cdot \bar{M}}{E \cdot I_{net}} dx}_{w_M} + \underbrace{\int \frac{V \cdot \bar{V}}{G \cdot A_s} dx}_{w_V} \quad (20)$$

Am Beispiel eines Einfeldträgers unter Gleichlast erhält man für die Mittendurchbiegung die allgemein bekannte Gleichung:

$$w = \underbrace{\frac{5 \cdot q \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}}}_{w_M} + \underbrace{\frac{q \cdot \ell^2}{8 \cdot G \cdot A_s}}_{w_V} \quad (21)$$

Für einen Träger mit Einzellast in der Mitte ergibt sich die allgemein bekannte Gleichung:

$$w = \underbrace{\frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot E \cdot I_{net}}}_{w_M} + \underbrace{\frac{F \cdot \ell}{4 \cdot G \cdot A_s}}_{w_V} \quad (22)$$

A.2.5 Spannungsnachweise

Die Spannungsnachweise werden mit der Annahme starr verbundener Querschnittsteile geführt, wie in Kapitel 4 dargelegt.

A.3 Quellenverzeichnis

Autor, Jahr	Zitat
Altenbach et al. (1996)	Altenbach, Holm, Johannes Altenbach und Rikards Rolands (1996): <i>Einführung in die Mechanik der Laminat- und Sandwichtragwerke</i> , Stuttgart: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie.
Augustin (2012)	Augustin, Manfred (2012): <i>Personeninduzierte Schwingungen von Deckenkonstruktionen aus Holz</i> , Manuskript des Verfassers, erstellt für den Fachnormenausschuss FNA 012-02 des as-instituts, Graz.
BDZ (2011)	Holzbau Deutschland – Bund Deutscher Zimmermeister (Hrsg.) (2011): <i>Holzbauten in Deutschen Erdbebengebieten – Regelungen nach DIN 4149:2005-04</i> , September 2011.
Blaß und Uibel (2009)	Blaß, Hans Joachim, Thomas Uibel: „Bemessungsvorschläge für Verbindungsmittel in Brettsperrholz“, in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 2, 2009, S.–46-53. Download unter: www.rz.uni-karlsruhe.de/~gc20/IHB/PUBLIC/61.pdf (26.9.2012)
Blaß und Uibel (2007)	Blaß, Hans Joachim, und Thomas Uibel (2007): <i>Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz</i> , Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau [Band 8], Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen (Hrsg.), Karlsruhe: Universität Karlsruhe (TH).
Blaß, Ehlbeck, Kreuzinger und Steck (2005)	Blaß, Hans Joachim, Jürgen Ehlbeck und Heinrich Kreuzinger, Günther Steck (2005): <i>Erläuterungen zu DIN 1052:2004-08, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken</i> , Karlsruhe: Bruderverlag.
Bogensperger et al. (2011)	Bogensperger, Thomas, Manfred Augustin und Gerhard Schickhofer (2011): <i>Properties of CLT-Panels Exposed to Compression Perpendicular to their Plane</i> , CIB-W18, Meeting Forty-Four, Alghero, Italien.
Brunner et al. (2003)	Brunner, Roland, Pirmin Jung, René Steiger, Thomas Wenz und Niklaus Wirz (2003): <i>Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten</i> , Zürich: Lignum Verlag.
CEN (2012)	Report from the working group on Reinforcement of timber structures: Design of reinforcement to carry tensile stresses perpendicular to the grain, Document CEN/TC 250/SC 5: N 289.
DIN 1052	DIN 1052 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau [2008-12, einschließlich Berichtigung 1:2010-05].
Ebner (2003)	Ebner, Hannes (Hrsg.) (2003): <i>Leitdetails für den Holzwohnbau</i> , Graz: Institut für Hochbau. Download unter: www.proholz-stmk.at/images/stories/Holzfachberatung/leitdetailkatalogformatpdf.pdf (7.12.12)
EN 1990	EN 1990/A1: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe: 2006-09-01.
EN 16351:2013	prEN 16351: Timber structures – Cross laminated timber – Requirements, Entwurfsfassung: 2011-07.
EN 1995-1-1	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung), Ausgabe: 2009-07-01.
EN 1995-1-2	EN 1995-1-2: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung), Ausgabe: 2011-09-01.
EN 1998-1	Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Ausgabe 2011-06-15.
Giardini et al. (2012)	Giardini, Domenico, Maria José Jiménez und Gottfried Grünthal (Hrsg.) (2003): <i>The Esc-Sesame Unified Seismic Hazard Model for the European-Mediterranean Region</i> . Abrufbar unter: www.ija.csic.es/gt/earthquakes (25.11.12)
Green (2012)	Green, Michael (2012): <i>Tall Wood, The case for Tall Wood Buildings - How Mass Timber Offers a Safe, Economical, and Environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures</i> , Canadian Wood Council, Ottawa. Download unter: http://wecbc.smallboxcms.com/database/rte/files/Tall%20Wood.pdf (18.1.13)
Hamm und Richter (2009)	Hamm, Patricia, und Antje Richter (2009): <i>Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Schwingungsnachweis von Holzdecken</i> , in: Landesbeirat Holz Baden-Württemberg e. V. (Hrsg.), <i>Tagungsband der Fachtagungen Holzbau 2009</i> , Leinfelden-Echterdingen, 26. November 2009, S. 15–29.
HFA (2003)	Österreichische Gesellschaft für Holzforschung: <i>dataholz.com – Katalog bauphysikalisch und ökologisch geprüfter Holzbauteile</i> , Online-Ressource: 2003-2012. Abrufbar unter: www.dataholz.at/de/index.html (7.12.12)
Hivoss (2008)	European Commission (2008): <i>Human-induced vibration of steel structures (Hivoss) – Schwingungsbemessung von Decken, Leitfaden</i> . Download unter: www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/download.php (27.8.12)
Jöbstl und Schickhofer (2007)	Jöbstl, Robert, und Gerhard Schickhofer: <i>Comparative examination of creep of GLT- and CLT-slabs in Bending</i> , in: Working Commission W18 - Timber Structures, 2007, S. 1-15.

Kreuzinger und Mohr (1999)	Kreuzinger, Heinrich, und Bernhard Mohr (1999): <i>Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz – Abschlußbericht</i> . Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1999.
Leonhardt (1973)	Leonhardt, Fritz, und Eduard Mönning (1973): <i>Vorlesungen über Massivbau, Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau</i> , Zweite Auflage, Heidelberg: Springer.
Leonhardt (1977)	Leonhardt, Fritz, und Eduard Mönning (1977): <i>Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau</i> , Dritte Auflage, Heidelberg: Springer.
Lignum (2010)	Lignum Holzwirtschaft Schweiz (Hrsg.) (2010): <i>Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbauten, Technische Dokumentation der Lignum</i> , Zürich.
Mestek et al. (2011)	Mestek, Peter, Heinrich Kreuzinger und Stefan Winter (2011): <i>Design Concept for CLT Reinforced with Selftapping Screws</i> , CIB-W18, Meeting Forty-Four, Alghero, Italien.
Müller (1978)	Müller, Fritz Peter (1978): <i>Baudynamik, Betonkalender</i> , Teil II. Berlin: Ernst und Sohn.
Ö-NORM B 1990-1	ÖNORM B 1990-1: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990, Anhang A1:2003.
Rabold und Hamm (2009)	Rabold, Andreas, und Patricia Hamm: <i>Schall- und schwingungsoptimierte Holzdecken</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 4, 2009, S. 38-43.
Report EUR 21972 EN (2006)	European Commission (2006): <i>Report EUR 21972 EN, Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls</i> .
Ringhofer und Schickhofer (2011)	Ringhofer, Andreas, und Gerhard Schickhofer (2011): <i>Erdbebennormung in Europa und deren nationale Auslegungen</i> , in: <i>Tagungsband zur 9. Grazer Holzbau-Fachtagung</i> , Graz.
Sandhaas (2006)	Sandhaas, Carmen (2006): <i>Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM</i> , in: <i>Tagungsband zur 5. Grazer Holzbau-Fachtagung</i> , Graz.
Schickhofer et al. (2010)	Schickhofer, Gerhard, Thomas Bogensperger und Thomas Moosbrugger (Hrsg.): <i>BSPHandbuch – Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz, Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts</i> , 2. Auflage, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
Schmid et al. (2010)	Schmid, Joachim, und Jürgen König (2010): <i>Cross-laminated Timber in Fire</i> , SP Report 2010:211, Stockholm.
Schneider (2012)	Schneider, Klaus-Jürgen (Hrsg.) (2012): <i>Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen</i> , 20. Auflage, Stuttgart: Werner Verlag.
Silly (2010)	Silly, Gregor (2010): <i>Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP)</i> , Diplomarbeit am Institut für Holzbau und Holztechnologie, Technische Universität Graz.
Stahlbauzentrum Schweiz (2005)	Stahlbauzentrum Schweiz (Hrsg.) (2005): <i>Konstruktionstabellen Steelwork C5/05</i> , Zürich: Verlag Stahlbau Zentrum Schweiz.
Steinmetz (1988)	Steinmetz, Dieter: <i>Die Aussteifung von Holzhäusern am Beispiel des Holzrahmenbaues</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 12, 1988, S. 842-851.
Teibinger et al. (2012)	Teibinger, Martin, und Florian Ehrlich 2012: <i>Bemessungsregeln für Brettsperrholzbauteile im Brandfall</i> , Fachbeitrag als Manuskript der Verfasser, Wien: Holzforschung Austria.
Teibinger und Matzinger (2010)	Teibinger, Martin, und Irmgard Matzinger (2010): <i>Grundlagen zur Bewertung des Feuerwiderstandes von Holzkonstruktionen</i> , Wien: Holzforschung Austria.
Teibinger und Matzinger (2013)	Teibinger, Martin, und Irmgard Matzinger (2013): <i>Bauen mit Brettsperrholz in GK 3 und GK4</i> , Planungsbroschüre, Wien: Holzforschung Austria.
VDI 2700:2002	VDI 2700 Blatt 2:2002-11: Ladungssicherung auf Straßenfahrzeugen - Zurrkräfte.
Walter und Fritzen (2008)	Walter, Burkhard, und Klaus Fritzen: <i>Erdbebenbeanspruchung bei Holztragwerken</i> , in: <i>Bauen mit Holz</i> , Nr. 12, 2008, S.42-49; Nr. 2, 2009, S. 32-39.
Walther und Wiesenköpfer (2011)	Walther, Burkhard, und Tobias Wiesenköpfer (2011): <i>Nachweis der Erdbebensicherheit von Holzgebäuden</i> , Aachen: Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V. Download unter: www.brettschichtholz.de/publish/binarydata/aktuelles/nachweis_erdbebensicherheit_holzgebäude.pdf (7.12.12)
Winter et al. (2009)	Winter, Stefan, Heinrich Kreuzinger, und Peter Mestek (2009): <i>Holzbau der Zukunft, Teilprojekt 15. Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen</i> , Reihe Holzbauforschung [Band 7/15], Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag.

Querschnittswerte für fiktive Brettsperrholzaufbauten – Decken und Dächer

Bezeichnung	Aufbau	$I_{0,net}$ [cm ⁴]	$W_{0,net}$ [cm ³]	$S_{R,net}$ [cm ³]	$A_{R,\tau}$ [cm ²]	$I_{0,ef}/l_{ref}$ [cm ⁴]						χ [-]
						2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	
BSP 130 C5s	30l-20w-30l- 20w-30l	15.675 86 %	2.412	1.500	1.567	11.990 65 %	13.778 75 %	14.546 79 %	14.932 82 %	15.151 83 %	15.287 83 %	0,193
BSP 150 L5s	30l-30w-30l- 30w-30l	22.275 79 %	2.970	1.800	1.856	15.186 54 %	18.422 65 %	19.924 71 %	20.709 74 %	21.163 75 %	21.447 76 %	0,184
BSP 160 L5s	40l-20w-40l- 20w-40l	30.400 89 %	3.800	2.400	1.900	21.680 64 %	25.741 75 %	27.580 81 %	28.529 84 %	29.074 85 %	29.414 86 %	0,208
BSP 220 L7s	40l-20w-40l- 20w-40l-20w-40l	74.196 84 %	6.739	4.800	2.319	43.594 49 %	56.360 64 %	62.921 71 %	66.530 75 %	68.676 77 %	70.042 79 %	0,217
BSP 220 L7s2	30l-30l-30w-40l- 30w-30l-30l	80.933 91 %	7.358	4.800	2.529	42.978 48 %	57.680 65 %	65.856 74 %	70.550 80 %	73.412 83 %	75.260 85 %	0,188

Querschnittswerte für fiktive Brettsperrholzaufbauten – Wände

Bezeichnung	Aufbau	$A_{0,net}$ [cm ²]	$I_{0,net}$ $\frac{I_{net}}{I_{brut}}$ [cm ⁴]	$W_{0,net}$ [cm ³]	$S_{R,net}$ [cm ³]	$A_{R,\tau}$ [cm ²]	$I_{0,ef}$ [cm ⁴] / $i_{0,ef}$ [cm] / λ [-] l_{ref}						χ [-]
							2,50 m	2,95 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	
BSP 90 C3s	30l-30w-30l	600	5.850 96 %	1.300	900	975	5.120 2,92 86	5.305 2,97 99	5.321 2,98 101	5.539 3,04 132	5.647 3,07 163	5.707 3,08 195	0,155
BSP 120 C3s	40l-40w-40l	800	13.867 96 %	2.311	1.600	1.300	11.083 3,72 67	11.737 3,83 77	11.796 3,84 78	12.613 3,97 101	13.035 4,04 124	13.277 4,07 147	0,155
BSP 100 C3s	30l-40w-30l	600	7.800 94 %	1.560	1.050	1.114	6.532 3,30 76	6.843 3,38 87	6.871 3,38 89	7.247 3,48 115	7.436 3,52 142	7.543 3,55 169	0,152
BSP 130 C5s	30l-20w-30l- 20w-30l	900	15.675 86 %	2.412	1.500	1.567	13.088 3,81 66	13.722 3,90 76	13.778 3,91 77	14.546 4,02 99	14.932 4,07 123	15.151 4,10 146	0,193
BSP 150 C5s	30l-30w-30l- 30w-30l	900	22.275 79 %	2.970	1.800	1.856	17.130 4,36 57	18.314 4,51 65	18.422 4,52 66	19.924 4,71 85	20.709 4,80 104	21.163 4,85 124	0,184

Im Leitfaden verwendete fiktive Elementaufbauten mit Querschnittswerten zur Bemessung von einachsig auf Biegung beanspruchten Bauteilen nach Kapitel 5 und 6 des vorliegenden Leitfadens mit und ohne Knickgefahr.

Die angegebenen Elementaufbauten sind fiktiv und wurden herstellerunabhängig zusammengestellt. Die Tabellen stellen eine mögliche Auflistung der Querschnittswerte für die Bemessung nach dem vorliegenden Leitfaden dar. Bitte kontaktieren Sie einen der Hersteller für herstellerbezogene Aufbauten und Querschnittswerte.

$A_{0,net}$ Fläche – netto in Richtung der Decklagen in cm²
 $I_{0,net}$ Trägheitsmoment – netto in Richtung der Decklagen in cm⁴
 $W_{0,net}$ Widerstandsmoment – netto in Richtung der Decklagen in cm³
 $S_{R,net}$ Statisches Moment – netto in Richtung der Decklagen in cm³
 $A_{R,\tau}$ Äquivalente Fläche zur Ermittlung der maßgebenden Rollschubspannung in cm²
 $I_{0,ef}$ Trägheitsmoment – effektiv in Richtung der Decklagen in cm⁴
 $i_{0,ef}$ Trägheitsradius – effektiv in Richtung der Decklagen in cm
 l_{ref} Referenzlänge (Knicklänge) in m
 λ Schlankheit (keine Einheit)
 χ Schubkorrekturfaktor für die Berechnung als transversal schubnachgiebiges Element (keine Einheit)