

**Goris
Bender**

Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2

Band 2

Gesamtstabilität

Bewehrung und Konstruktion der Bauteile

Brandbemessung

Besondere Bauweisen und Berechnungsverfahren

Projektbeispiele

7. Auflage

Bauwerk BBB
Beuth

Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2

Band 2

Prof. Dr.-Ing. Alfons Goris
Prof. Dr.-Ing. Michél Bender

Stahlbetonbau-Praxis

nach Eurocode 2

Band 2

Gesamtstabilität
Bewehrung und Konstruktion der Bauteile
Brandbemessung
Besondere Bauweisen und Berechnungsverfahren
Projektbeispiele

**7., überarbeitete und
erweiterte Auflage**

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich

Bauwerk

© 2023 Beuth Verlag GmbH

Berlin · Wien · Zürich

Am DIN-Platz

Burggrafenstraße 6

10787 Berlin

Telefon: +49 30 588 857 00-00

Internet: www.beuth.de

E-Mail: kundenservice@beuth.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronische Systeme.

© für DIN-Normen DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden von Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen. Mit Ausnahme von Schäden, die aus Verletzung von Leib, Leben oder Gesundheit resultieren, haftet der Verlag nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages zurückzuführen sind. Für Verletzung von Leib, Leben oder Gesundheit haftet der Verlag nach gesetzlichen Vorschriften. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Maßgebend für das Anwenden jeder in diesem Werk erläuterten oder zitierten Norm ist deren Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum. Den aktuellen Stand zu jeder DIN-Norm können Sie im Webshop des Beuth Verlags unter www.beuth.de abfragen. Dort finden Sie insbesondere etwaige Berichtigungen und Warnvermerke, welche bei der Anwendung der jeweiligen Norm unbedingt zu beachten sind.

Druck und Bindung: Drukarnia Skleniarz, Kraków

Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706.

ISBN 978-3-410-31299-4

ISBN (E-Book) 978-3-410-31300-7

Vorwort zur 7. Auflage

Die insgesamt dreibändige Ausgabe von „Stahlbetonbau-Praxis“ befasst sich kompakt und übersichtlich mit der Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Stahlbetontragwerken einschließlich der Tragwerksplanung im Bestand. Das bewährte Standardwerk wurde unter Berücksichtigung des aktuellen Stands der Technik umfassend überarbeitet und um praxisrelevante Themen erweitert.

Band 2 beinhaltet die Aussteifung und Stabilisierung von Tragwerken, die Bewehrungsführung und die bauliche Durchbildung der Bauteile einschließlich der Diskontinuitätsbereiche sowie die Brandsicherheit. Hierbei bildet die Basis von Band 2 weiterhin der aktuelle Stand der Normung (erste Normengeneration des Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1:2011) in Verbindung mit einem Nationalen Anhang und Änderungen der Jahre 2013 und 2015). Um den Leser bereits frühzeitig auf die zu erwartenden, wesentlichen Änderungen vorzubereiten, ist am Ende der betreffenden Kapitel nun jeweils ein neuer Abschnitt „Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation“ ergänzt. Die Ergänzungen dieser Auflage basieren auf dem aktuell publizierten Normentwurf prEN 1992-1-1:2021.

Im Kapitel „Besondere Bauweisen und Nachweisverfahren“ werden neben den wasserundurchlässigen Betonbauteilen (in dieser Auflage unter Berücksichtigung der WU-Richtlinie 2017 vollständig aktualisiert), Hochleistungsbaustoffe (hochfester Beton und hochfeste Bewehrung) und Stahlfaserbeton behandelt. Das Kapitel „Erweiterte Berechnungsverfahren im Stahlbetonbau“ umfasst Verfahren nach der Plastizitätstheorie, nichtlineare Verfahren und EDV-Berechnungen (insbes. Berechnungen nach der Finite-Elemente-Methode).

Im Band 2 ist zudem in bewährter Form eine Vielzahl von typischen Projektbeispielen des Hochbaus enthalten, die den Gesamtzusammenhang von der Bemessung bis zur Konstruktion mit der abschließenden Bewehrungszeichnung aufzeigen. Der vorliegende Band beinhaltet damit das gebündelte Basiswissen zur Konstruktion von Stahlbetontragwerken einschließlich besonderer Berechnungs- und Nachweisverfahren.

Themen wie Schnittgrößenermittlung, Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit einschließlich eines Beilagenheftes, das wesentliche Bemessungsverfahren in kompakter Form enthält, sind die Schwerpunkte des Bandes 1, der zeitgleich überarbeitet und aktualisiert wurde.

Um die Abstimmung zwischen Planung, Baustoffen und Bauausführung im Bauprozess zu optimieren und zu strukturieren, wurde aktuell ein neues Konzept der BetonBauQualitätsklassen (BBQ) erarbeitet. Das BBQ-Konzept sieht ein verbindliches Kommunikationsregime für komplexere Bauaufgaben vor. Im August 2023 sind DIN 1045-1000, DIN 1045-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN 1045-4 sowie die Teile 40 und 41 unter dem allgemeinen Titel „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“ neu erschienen. Teil 1000 ist die neue Rahmennorm, die die BBQ-Zusammenhänge herstellt, Teil 1 enthält Festlegungen zu Planungsklassen, die Teile 2 und 3 beschreiben den Baustoff Beton und die Bauausführung und Teil 4 legt Regelungen für Betonfertigteile fest. Im BBQ-Konzept werden in Abhängigkeit von Planungsklassen (PK), Betonklassen (BK) und Ausführungsklassen (AK) *normale (N)*, *erhöhte (E)* und *speziell festzulegende (S)* Anforderungen an Kommunikation, Planung, Bauausführung und Baustoffe formuliert.

Für Tragwerke des ‚normalen‘ Hochbaus nach EC 2-1-1 gilt i. Allg. die Planungsklasse PK-N ohne besondere Anforderungen. Für Bauwerke/Bauteile, die empfindlich auf Abweichungen bestimmter Betoneigenschaften reagieren (z. B. Entwicklung der Zugfestigkeit) oder für besondere Bauteile (WU-Bauwerke, Bauteile aus Faser-/Carbonbeton) ist jedoch von Planungsklasse PK-E auszugehen (Fachgespräche im Zuge von Planung und Ausführung erforderlich).

Auf das BBQ-Konzept und die Anforderungen an die Koordination zwischen Planung und Bauausführung wird in diesem Band 2 im Kap. 9 kurz eingegangen, es wird auf die Norm verwiesen.

Das vorliegende Buch soll Studierende mit der Theorie, Berechnung und Bemessung im Stahlbetonbau vertraut machen. Für den in der Praxis tätigen Ingenieur werden insbesondere die grundlegenden Erläuterungen der einzelnen Nachweise mit zahlreichen Beispielen hilfreich sein.

Den Lesern danken wir für die gute Annahme des Buches und für positive Anregungen zur Weiterentwicklung. Dem Beuth Verlag möchten wir für die stets gute und kooperative Zusammenarbeit danken.

Siegen, Trier im August 2023

*Alfons Goris
Michél Bender*

Aus dem Vorwort zur 1. Auflage

Gegenwärtig sind die Vorschriften zur Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken in einem erheblichen Wandel begriffen. Noch gilt die DIN 1045 in der Fassung von 1988, der Übergang zu einer neuen Normengeneration ist jedoch schon eingeleitet. Aufbauend auf den Eurocode wurde im Juli 2001 die neue DIN 1045 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“ veröffentlicht, die schon bald die „alte“ DIN 1045 ersetzen soll. Damit steht dem praktisch tätigen Ingenieur eine wesentliche Umstellung bevor, an den Hochschulen müssen sich die Studierenden mit der neuen Vorschrift in der Ausbildung auseinandersetzen. Das vorliegende Buch soll hierzu eine Hilfe bieten.

Siegen, im Dezember 2001

Alfons Goris

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung	1
2 Gesamtstabilität und Unverschieblichkeit	3
2.1 Stabilisierung von Tragkonstruktionen	3
2.1.1 Grundsätzliches	3
2.1.2 Scheibenstabilisierung	4
2.2 Rechnerischer Nachweis der Gesamtstabilität	7
2.2.1 Grundsätzliches	7
2.2.2 Unverschieblichkeit von Tragwerken	7
2.3 Einwirkungen	16
2.4 Lastaufteilung horizontaler Lasten auf gleich hohe aussteifende Bauteile ...	19
2.4.1 Statisch bestimmte Aussteifungssysteme	19
2.4.2 Statisch unbestimmte Aussteifungssysteme	20
2.4.3 Beispiel	20
2.5 Zusammenfassendes Beispiel	27
2.6 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	32
3 Grundlagen der Bewehrungsführung	33
3.1 Betonstahlbewehrung	33
3.1.1 Eigenschaften, Kurzzeichen, Duktilitätseigenschaften	33
3.1.2 Betonstabstahl, Betonstahl vom Ring	33
3.1.3 Betonstahlmatten	34
3.1.4 Gitterträger	39
3.2 Betondeckung und Stababstände	40
3.2.1 Betondeckung	40
3.2.2 Stababstände	42
3.2.3 Beispiele	42
3.3 Krümmungen von Betonstahl	44
3.4 Bemessungswert der Verbundspannung	46
3.5 Verankerungen	48
3.5.1 Grundwert der Verankerungslänge	48
3.5.2 Verankerungslänge	49
3.6 Übergreifungsstöße von Stäben	52
3.7 Übergreifungsstöße von Betonstahlmatten	56
3.8 Verankerungen von Bügeln und Querkraftbewehrung	58
3.9 Ergänzung für dicke Stäbe und Stabbündel	60
3.10 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	61

4	Bewehrung und bauliche Durchbildung der Bauteile	65
4.1	Plattentragwerke	65
4.1.1	Einachsig gespannte Platten	65
4.1.2	Zweiachsig gespannte Platten	72
4.1.3	Unterbrochene Stützung (deckengleiche Unterzüge)	78
4.1.4	Platten mit Öffnungen und integrierten Leitungen	80
4.1.5	Besonderheiten bei vorgefertigten Deckensystemen	88
4.2	Balken	90
4.2.1	Längsbewehrung	90
4.2.2	Querkraftbewehrung	92
4.2.3	Indirekte Auflager	94
4.2.4	Träger mit Öffnungen	95
4.2.5	Rahmentragwerke	105
4.2.6	Torsionsbewehrung	105
4.3	Stützen, Wände	106
4.3.1	Stützen, Druckglieder	106
4.3.2	Wände	108
4.4	Fundamente	110
4.4.1	Bewehrte Einzelfundamente	110
4.4.2	Bewehrte Streifenfundamente	114
4.4.3	Unbewehrte Fundamente	116
4.5	Treppen und Podeste	119
4.5.1	Treppentwurf und Belastung	119
4.5.2	Tragsysteme, Lastabtrag und Schnittgrößen	120
4.5.3	Bemessung und Konstruktion	122
4.6	Wandartige Träger	126
4.7	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	127
4.7.1	Platten	127
4.7.2	Balken	128
4.7.3	Stützen, Wände und wandartige Träger	129
5	Diskontinuitätsbereiche/Bemessung mit Stabwerkmodellen	131
5.1	Grundsätzliches	131
5.2	Auflagernahe Einzellasten	133
5.3	Konsolen, ausgeklinkte Trägerenden	137
5.3.1	Konsolen	137
5.3.2	Ausgeklinkte Trägerenden	146
5.4	Rahmenecken und Rahmenknoten	147
5.4.1	Rahmenecke mit negativem Moment	147
5.4.2	Rahmenecke mit positivem Moment	149
5.4.3	Rahmenknoten	152
5.4.4	Beispiele	156

5.5	Teilflächenbelastung	165
5.5.1	Grundsätzliches	165
5.5.2	Mittige Teilflächenbelastung	166
5.5.3	Exzentrische Teilflächenbelastung	167
5.5.4	Beispiel	168
5.6	Andere Bauteile	169
5.7	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	170
6	Brandsicherheit	171
6.1	Einführung	171
6.2	Grundlagen	171
6.2.1	Anforderungen an die Konstruktion	171
6.2.2	Einwirkungen im Brandfall	172
6.2.3	Temperaturabhängige Materialkennwerte	174
6.3	Tabellenverfahren nach EC2-1-2	175
6.3.1	Balken und Platten	176
6.3.2	Bemessung von Stützen in unverschieblichen Tragwerken	178
6.3.3	Wände in ausgesteiften Tragwerken	180
6.3.4	Bemessung von verschieblichen Stützen	180
6.4	Vereinfachte und allgemeine Rechenverfahren	185
6.5	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	185
7	Besondere Bauweisen und Nachweisverfahren	187
7.1	Wasserundurchlässige Betonbauwerke	187
7.1.1	Grundsätzliches	187
7.1.2	Beanspruchungs- und Nutzungsklassen	188
7.1.3	Sicherstellung der Wasserundurchlässigkeit von WU-Bauteilen	189
7.1.4	Grundsätze zu Entwurf und Umsetzung von WU-Konstruktionen	192
7.1.5	Hinweise zur Bemessung und Konstruktion	194
7.1.6	Beispiele	199
7.2	Fugen	203
7.2.1	Fugenarten im Hochbau	203
7.2.2	Fugenabstände und Fugenbreite	203
7.3	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Einwirkungen	204
7.4	Hochleistungsbaustoffe	205
7.4.1	Hochfester Beton	205
7.4.2	Hochfeste Bewehrung	218
7.5	Stahlfaserbeton	226
7.5.1	Grundlagen und Anwendungsbereich	226
7.5.2	Klassifizierung und Eigenschaften von Stahlfaserbeton	228
7.5.3	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	231
7.5.4	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	239
7.5.5	Ergänzende Konstruktionsregeln	241

8	Erweiterte Berechnungsverfahren im Stahlbetonbau	243
8.1	Verfahren nach der Plastizitätstheorie	243
8.1.1	Allgemeine Grundlagen	243
8.1.2	Nachweis der Rotationsfähigkeit	245
8.1.3	Beispiel	250
8.2	Nichtlineare Verfahren	255
8.2.1	Anwendungsbereiche	255
8.2.2	Berechnungsgrundlagen	255
8.2.3	Beispiele	261
8.3	EDV-Berechnungen	268
8.3.1	Stabwerkprogramme	268
8.3.2	Anwendung von FE-Programmen	268
9	Qualitätssicherung und Bauausführung	284
9.1	Einfüllen und Verdichten des Betons	284
9.2	Lagesicherung und Betondeckung der Bewehrung	285
9.3	Nachbehandlung und Schutz des Betons	288
9.4	Rückbiegen von Betonstahl	289
9.5	Schadensvermeidung	290
9.6	Planungsklassen nach DIN 1045-1	294
10	Projektbeispiele (Inhaltsverzeichnis)	295
10.1	Beispiel 1: Einachsig gespannte einfeldrige Platte	296
10.2	Beispiel 2: Einachsig gespannte dreifeldrige Platte	301
10.3	Beispiel 3: Zweifeldrige Teilfertigdecke	310
10.4	Beispiel 4: Einfeldriger Balken mit Kragarm	317
10.5	Beispiel 5: Dreifeldriger Plattenbalken	323
10.6	Beispiel 6: Stahlbetonwand	334
10.7	Beispiel 7: Wandartiger Träger	340
10.8	Beispiel 8: Einzelfundament	347
11	Querschnitte von Bewehrungen	355
12	Normenverzeichnis, Literatur	359
13	Stichwortverzeichnis	368

1 Einführung

Der Geltungsbereich von Eurocode 2 wurde ausführlicher im Band 1 besprochen. Ebenso wie dort wird im Band 2 überwiegend die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken aus *Normalbeton C12/15 bis C50/60* behandelt, womit der übliche Anwendungsbereich weitestgehend abgedeckt ist. Auf die besonderen Anforderungen für hochfesten Normalbeton C55/67 bis C110/115 wird im Abschnitt 7.4.1 eingegangen. Für Leichtbeton LC12/13 bis LC60/66 sowie für vorgespannten Bauteile ist die Anwendbarkeit nachfolgender Konstruktionsgrundlagen im Einzelfall zu überprüfen.

Darüber hinaus sind, wie in den Hauptkapiteln zu Band 1, auch in den Kapiteln 1–5 von Band 2 jeweils Unterkapitel „Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation“ ergänzt, um den Leser bereits jetzt auf zu erwartende, wesentliche Änderungen der künftigen Normengeneration nach aktuellem Entwurfsstand prEC 2-1-1:2021 vorzubereiten.

Der Anwendungsbereich des aktuellen EC 2-1-1 erstreckt sich nicht auf die Bemessung für den Brandfall; hierfür gilt EC 2-1-2 (s. Kapitel 6 in diesem Buch).

Formelzeichen

Begriffe und Formelzeichen für die Anwendung von EC 2-1-1 sind im Band 1, Abschnitt 1.4 erläutert. Hier sind nur einige ausgewählte Formelzeichen aufgeführt, die nachfolgend häufiger verwendet werden. Für weitere Formel- und Kurzzeichen wird auf Band 1 bzw. EC 2-1-1 sowie auf die Erläuterungen in den einzelnen Abschnitten verwiesen.

Lateinische Großbuchstaben

<i>A</i>	Fläche	(area)
<i>E</i>	Elastizitätsmodul	(modulus of elasticity)
<i>G</i>	ständige Einwirkung	(permanent action)
<i>I</i>	Flächenmoment 2. Grades	(second moment of area)
<i>L, l</i>	Länge; Stützweite, Spannweite	(length; span)
<i>M</i>	Biegemoment	(bending moment)
<i>N</i>	Längskraft	(axial force)
<i>Q</i>	veränderliche Einwirkung, Verkehrslast	(variable action)
<i>T</i>	Torsionsmoment	(torsional moment)
<i>V</i>	Querkraft	(shear force)

Lateinische Kleinbuchstaben

<i>a</i>	Auflagerbreite	(width of the support)
<i>b</i>	Breite	(width)
<i>c</i>	Betondeckung	(concrete cover)
<i>d</i>	Nutzhöhe	(effective depth)
<i>g</i>	verteilte ständige Last	(distributed permanent load)
<i>h</i>	Querschnittshöhe	(overall depth)
<i>i</i>	Trägheitsradius	(radius of gyration)
<i>q</i>	verteilte veränderliche Last	(distributed variable load)
<i>x</i>	Druckzonenhöhe	(neutral axis depth)
<i>z</i>	Hebelarm der inneren Kräfte	(lever arm of internal force)

Griechische Kleinbuchstaben

γ	Teilsicherheitsbeiwert	(partial safety factor)
ε	Dehnung	(strain)
λ	Schlankheitsgrad	(slenderness ratio)
μ	bezogenes Biegemoment	(reduced bending moment)
ν	bezogene Längskraft	(reduced axial force)
ρ	geometrischer Bewehrungsgrad	(geometrical reinforcement ratio)
σ	Längsspannung	(axial stress)
τ	Schubspannung	(shear stress)
ω	mechanischer Bewehrungsgrad	(mechanical reinforcement ratio)

Fußzeiger

b	Verbund	(bond)
c	Beton; Druck; Kriechen	(concrete; compression; creep)
col	Stütze	(column)
d	Bemessungswert	(design value)
E	Beanspruchung	(internal forces and moments)
eff	effektiv, wirksam	(effective)
g, G	ständig, ständige Einwirkung	(permanent, permanent action)
k	charakteristischer Wert	(characteristic value)
nom	Nennwert	(nominal value)
p, P	Vorspannung; Spannstahl	(prestressing force; prestressing steel)
q, Q	veränderlich, veränderliche Einwirkung	(variable, variable action)
R	Systemwiderstand	(resistance)
s	Betonstahl; Schwinden	(reinforcing steel; shrinkage)
t	Zug	(tension)
y	Fließ-, Streckgrenze	(yield)

Zusammengesetzte Formelzeichen

A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts	M_{Eds}	einwirkendes, auf die Zugbewehrung bezogenes Bemessungsmoment
d_s	$= \varnothing =$ Stabdurchmesser der Bewehrung	N_{Ed}	einwirkende Bemessungslängskraft
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul für Normalbeton	R_d	Bemessungswert des Tragwiderstands
E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung, Schnittgröße, Spannung ...	V_{Ed}	einwirkende Bemessungsquerkraft
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit	V_{Rd}	aufnehmbare Querkraft
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons	γ_s	w. v., für Stahl
f_{yk}	charakteristischer Wert der Stahlstreckgrenze	γ_G	w. v., für eine ständige Einwirkung
f_{yd}	Bemessungswert der Stahlstreckgrenze	γ_Q	w. v., für eine veränderl. Einwirkung
M_{Ed}	einwirkendes Bemessungsmoment	μ_{Ed}	bezogenes Bemessungsmoment
		μ_{Eds}	w. v., auf die Zugbewehrung bezogen
		ν_{Ed}	bezogene Bemessungslängskraft
		σ_c	Spannung im Beton
		σ_s	Spannung im Stahl

2 Gesamtstabilität und Unverschieblichkeit

Bauwerke müssen in der Lage sein, neben den vertikalen auch alle horizontalen oder geneigten Einwirkungen aufzunehmen. Ist ein Bauwerk durch Raumfugen in Bauwerksabschnitte unterteilt, dann gilt dies für jeden Abschnitt. Bei den horizontalen Einwirkungen sind neben den Windlasten auch Einwirkungen aus Imperfektionen (Schiefstellungen) zu berücksichtigen.

2.1 Stabilisierung von Tragkonstruktionen

2.1.1 Grundsätzliches

Für die Sicherstellung der Gesamtstabilität einer Tragkonstruktion gibt es prinzipiell folgende Möglichkeiten, die auch miteinander kombiniert werden können:

– **Rahmenstabilisierung**

Hierbei werden Rahmenkonstruktionen oder auch eingespannte Einzelstützen ohne zusätzliche Verbände und Scheiben ausgebildet; sie müssen alle einwirkenden Lasten aufnehmen und in den tragfähigen Baugrund weiterleiten können.

Diese Form der Stabilisierung kommt insbesondere bei ein- und zweigeschossigen Tragwerken (Industriehallen) vor. Als Tragsystem werden dann z. B. im Fertigteilbau eingespannte Stützen mit einem gelenkig aufgelagerten Riegel gewählt (vgl. Abb. 2.1a).

Die Rahmensysteme selbst bzw. die Stützen sind verschieblich, da der Stützenkopf nicht gehalten ist.

– **Scheibenstabilisierung**

Durch eine ausreichende Anzahl von horizontalen und vertikalen Scheiben werden alle horizontalen Einwirkungen aufgenommen. Die Stützen im Gebäude werden nur noch zur vertikalen Lastabtragung herangezogen. (Im Holz- und Stahlbau erfolgt die „Scheibenbildung“ häufig durch Verbände; hierauf wird im Rahmen dieses Beitrags nicht eingegangen.)

Eine Scheibenstabilisierung ist insbesondere bei mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden wirtschaftlich, da Decken als horizontale und Wände als vertikale Scheiben i. d. R. ohnehin vorhanden sind.

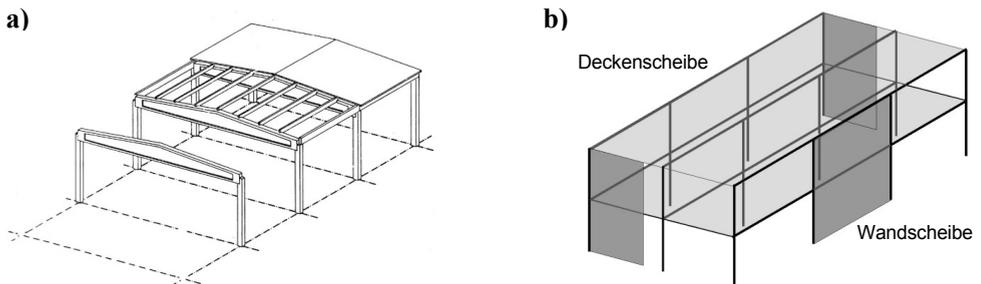


Abb. 2.1 Tragwerksstabilisierungen

- a) Rahmenstabilisierung (eingespannte Stützen mit gelenkig gelagertem Riegel)
b) Scheibenstabilisierung

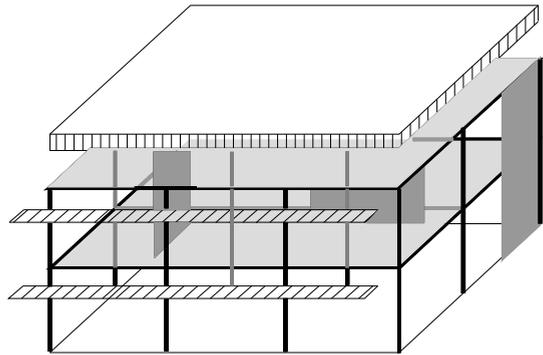
Die Stützen und Rahmen innerhalb des Tragwerks gelten dann als unverschieblich; die Rahmenknoten werden durch – im Vergleich zu den Rahmen und Stützen – sehr steife Decken- und Wandscheiben gehalten. Die geringe Verformungsfähigkeit bzw. die ausreichende Steifigkeit der Scheiben muss, wenn sie nicht zweifelsfrei feststeht, rechnerisch nachgewiesen werden. Dabei sind die Verschiebungen in beiden Richtungen und die Verdrehung des Gesamttragwerks zu untersuchen.

2.1.2 Scheibenstabilisierung

Bei einer Scheibenstabilisierung werden alle horizontalen Einwirkungen den aussteifenden Scheiben zugewiesen, die hierfür entsprechend zu bemessen sind. Die horizontalen Einwirkungen resultieren dabei aus den Beanspruchungen infolge von Wind, Gebäudeschiefstellung sowie ggf. weiteren Lasten (z. B. Erdbeben). Für die Lastabtragung werden

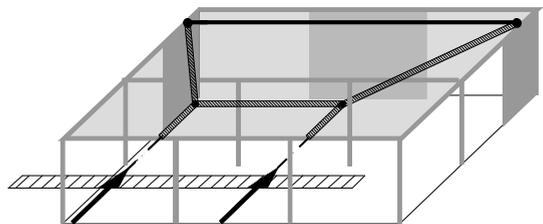
- horizontale Scheiben und
- vertikale Scheiben

benötigt, die miteinander verbunden sind. Den aussteifenden Elementen fällt dabei eine Doppelfunktion zu; die vertikalen Lasten werden über die Geschossdecken (Plattentragwirkung) zu den Wänden und Stützen weitergeleitet (i. d. R. primäre Funktion der Decken), die horizontalen Lasten über die Geschossdecken (Scheibentragwirkung) zu den Wänden bzw. lotrechten Scheiben.



Horizontale Scheiben

Die horizontalen Scheiben werden im Stahlbetonbau i. d. R. durch die Deckenkonstruktion gebildet, die für die vertikale Lastabtragung ohnehin vorhanden sind. Die horizontalen Scheiben müssen kraftschlüssig mit den vertikalen verbunden sein. Bei Ortbeton- und auch bei Teilfertigdecken mit Ortbetonergänzung ist diese Voraussetzung im Allg. erfüllt. Für die Weiterleitung der horizontalen Lasten ist in der Deckenscheibe eine Randzugbewehrung erforderlich, die je nach Abmessung nach der Balken- oder Scheibentheorie zu bemessen ist.



Insbesondere bei „reinen“ Fertigteilkonstruktionen ist jedoch zu beachten, dass die Decken aus einzelnen Elementen zusammengesetzt sind und damit die Scheiben durch Fugen unterbrochen sind. Die Erläuterung der Tragwirkung und auch die Bemessung der Scheibenwirkung können dann am besten durch Stabwerkmodelle erfolgen (vgl. Abb. 2.2).

Die Fugen müssen für die Druckstreben des Fachwerkmodells durch Verguss miteinander verbunden sein; die Druckkräfte werden schräg über die Fugen hinweggeführt. Die erforderlichen Zugglieder werden durch Längsbewehrung in den Fugen bzw. in den Randgliedern ge-

Für eine Stabilisierung sind mindestens drei vertikale aussteifende Wandscheiben erforderlich, die durch eine – horizontale – Deckenscheibe miteinander verbunden sind (bei Anordnung von genau drei vertikalen Scheiben handelt es sich um eine *statisch bestimmte Stabilisierung*; vgl. Abschnitt 2.4.1). Die Scheiben müssen in der Lage sein, Einwirkungen in beiden Längsrichtungen aufzunehmen und eine Verdrehung der Tragkonstruktion zu verhindern.

Für eine Gebäudeaussteifung und die Lage der stabilisierenden Scheiben können folgende Empfehlungen gegeben werden (vgl. [Theile et al. – 03]):

- die lotrechten Scheiben sollten eine möglichst große Vertikallast aus den Geschossdecken erhalten, damit sie überdrückt sind (vgl. Abb. 2.3);
- die Anordnung sollte im Grundriss so erfolgen, dass Zwängungen in der horizontalen Deckenscheibe gering bleiben;
- Schubmittelpunkt und Schwerpunkt sollten nah beieinanderliegen, um große Ausmitten der angreifenden Horizontallasten zu vermeiden;
- die Scheiben sollten möglichst an den Gebäudeaußenseiten angeordnet werden, um einen großen Hebelarm gegen Verdrehungen zu haben;
- die aussteifenden Scheiben sollten über die gesamte Gebäudehöhe vorhanden sein, d. h. ungeschwächt vom Fundament bis zum Dach durchlaufen.

Auf der anderen Seite lassen sich auch Mindestanforderungen formulieren, die in jedem Falle zu beachten sind, da andernfalls ein instabiles Stabilisierungssystem entsteht:

- die Wirkungslinien der Scheiben dürfen sich nicht in einem Punkt schneiden, damit eine Verdrehung um den gemeinsamen Schnittpunkt ausgeschlossen ist;
- die Scheiben dürfen nicht parallel zueinander stehen (andernfalls ist die Unverschieblichkeit in eine Richtung nicht gegeben).

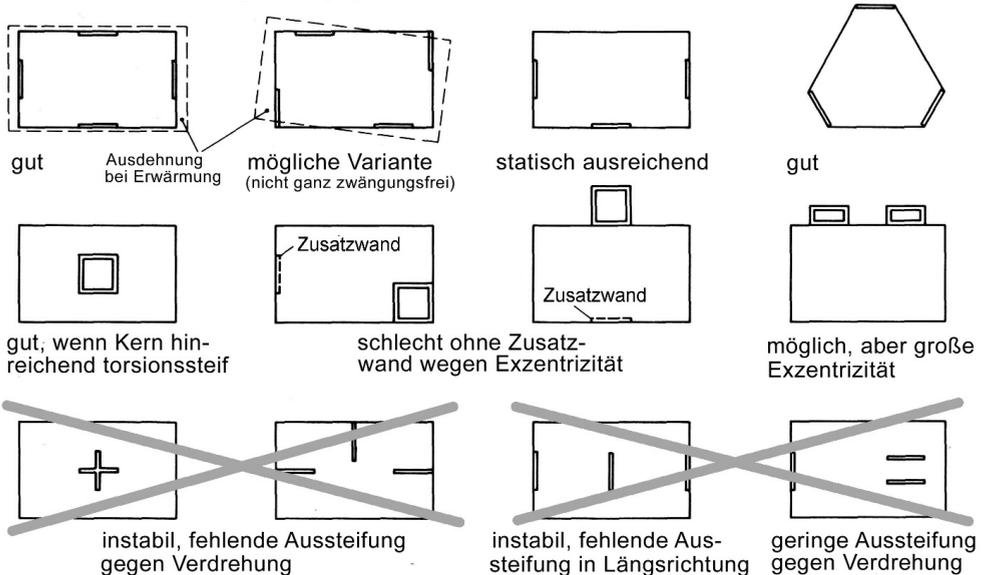


Abb. 2.4 Anordnung der Gebäudeaussteifung im Grundriss (nach [Steinle/Hahn – 95])

2.2 Rechnerischer Nachweis der Gesamtstabilität

2.2.1 Grundsätzliches

Hochbauten werden häufig durch eine ausreichende Anzahl von vertikalen Aussteifungselementen – Wände, Treppenhauskerne u. Ä. – und durch Decken mit Scheibenwirkung – horizontale Aussteifungselemente – ausgesteift. *Offensichtlich ausreichend ausgesteifte* Tragwerke dürfen als unverschieblich gehalten angesehen werden.

In Zweifelsfällen dient der Aussteifungsbeurteilung von Bauwerken mit aussteifenden Bauteilen die in EC 2-1-1, 5.8.3.3 angegebene „Labilitätszahl“. Aussteifende Bauteile müssen alle Horizontallasten aufnehmen und in die Fundamente weiterleiten können. Entsprechend den Bewegungsmöglichkeiten eines Bauwerks wird zwischen Verschiebungen in Richtung der Gebäudehauptachsen y und z (Translation) und Verdrehungen (Rotation) unterschieden. Vertikale aussteifenden Bauteile sollten möglichst annähernd symmetrisch angeordnet werden.

Vertikale Aussteifungselemente sollten einen möglichst großen Abstand zum Gesamtschubmittelpunkt haben, um die Verdrehung des Bauwerks klein zu halten. Im Zweifelsfalle kann die Verdrehungssteifigkeit mithilfe von EC 2-1-1, Abschnitt 5.8.3.4 (s. a. [Brandt – 76/77]) für Verdrehung beurteilt werden.

2.2.2 Unverschieblichkeit von Tragwerken

Die Beurteilung, ob ein Tragwerk oder ein Tragwerksteil als unverschieblich anzusehen ist, kann mit EC 2-1-1 erfolgen. Im Einzelnen müssen ggf. folgende Kriterien überprüft werden:

- Translationssteifigkeit des Tragwerks
- Rotationssteifigkeit des Tragwerks.

2.2.2.1 Translationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen

Tragwerke dürfen als unverschieblich betrachtet werden, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten wird (sie muss für jede der beiden Gebäudehauptachsen y und z erfüllt sein).

$$\frac{F_{V,Ed} \cdot H^2}{\sum E_{cd} I_c} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (2.1)$$

Es sind (s. a. Abb. 2.5):

H Gesamthöhe des Tragwerkes über OK Einspannebene (in EC 2 mit L bezeichnet)

n_s Anzahl der Geschosse

$F_{V,Ed}$ Summe aller Vertikallasten $F_{V,Ed,nj}$ im Gebrauchszustand (d. h. $\gamma_F = 1$), die auf die aussteifenden und auf die nicht aussteifenden Bauteile wirken

$E_{cd} I_c$ Summe der Nennbiegesteifigkeiten aller vertikalen aussteifenden Bauteile, die in der betrachteten Richtung wirken

$K_1 = K_1 = 0,31$ im Allgemeinen

$K_1 = K_2 = 0,62$, wenn in den aussteifenden Bauteilen die Betonzugspannung unter der maßgebenden Einwirkungskombination des GZT den Wert f_{ctm} nicht überschreitet (mit f_{ctm} als mittlere Zugfestigkeit des Betons)

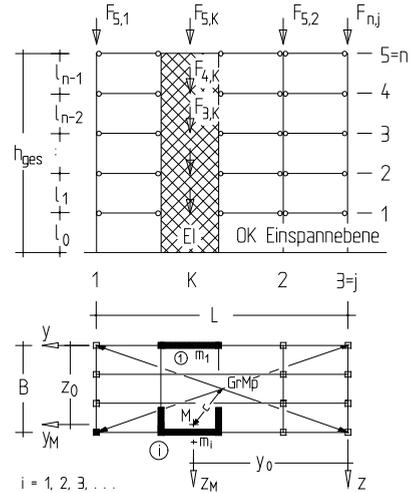
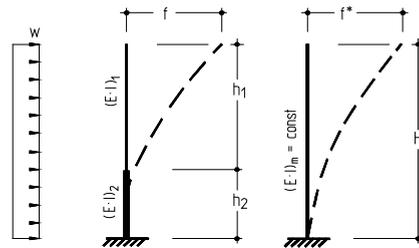


Abb. 2.5 Nachweis der Unverschieblichkeit

Ersatzbiegesteifigkeit EI^* von Wandscheiben mit veränderlichem EI

Bei über die Höhe veränderlicher Steifigkeit kann mit einer Ersatzsteifigkeit gerechnet werden; sie wird ermittelt durch Gleichsetzung der maximalen Horizontalverschiebungen. Ohne Schubverformungen – nur bei „schlanken“ Aussteifungssystemen zulässig – erhält man

für das tats. System $f = \int \frac{\bar{M} \cdot M}{E \cdot I} dh$
 $w \cdot H^4$
 für das Ersatzsystem $f^* = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot (EI)^*}$
 aus $f = f^*$ folgt $(EI)^* = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot f}$



Beispiel (vgl. [Schneider – 22])

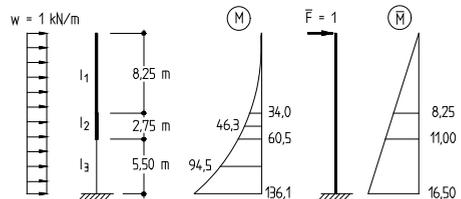
Für das dargestellte System mit abschnittsweise konstantem $(EI)_i$ ist die Ersatzbiegesteifigkeit $(EI)^*$ zu ermitteln ($E = \text{const.}$). Es sind $I_1 = 0,54 \text{ m}^4$, $I_2 = 0,82 \text{ m}^4$ und $I_3 = 0,45 \text{ m}^4$.

Gew.: Vergleichsträgheitsmoment $I_c = I_1 = 0,54 \text{ m}^4$

$EI_c \cdot f = 8,25^2 \cdot 34,0/4 + (0,54/0,82) \cdot (2,75/6) \cdot [34,0 \cdot 8,25 + 2 \cdot 46,32 \cdot (8,25 + 11,0) + 60,5 \cdot 11,0]$
 $+ (0,54/0,45) \cdot (5,50/6) \cdot [60,5 \cdot 11,0 + 2 \cdot 94,5 \cdot (11,0 + 16,5) + 136,1 \cdot 16,5] = 10\,322 \text{ kNm}^3$
 $\rightarrow f = 10\,322 / (0,54 \cdot E) = 19\,115 / E$

Damit erhält man als Ersatzbiegesteifigkeit bzw. als „mittleres“ Flächenmoment 2. Ordnung

$EI^* = 1 \cdot 16,5^4 / (8 \cdot 19115 / E) = 0,4847 \cdot E$
 $\rightarrow I_m \approx 0,48 \text{ m}^4$



Wandscheiben mit Öffnungsreihen

Aussteifende Wandscheiben sind häufig durch Öffnungen für Fenster, Türen u. a. m. unterbrochen. Das Verformungsverhalten und die Stabilität können dadurch maßgebend beeinflusst werden. Insbesondere für Überschlagsrechnungen kann man die gegliederte Scheibe durch einen Biegestab mit einem Ersatzträgheitsmoment I^* und Ersatzschubfläche A_V^* herleiten. Für die Ermittlung der Ersatzsteifigkeit wird wie folgt vorgegangen (vgl. Abb. 2.6a):

- Bestimmung der Kopfauslenkung f_1 und einer weiteren Auslenkung f_2 (z. B. mit EDV)
- Ermittlung der Ersatzgrößen I^* und A_V^* aus den ermittelten Verformungen.

Für den in Abb. 2.6a dargestellten Fall (Verformung f_2 auf halber Höhe, Gleichstreckenlast) erhält man die Verformungen $f_1 = f_1^*$ und $f_2 = f_2^*$

$$f_1^* = \frac{qh_1^4}{8EI^*} + \frac{qh_1^2}{2GA_V^*} \quad f_2^* = \frac{qh_1^4}{24EI^*} \cdot \left(3 - 4 \cdot \frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^4 \right) + \frac{q \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2GA_V^*}$$

und daraus die in Abb. 2.6 angegebenen Ersatzwerte. Bei Vernachlässigung der Schubverformung vereinfacht sich die Vorgehensweise; es genügt dann die Ermittlung der Kopfauslenkung mit $f_1 = f_1^* = qh_1^4/8EI^*$, woraus dann unmittelbar die Ersatzbiegesteifigkeit folgt.

Für die f -Werte bei einfeldrigen, regelmäßig gegliederten Scheiben unter Berücksichtigung der elastischen Verdübelung durch die Riegel wird auf [König/Liphardt – 03] verwiesen.

Bei Scheiben mit großen Öffnungen sollte eine genauere Berechnung mit FE-Programmen erfolgen, die Verformungen können sich beträchtlich vergrößern (Linie a gegenüber Linie b in Abb. 2.6b). Näherungsweise gilt für den Fall einer Wandscheibe mit großer Öffnung im unteren Geschoss die Ersatzsteifigkeit gem. Abb. 2.6b.

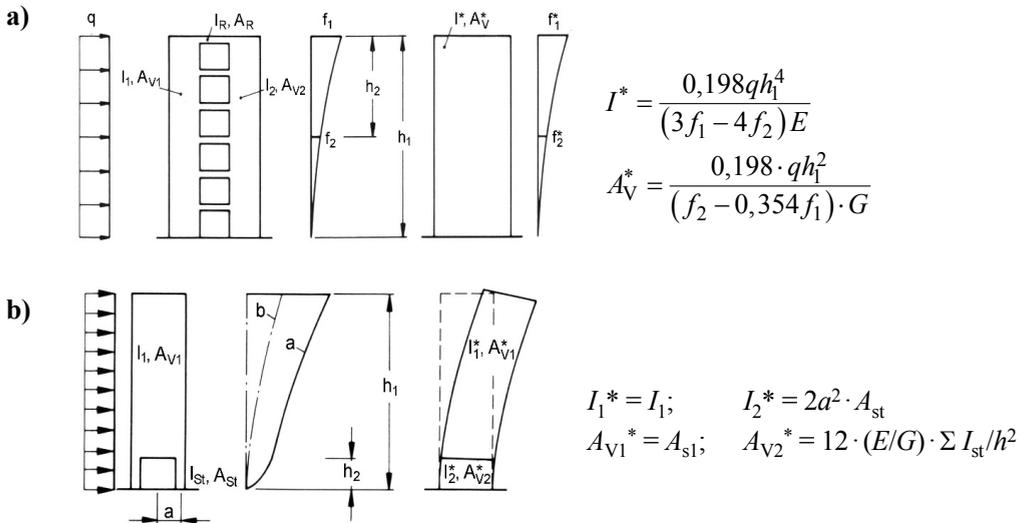


Abb. 2.6 Wandscheiben mit Öffnungen
a) Gegliederte Wandscheibe und zugehörige Ersatzscheibe (aus [Steinle/Hahn – 95])
b) Wandscheibe mit großer Öffnung

2.2.2.2 Unverschieblichkeit von nicht ausgesteiften Tragwerken oder Bauteilen

Grundsätzlich ist zu unterscheiden nach ausgesteiften oder nicht ausgesteiften Tragwerken (je nach Vorhandensein von aussteifenden Bauteilen; s. vorher) und nach unverschieblichen oder verschieblichen Tragwerken und Bauteilen (je nach Einfluss von Bauteilverformungen).

Nicht ausgesteifte Bauteile gelten als unverschieblich, wenn die Auswirkungen von Bauteilverformungen die Tragfähigkeit um weniger als 10 % verringern. Eine Abschätzung dieses Sachverhalts kann mit EC 2-1-1, 5.8.3.1 erfolgen, wonach *Einzelbauteile* als unverschieblich gelten, wenn die Grenzschlankheit λ_{\max} nicht überschritten wird:

$$\lambda_{\max} = \begin{cases} 16/\sqrt{n_{Ed}} & \text{für } |n_{Ed}| < 0,41 \\ 25 & \text{für } |n_{Ed}| \geq 0,41 \end{cases} \quad \text{mit } n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.2)$$

Die Grenzschlankheiten λ_{\max} sind in unten stehender Grafik dargestellt.

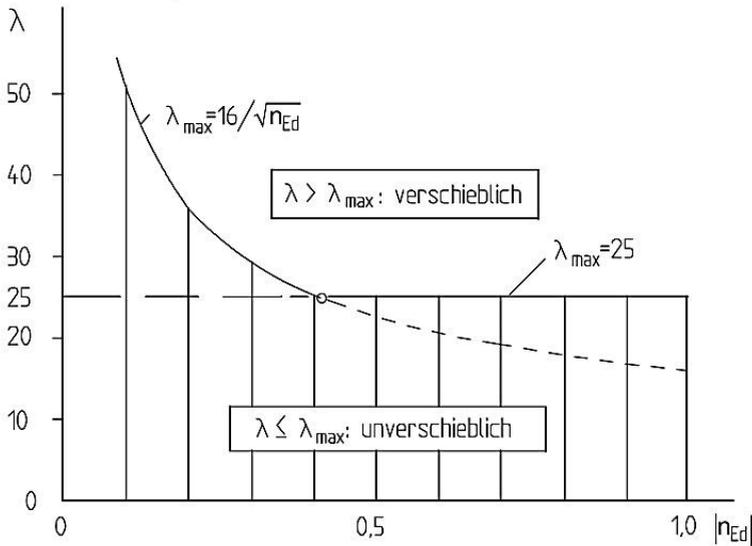


Abb. 2.7 Abgrenzung zwischen verschieblichen und unverschieblichen Einzelbauteilen

2.2.2.3 Rotationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen

Die Beurteilung der Rotationssteifigkeit erfolgt mit EC 2-1-1/NA, Abschnitt 5.8.3.3. Danach ergibt sich

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{H} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (2.3)$$

Es sind (vgl. hierzu Abb. 2.8):

n_s Anzahl der Geschosse

$F_{V,Ed,j}$ Vertikallast der Stütze j im Gebrauchszustand (d.h. $\gamma_F = 1$)

r_j Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt M des Gesamtsystems

H Gesamthöhe über Einspannebene der lotrechten aussteifenden Bauteile in m

$E_{cm} I_{\omega}$ Summe der Nennwölbleistigkeiten aller gegen Verdrehung aussteifenden Bauteile

$$E_{cm} I_{\omega} = \sum (E_{cm,i} \cdot I_{cy,i} \cdot y_{Mmi}^2 + E_{cm,i} \cdot I_{cz,i} \cdot z_{Mmi}^2 + E_{cm,i} \cdot I_{\omega i} - 2E_{cm,i} \cdot I_{yz,i} \cdot y_{Mmi} \cdot z_{Mmi})$$

$I_{cy,i}; I_{cz,i}$ Flächenmoment 2. Grades des aussteifenden Bauteils i

$I_{yz,i}$ Flächenträgheitsmoment des aussteifenden Bauteils i

$I_{\omega,i}$ Wölbleistigkeit 2. Grades des aussteifenden Bauteils i

$y_{Mmi}; z_{Mmi}$ Abstände zwischen M und m_i

M Schubmittelpunkt ($y_0; z_0$) der zu einem Gesamtstab zusammengefassten lotrechten aussteifenden Bauteile i im Zustand I nach der Elastizitätstheorie (s. Abb. 2.8)

m_i Schubmittelpunkt des aussteifenden Bauteils i

G_{cm} Schubmodul in MN/m²; $G_{cm} = E_{cm} / [2(1+\nu)]$

$$\nu = 0 \rightarrow E_{cm} / G_{cm} = 2; \quad \nu = 0,2 \rightarrow E_{cm} / G_{cm} = 2,4$$

I_T St. Venant'sches Torsionsflächenmoment

Koordinaten des Schubmittelpunktes M bei gleich hohen Aussteifungselementen
(Darstellung vereinfachend ohne materialbezogene Indizes „c“ bzw. „cm“)

allgemein	$y_0 = \frac{(\sum EI_{y,i} \cdot y_i - \sum EI_{yz,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i} \cdot y_i - \sum EI_{z,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{yz,i}}{\sum EI_{y,i} \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i})^2}$ $z_0 = \frac{(\sum EI_{y,i} \cdot y_i - \sum EI_{yz,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{yz,i} - (\sum EI_{yz,i} \cdot y_i - \sum EI_{z,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{y,i}}{\sum EI_{y,i} \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i})^2}$
$\sum EI_{yz,i} = 0$ und $\sum (EI_{yz,i} \cdot z_i) = 0,$ $\sum (EI_{yz,i} \cdot y_i) = 0$	$y_0 = (\sum I_{y,i} \cdot y_i) / (\sum I_{y,i})$ $z_0 = (\sum I_{z,i} \cdot z_i) / (\sum I_{z,i})$

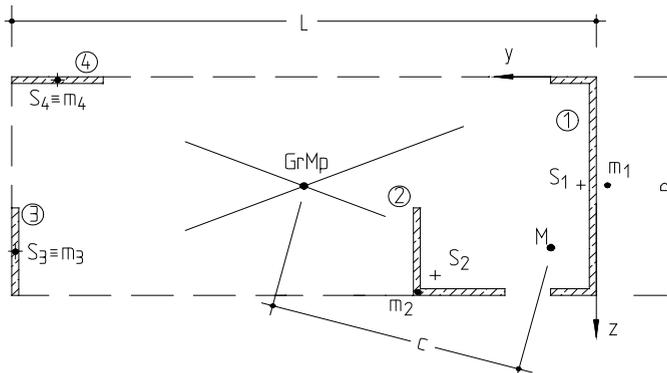


Abb. 2.8 Nachweis der Rotationssteifigkeit

Näherung für den Nachweis der Rotationssteifigkeit

Die Beurteilung der Rotationssteifigkeit erfolgt nach Gl. (2.3). Hieraus lässt sich für den Fall, dass eine große Anzahl von Vertikallasten $F_{V,Ed,j}$ der Stützen nach Lage und Größe gleichmäßig über den Grundriss verteilt ist, für Gebäude mit rechteckigem Grundriss herleiten (s. hierzu auch [Brandt – 76/77]):

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{H} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{F_{V,Ed,j} \cdot (d^2 / 12 + c^2)}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{F_{V,Ed,j} \cdot (d^2 / 12 + c^2)}} \right)^2} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \quad (2.4)$$

mit

- $F_{V,Ed,j}$ Summe aller Vertikallasten $F_{Ed,j}$
- d Grundrissdiagonale in m ($d^2 = L^2 + B^2$; s. Abb. 2.5)
- c Abstand zwischen Schubmittelpunkt M und Grundrissmittelpunkt GrMp (Abb. 2.8)

Diese Gleichung vereinfacht den Nachweis teilweise erheblich, sodass sie zumindest für Überschlagsrechnungen von Bedeutung ist.

2.2.2.4 Zusammenfassendes Beispiel

Für das in Abb. 2.9 dargestellte 2-geschossige Bürogebäude ist der Nachweis der Unverschieblichkeit zu führen. Der Nachweis wird zunächst überschlägig geführt.

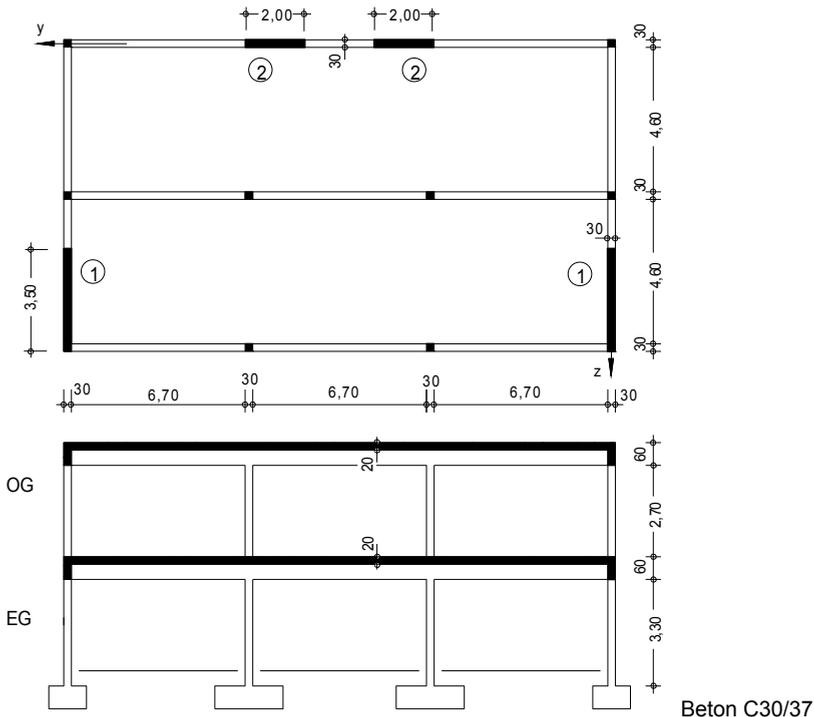


Abb. 2.9 Hochbaukonstruktion der Beispielrechnung

Überschlägiger Nachweis*Belastung (Vertikallasten)*

Decke über OG:	Konstruktionseigenlasten	$0,20 \cdot 25,0 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
	Ausbaulasten (Vorgabe)	$0,50 \text{ kN/m}^2$
	Zuschlag ^{a)} für Unterzüge, Stützen, Wände	$\approx 2,50 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma g_k = 8,00 \text{ kN/m}^2$
Decke über EG:	Schnee ¹⁾ :	$\Sigma q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$
	Konstruktionseigenlasten	$0,20 \cdot 25,0 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
	Ausbaulasten (Vorgabe)	$1,50 \text{ kN/m}^2$
	Zuschlag ²⁾ für Unterzüge, Stützen, Wände	$\approx 2,50 \text{ kN/m}^2$
		$\Sigma g_k = 9,00 \text{ kN/m}^2$
	Nutzlast (inkl. Trennwandzuschlag)	$\Sigma q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$

Labilitätszahl

- *Translation in y-Richtung* (Biegung um die z-Achse)

$$\frac{F_{V,Ed} \cdot H^2}{\Sigma E_{cd} I_c} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

$$H = 7,20 \text{ m}$$

$$F_{V,Ed} = (8,00 + 1,00) \cdot 21,30 \cdot 10,10 + (9,00 + 3,20) \cdot 21,30 \cdot 10,10 \\ = 1936 + 2625 = 4561 \text{ kN} \quad (\text{ermittelt mit } \gamma_F = 1,0!)$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} = 33\,000 / 1,2 = 27\,500 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{Beton C30/37})$$

$$I_{c,z} = 2 \cdot 1/12 \cdot 0,3 \cdot 2,0^3 = 0,400 \text{ m}^4$$

$$K_1 = K_2 = 0,62 \quad (\text{Annahme: Zustand I; s. S. 20 f.})$$

$$\frac{4,561 \cdot 7,20^2}{27500 \cdot 0,40} = 0,021 \leq 0,62 \cdot \frac{2}{2 + 1,6} = 0,34$$

- *Translation in z-Richtung* (Biegung um die y-Achse)

Bei größerer Steifigkeit der aussteifenden Scheiben ohne Nachweis.

- *Rotation um die x-Achse*

Der Nachweis wird zunächst näherungsweise nach [Brand – 76/77] geführt, s. Gl. (2.3):

$$\text{Torsionsflächenmoment } I_T \approx 2 \cdot 1/3 \cdot 3,50 \cdot 0,30^3 + 2 \cdot 1/3 \cdot 2,00 \cdot 0,30^3 = 0,10 \text{ m}^4$$

$$\text{Schubmodul } G_{cd} = 27\,500 / [2 \cdot (1 + 0,2)] = 11\,500 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Wölflflächenmoment } I_{\omega} \approx \Sigma (I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^2 + I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^2) \\ = \Sigma (2 \cdot 1/12 \cdot 0,30 \cdot 3,50^3 \cdot 10,50^2 + 0) = 236 \text{ m}^6$$

$$\Sigma \text{ Vertikallasten } F_{Ed} = 4,561 \text{ MN}$$

$$\text{Grundrissdiagonale } d^2 = (21,30^2 + 10,10^2) = 555,7 \text{ m}^2$$

¹⁾ Annahme: Schneelastzone 2a, Geländehöhe 330 m ü NN →

$$\text{Schneelast auf dem Boden: } s_k = 1,25 \cdot (0,25 + 1,91 \cdot ((330 + 140) / 760)^2) = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Schneelast auf dem Flachdach: } \mu_1 \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,23 = 0,98 \text{ kN/m}^2 \approx 1,00 \text{ kN/m}^2$$

²⁾ Die Lasten werden zunächst überschlägig ermittelt; genauere Lastzusammenstellung s. Abb. 2.10.

³⁾ Nutzlast für Büroflächen: $q_{k1} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Zuschlag für leichte nichttragende Wände: } q_{k2} = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

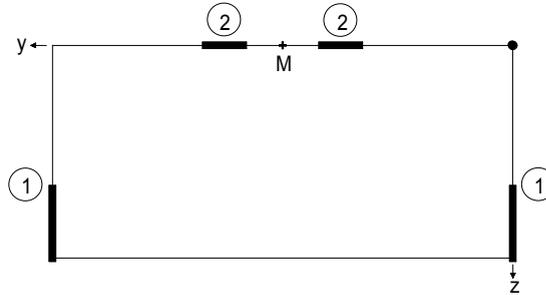
Abstand M – GrMp

$$c^2 = 4,90^2 = 24,01 \text{ m}^2 \text{ (s. nachfolgend; vgl. a. Abb. 2.9)}$$

Schubmittelpunkt

$$y_0 = \frac{\sum I_{y,i} \cdot y_i}{\sum I_{y,i}} = \frac{I_{y,1} \cdot 0,0 + I_{y,1} \cdot 21,0}{2 \cdot I_{y,1}} = 10,50 \text{ m}$$

$$z_0 = \frac{\sum I_{z,i} \cdot z_i}{\sum I_{z,i}} = \frac{I_{z,2} \cdot 0,0 + I_{z,2} \cdot 0,0}{2 \cdot I_{z,2}} = 0 \text{ m}$$



nach Gl. (2.3):

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{7,20} \sqrt{\frac{27500 \cdot 236}{4,561 \cdot (555,7/12 + 24,01)}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{11500 \cdot 0,10}{4,561 \cdot (555,7/12 + 24,01)}} \right)^2} = 0,0024$$

$$\leq 0,62 \cdot \frac{2}{2+1,6} = 0,34$$

Eine ausreichende Translationssteifigkeit und Rotationssteifigkeit sind damit näherungsweise nachgewiesen. Wegen des deutlichen Abstands von den zulässigen Grenzen könnte hier ein genauerer Nachweis entfallen. Der Nachweis wird zur Demonstration geführt.

Genauerer Nachweis

Belastung (Vertikallasten)

Die resultierenden Gesamtlasten sind nach Lage und Größe genauer zu bestimmen. In einer hier nicht dargestellten Berechnung wurden die in Abb. 2.10 dargestellten Lasten in der Gründungsebene ermittelt (mit $\gamma_F = 1,0$). Zu beachten ist, dass dabei sowohl die Stützenlasten bzw. -längskräfte aller auszusteifenden Stützen als auch die vertikalen Auflasten und die Eigenlasten der aussteifenden Scheiben selbst zu berücksichtigen sind.

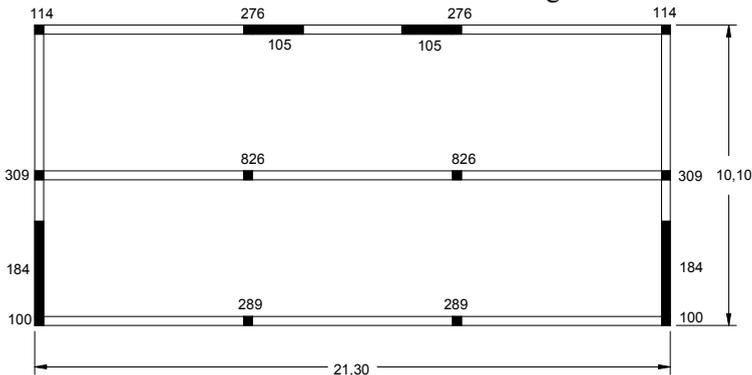


Abb. 2.10 Lasten in der Gründungsebene (OK Fundament)

Labilitätszahl

- *Translation in y- und z-Richtung*

Die Summe der Vertikallasten der genaueren Lastermittlung ($F_{Ed} = 4,406 \text{ MN}$; s. nachfolgend) stimmt ausreichend genau mit der Überschlagsberechnung ($F_{Ed} = 4,571 \text{ MN}$) überein. Der Nachweis erübrigt sich daher.

- *Rotation um die x-Achse*

Abweichend von der Überschlagsrechnung ist der Rotationsanteil der einzelnen Vertikallasten nach Lage und Größe separat zu berücksichtigen. Nach Gl. (2.3) gilt:

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{H} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} \right)^2} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

mit $r_j^2 = (y_0 - y_j)^2 + (z_0 - z_j)^2$ erhält man

$\Sigma F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2 = 0,114 \cdot [(10,50)^2 + (0,00)^2]$	12,6
$+ 0,276 \cdot [(3,50)^2 + (0,00)^2]$	3,4
$+ 0,105 \cdot [(2,65)^2 + (0,00)^2]$	0,7
$+ 0,105 \cdot [(-2,65)^2 + (0,00)^2]$	0,7
$+ 0,276 \cdot [(-3,50)^2 + (0,00)^2]$	3,4
$+ 0,114 \cdot [(-10,50)^2 + (0,00)^2]$	12,6
$+ 0,309 \cdot [(10,50)^2 + (4,90)^2]$	41,5
$+ 0,826 \cdot [(3,50)^2 + (4,90)^2]$	30,0
$+ 0,826 \cdot [(-3,50)^2 + (4,90)^2]$	30,0
$+ 0,309 \cdot [(-10,50)^2 + (4,90)^2]$	41,5
$+ 0,184 \cdot [(10,50)^2 + (8,20)^2]$	32,7
$+ 0,184 \cdot [(-10,50)^2 + (8,20)^2]$	32,7
$+ 0,100 \cdot [(10,50)^2 + (9,80)^2]$	20,6
$+ 0,289 \cdot [(3,50)^2 + (9,80)^2]$	31,3
$+ 0,289 \cdot [(-3,50)^2 + (9,80)^2]$	31,3
$+ 0,100 \cdot [(-10,50)^2 + (9,80)^2]$	20,6
Σ 4,406 [MN]	345,6 [MNm²]

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{7,20} \sqrt{\frac{27500 \cdot 236}{345,6}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{11500 \cdot 0,10}{345,6}} \right)^2} = 0,025 < 0,34$$

Der Nachweis ist damit – geringfügig ungünstiger als im Näherungsverfahren – erfüllt.

In der bisherigen Berechnung wurden die Steifigkeiten des ungerissenen Betonquerschnitts zugrunde gelegt. Das setzt voraus, dass die stabilisierenden Scheiben im Zustand I verbleiben. Hierfür ist nach EC 2-1-1 nachzuweisen, dass die größte Zugspannung der Scheiben im Gebrauchszustand die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} nicht überschreitet. Der Nachweis wird im Abschnitt 2.4.3 geführt.

2.3 Einwirkungen

Bei einer Scheibenstabilisierung müssen die Decken- und Wandscheiben alle einwirkenden Horizontallasten aufnehmen, und sie sind entsprechend hierfür zu bemessen. Als einwirkende Lasten sind insbesondere zu berücksichtigen (ggf. weitere Lasten aus Erdbeben u. a. m.)

- Windlasten
- Imperfektionen (Schiefstellungen) des Systems

Imperfektionen

Imperfektionen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit (außer in der außergewöhnlichen Bemessungssituation) und beim Nachweis der Unverschieblichkeit zu berücksichtigen. Bei der Schnittgrößenermittlung am Tragwerk als Ganzes dürfen die Auswirkungen der Imperfektionen über eine Schiefstellung des Tragwerks um den Winkel θ_i erfasst werden:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (\text{im Bogenmaß}) \quad (2.5)$$

mit $\theta_0 = 1/200$ und $0 \leq \alpha_h = 2 / l^{0,5} \leq 1,0$ (EC 2-1-1/NA, 5.2(5)); dabei ist l die Gesamthöhe h_{ges} des Bauwerks in Metern über der Einspannebene. Beim Zusammenwirken von m lotrechten Baugliedern darf θ_0 außerdem mit dem Faktor α_m abgemindert werden:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (2.6)$$

Bei α_m dürfen allerdings nur die lotrechten Bauglieder m berücksichtigt werden, die mindestens 70 % einer mittleren Längskraft $N_{Ed,m} = F_{Ed} / m$ aufnehmen, wobei F_{Ed} die Summe der Längskräfte im betrachteten Geschoss ist. In Abhängigkeit von den lotrechten Baugliedern m erhält man die in Tafel 2.1 zusammengestellten Abminderungsfaktoren.

Tafel 2.1 α_m -Werte

m	1	2	3	4	5	10	$\rightarrow \infty$
α_m	1	0,87	0,82	0,79	0,77	0,74	0,71

Alternativ zu der Schiefstellung nach Gl. (2.6) dürfen die Abweichungen von der Vertikalen durch die Wirkung äquivalenter Horizontalkräfte ersetzt werden (s. Abb. 2.11; es sind *beide* Alternativen – Schiefstellung oder Ersatzhorizontalkräfte – gleichzeitig dargestellt):

$$\Delta H_j = \sum_{i=1}^n V_{ji} \cdot \theta_i \quad (2.7)$$

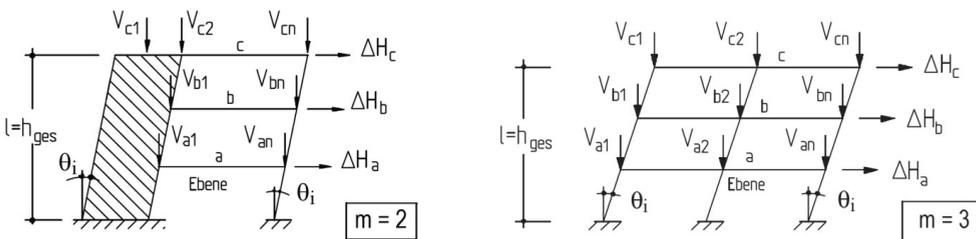


Abb. 2.11 Schiefstellung und Ersatzhorizontalkräfte

Waagerechte aussteifende Bauteile

Bauteile, die Stabilisierungskräfte von den auszusteifenden Bauteilen zu den aussteifenden Bauteilen übertragen, sind für die Aufnahme einer zusätzlichen Horizontalkraft zu bemessen:

$$H_{fd} = (N_{bc} + N_{ba}) \cdot \theta_{i,w} \quad (2.8)$$

Es sind

$$\theta_{i,w} = 0,008 / (2m)^{0,5} \text{ für Deckenscheiben} \quad (\theta_{i,w} \text{ im Bogenmaß})$$

$$\theta_{i,w} = 0,008 / (1m)^{0,5} \text{ für Dachscheiben}$$

m Anzahl der auszusteifenden Tragwerksteile im betrachteten Geschoss

Zu beachten ist, dass die für die Geschossdecken empirisch ermittelte Schiefstellung $\theta_{i,w}$ auf die Summe der Längskräfte ($N_{bc} + N_{ba}$) bezogen ist. Sie darf daher abweichend von DIN EN 1992-1-1, Gl. (5.5) nicht zusätzlich halbiert werden (s. DIN EN 1992-1-1/NA:2013); vgl. Abb. 2.12.

Die Ersatzhorizontalkräfte H_{fd} sind als eigenständige Einwirkungen zu betrachten und dürfen nicht zusätzlich durch Kombinationsfaktoren abgemindert werden, da diese bereits in den vertikalen Längskräften enthalten sind. H_{fd} braucht jedoch nicht für die Bemessung der vertikalen aussteifenden Bauteile berücksichtigt zu werden.

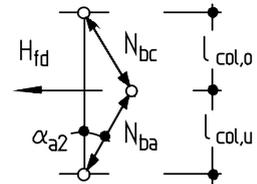


Abb. 2.12 Schiefstellung und Ersatzhorizontalkräfte für die waagrecht aussteifenden Bauteile

Beispiele (vgl. [Schneider – 22])

Beispiel 1

Tragwerk nach Abb. 2.13a mit Bemessungslasten bzw. -kräften (d. h. einschließlich Sicherheitsbeiwerte γ_F).

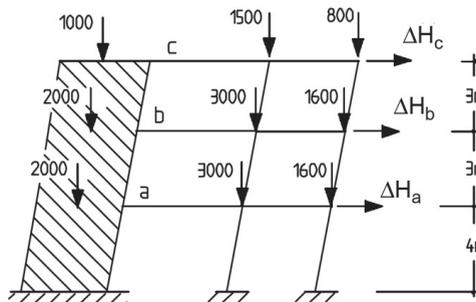


Abb. 2.13a Tragwerk mit Bemessungslasten; lotrecht aussteifendes Bauteil

Gesucht sind die Ersatzhorizontalkräfte für die Geschossebenen a, b und c.

Es wird zunächst überprüft, ob bei der Ermittlung des Abminderungsbeiwertes α_m alle vertikalen Bauglieder berücksichtigt werden dürfen. Dafür ist nachzuweisen, dass die angesetzten Bauteile mindestens 70 % des Bemessungswertes der mittleren Längskraft aufnehmen.

Für die Ebene a gilt:

$$F_{Edm} = \Sigma F_{Ed} / n = (2000+3000+1600)/3 = 2200 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,min} = 1600 \text{ kN} > 0,7 \cdot 2200 = 1540 \text{ kN}$$

Analog lässt sich der Nachweis für die Ebenen b und c führen, sodass alle drei vertikalen Bauglieder berücksichtigt werden dürfen.

Ermittlung der Ersatzhorizontalkräfte

Schiefstellung: $\theta_0 = 1/200$

Abminderung: $\alpha_h \cdot \alpha_m = (2/\sqrt{10}) \cdot \sqrt{0,5 \cdot (1+1/3)} = 0,52$

Ersatzhorizontalkräfte:

$$\Delta H_c = (800+1500+1000) \cdot 0,52 / 200 = 8,6 \text{ kN}$$

$$\Delta H_b = (1600+3000+2000) \cdot 0,52 / 200 = 17,1 \text{ kN}$$

$$\Delta H_a = (1600+3000+2000) \cdot 0,52 / 200 = 17,1 \text{ kN}$$

Grundwert; vgl. Erl. zu Gl. (2.5)
Gl. (2.5) und (2.6); es dürfen alle 3 „Stützen“reihen berücksichtigt werden, s. vorher.

Beispiel 2

Für das Tragwerk nach Abb. 2.13a sind die horizontalen Ersatzlasten für die Deckenscheiben a und c nachzuweisen. Es ergeben sich die in Abb. 2.13b dargestellten Stützenlängskraften (inkl. Sicherheitsbeiwerte γ_F).

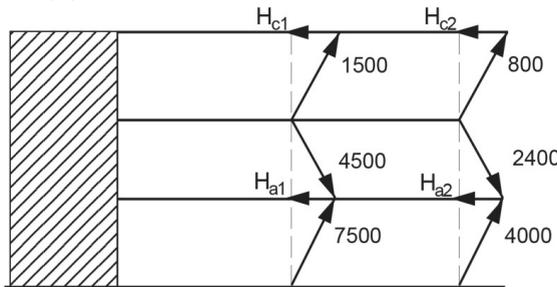


Abb. 2.13b Tragwerk mit Schiefstellung zur Ermittlung der Ersatzhorizontalkräfte für die Deckenscheiben a und c

Nachweis für Ebene a

Schiefstellung: $\theta_{1w,k=1} = 0,008 / \sqrt{2 \cdot 1} = 0,0056$

$\theta_{1w,k=2} = 0,008 / \sqrt{2 \cdot 1} = 0,0040$

Gl. (2.8) für Deckenscheibe mit $m = 1$
Gl. (2.8) für Deckenscheibe mit $m = 2$

Ersatzhorizontalkräfte:

$$H_{a2} = (2400+4000) \cdot 0,0056 = 36,2 \text{ kN}$$

$$H_{a1} = (2400+4000+4500+7500) \cdot 0,0040 = 73,6 \text{ kN}$$

Nachweis für Ebene c

Schiefstellung: $\theta_{1w,k=1} = 0,008 / \sqrt{1} = 0,0080$

$\theta_{1w,k=2} = 0,008 / \sqrt{2} = 0,0056$

Gl. (2.8) für Deckenscheibe mit $m = 1$
Gl. (2.8) für Deckenscheibe mit $m = 2$

Ersatzhorizontalkräfte:

$$H_{c2} = 800 \cdot 0,0080 = 6,4 \text{ kN}$$

$$H_{c1} = 1500 \cdot 0,0056 = 8,4 \text{ kN}$$

2.4 Lastaufteilung horizontaler Lasten auf gleich hohe aussteifende Bauteile

2.4.1 Statisch bestimmte Aussteifungssysteme

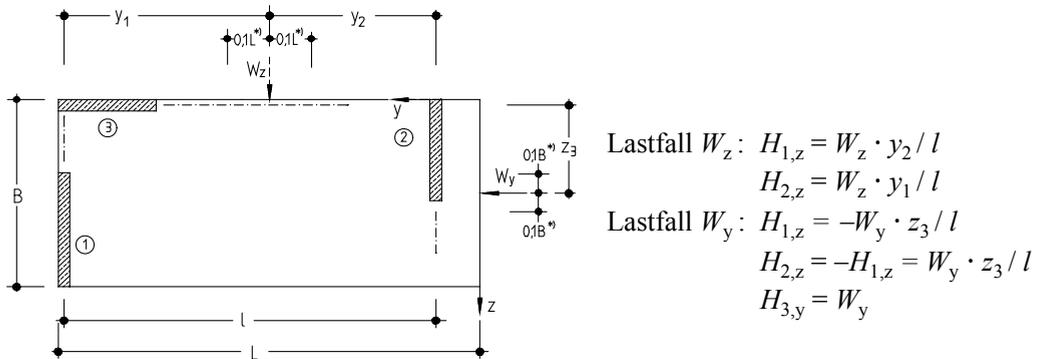
Die infolge von Horizontallasten z. B. aus Wind W auf die Scheiben entfallenden Kräfte werden allein aus den Gleichgewichtsbedingungen (rechnerisch oder grafisch) bestimmt. Voraussetzungen [König/Liphardt – 03]:

- Drillsteifigkeiten der Einzelscheiben werden vernachlässigt,
- Berücksichtigung der Biegesteifigkeiten der Einzelscheiben nur in der Hauptrichtung,
- Betrachtung der Decken als starre Scheiben.

Beispiele

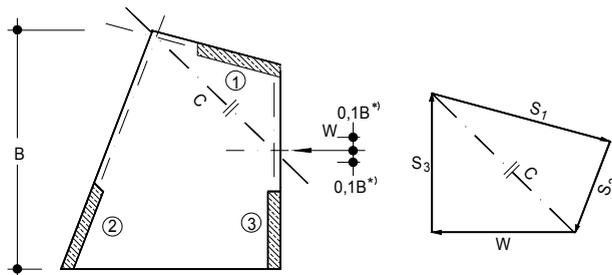
a) Rechnerische Lastaufteilung

Die infolge W auf die Scheiben entfallenden Kräfte werden rechnerisch aus Gleichgewichtsbedingungen bestimmt:



b) Grafische Lastaufteilung

Die infolge W auf die Scheiben entfallenden Kräfte S werden grafisch (z. B. nach *Culmann*) ermittelt.



*) Bei der Ermittlung von H_{\max} bzw. H_{\min} einer jeden Scheibe ist eine mögliche Exzentrizität des Windangriffs von $\pm 10\%$ der entsprechenden Gebäudeseitenlänge zu berücksichtigen. Das erfordert eine Berechnung mehrerer Lastfälle. In den Beispielen wurde jeweils nur die mittige Laststellung von W behandelt.

2.4.2 Statisch unbestimmte Aussteifungssysteme

Nachfolgende Gleichungen gelten ohne Berücksichtigung des Flächenzentrifugalmoments I_{yz} , der Wölbsteifigkeiten $I_{\omega,i}$ und der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit der Einzelelemente sowie der Torsionssteifigkeit $G_{cm} I_T$ des Gesamtstabes; nach [König/Liphardt – 90] ist dies zulässig bei

$$h_{ges} \cdot [I_T / ((E_{cd} / G_{cd}) \cdot I_{\omega})]^{0,5} \leq 0,5$$

<p><i>Lastanteile aus Translation</i> ($i = 1, 2 \dots n$)</p> $\overset{\leftarrow}{H}_{y,i} = (H_{y,M} \cdot E_{cd} \cdot I_{cz,i}) / (\sum_1^n E_{cd} \cdot I_{cz,i})$ $\overset{\leftarrow}{H}_{z,i} = (H_{z,M} \cdot E_{cd} \cdot I_{cy,i}) / (\sum_1^n E_{cd} \cdot I_{cy,i})$	<p><i>Lastanteil aus Rotation</i> ($i = 1, 2 \dots n$)</p> $\overset{\curvearrowright}{H}_{y,i} = -(M_{x,M} \cdot E_{cd} I_{cz,i} \cdot z_{Mmi}) / (\sum_1^n E_{cd} I_{\omega})$ $\overset{\curvearrowright}{H}_{z,i} = +(M_{x,M} \cdot E_{cd} I_{cy,i} \cdot y_{Mmi}) / (\sum_1^n E_{cd} I_{\omega})$
---	---

Resultierende Lastanteile für Scheibe i ($i = 1, 2 \dots n$)

$$H_{y,i} = \overset{\leftarrow}{H}_{y,i} + \overset{\curvearrowright}{H}_{y,i}; \quad H_{z,i} = \overset{\leftarrow}{H}_{z,i} + \overset{\curvearrowright}{H}_{z,i}$$

Hierin sind (s. a. Bezeichnungen vorher):

- $H_{y,M}, H_{z,M}$ resultierende, auf den Schubmittelpunkt bezogene Horizontallast
- $M_{x,M}$ resultierendes, auf den Schubmittelpunkt bezogenes Torsionsmoment

2.4.3 Beispiel

(Fortsetzung des Beispiels von Abschnitt 2.2.2.4)

Für die Scheiben 1 und 2 des Aussteifungssystems nach Abschnitt 2.2.2.4 ist nachzuweisen, dass die Scheiben im Gebrauchszustand im Zustand I verbleiben und die Beanspruchungen die Betonzugfestigkeit f_{ctm} nicht überschreiten. Es sind folgende Lastfälle zu untersuchen

- Vertikallasten inf. Eigenlasten und Nutz-/Schneelasten,
- (Ersatz-)Horizontallasten infolge Schiefstellung,
- Horizontallasten infolge Windeinwirkung.

Nicht eindeutig sind die Regelungen in EC 2-1-1, wonach die Betonzugspannungen f_{ctm} in der „maßgebenden Einwirkungskombination“ nachzuweisen sind. In diesem Beispiel wird die *seltene* Lastfallkombination gewählt.

Ohne Nachweis wird nachfolgend der Wind als Leiteinwirkung, d. h. ohne Kombinationsfaktor, angesetzt. Die weiteren veränderlichen Lasten werden mit folgenden Kombinationsfaktoren überlagert

Schnee S (Lage bis zu 1000 m ü NN)	$\psi_0 = 0,5$
Nutzlast Q (Bürogebäude)	$\psi_0 = 0,7$
Schiefstellung	– 4)

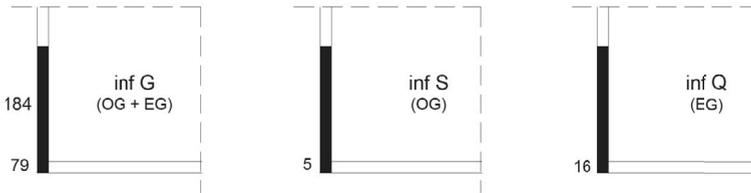
4) Ein Kombinationsfaktor wird nicht berücksichtigt; dieser ist bereits bei den Vertikallasten erfasst und darf hier nicht zusätzlich in Rechnung gestellt werden. Im Rahmen des Beispiels werden allerdings vereinfachend bei der Ermittlung der Ersatzhorizontallasten aus Schiefstellung die Schnee- und Nutzlast ohne Abminderung angesetzt.

Nachweis der Scheibe 1

• **Vertikallasten**

Näherungsweise werden die in Abb. 2.10 angegebenen Lasten mit ihren Exzentrizitäten berücksichtigt. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass für diesen Nachweis (insbesondere für die Bemessung der Scheiben) die örtliche Lastabtragung⁵⁾ genauer zu untersuchen ist. Zur Vereinfachung des Beispiels wird hierauf jedoch verzichtet.

$$\begin{array}{ll}
 N_{1,G} = -184 - 79 = -263 \text{ kN} & M_{1,G} = 79 \cdot 1,60 = 126 \text{ kNm} \\
 N_{1,S} = -5 = -5 \text{ kN} & M_{1,S} = 5 \cdot 1,60 = 8 \text{ kNm} \\
 N_{1,Q} = -16 = -16 \text{ kN} & M_{1,Q} = 16 \cdot 1,60 = 26 \text{ kNm}
 \end{array}$$



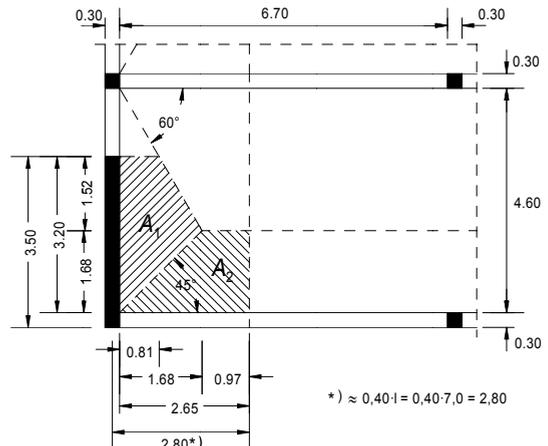
• **(Ersatz-)Horizontallasten aus Schiefstellung**

Ersatzhorizontallasten: $\Delta H = \sum V_i \cdot \theta_i$

Schiefstellungswinkel: $\theta_i = \frac{2}{200 \cdot \sqrt{l}} = \frac{2}{200 \cdot \sqrt{7,20}} = \mathbf{0,0037} (< 1/200 = 0,005)$

Auf eine Abminderung von θ_i wegen der Zusammenwirkung von mehreren lotrechten Baugliedern wird verzichtet; s. hierzu Beispiele im Abschnitt 2.3.

⁵⁾ Dies erfolgt zweckmäßigerweise durch Aufteilung der Decken- bzw. Belastungsflächen (s. Band 1, Tafel 4.7). Für den „Aufteilungs“-Winkel gilt bei Ecken mit zwei Rändern gleichartiger Stützung 45° , in Ecken mit einem eingespannten und einem frei drehbar gelagerten Rand 60° zum eingespannten Rand hin. Für die Scheibe 1 kämen danach die nachfolgend dargestellten Verteilungsflächen infrage. Diese „genauere“ Untersuchung stellt zwar immer noch eine Näherung dar, da beispielsweise Ungenauigkeiten bei den unterstellten Einspanngraden entstehen; in vielen praxisrelevanten Fällen liefert sie jedoch genügend genaue Ergebnisse. Zusätzlich sind dann die Eigenlasten der Unterzüge und der Scheibe selbst zu berücksichtigen.



Lastaufteilungsflächen für die Ermittlung der Beanspruchung in Scheibe 1

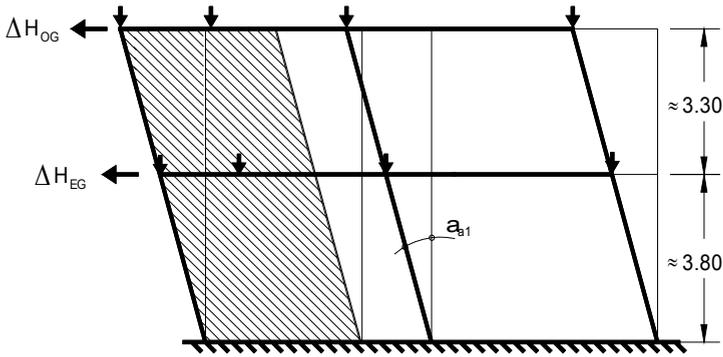


Abb. 2.14 Schiefstellung und Ersatzhorizontallasten

$$\begin{aligned} \Delta H_{OG} &= 1936 \cdot 0,0037 = 7,2 \text{ kN} & M_{1,OG} &= 0,5 \cdot 7,2 \cdot 7,10 = 25,6 \text{ kNm (je Scheibe)} \\ \Delta H_{EG} &= 2635 \cdot 0,0037 = 9,7 \text{ kN} & M_{1,EG} &= 0,5 \cdot 9,7 \cdot 3,80 = \underline{18,5 \text{ kNm}} \text{ (je Scheibe)} \\ & & & \mathbf{44,1 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

• **Horizontallasten aus Wind**

Das Gebäude soll in Windlastzone 1 (Binnenland) liegen. Der Böengeschwindigkeitsdruck kann für nicht schwingungsanfällige Bauwerke bis 25 m Höhe nach dem vereinfachten Verfahren bestimmt werden. Für Bauwerkshöhen bis zu 10 m gilt:

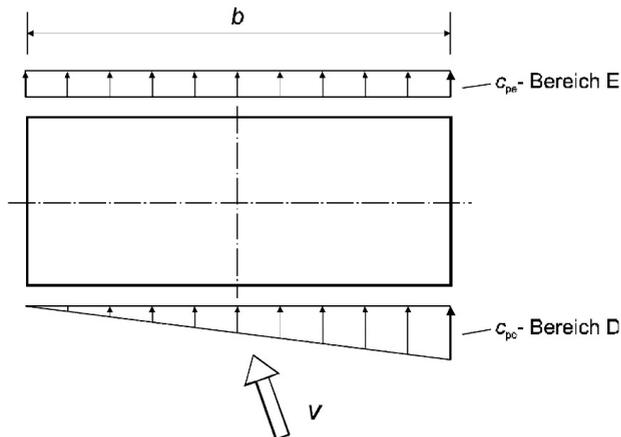
$$\begin{aligned} \text{Außendruck} & & w_e &= q_p \cdot c_{pe} \\ \text{Geschwindigkeitsdruck} & & q_p &= 0,50 \text{ kN/m}^2 \\ c_{pe} \text{ für } h/d = 7,1/21,3 = 0,33 & & c_{pe,10} &= 0,711 \text{ (Bereich D: Luv bzw. Druckseite)} \\ & & c_{pe,10} &= -0,321 \text{ (Bereich E: Lee bzw. Sogseite)} \end{aligned}$$

Nach EC 1-1-4 sind zwei Lastfälle zu untersuchen:

- Lastfall 1: Volllast mit zentrische Windbelastung im Luv und Lee

$$w_{res,1} = (c_{pe,10,D} \cdot q_p + c_{pe,10,E} \cdot q_p) \cdot A_{ref}$$
- Lastfall 2: Exzentrische Windbelastung im Luv, zentrische im Lee (s. Skizze unten)

$$w_{res,2} = (c_{pe,10,D} \cdot 0,5 \cdot q_p + c_{pe,10,E} \cdot q_p) \cdot A_{ref}$$



Windangriff im Lastfall 2
(EC 1-1-4, Bild 7.1)

Vereinfachend und auf der sicheren Seite wird der Lastfall Volllast untersucht, jedoch im Luv mit der Exzentrizität einer dreieckförmigen Winddruckverteilung ($= a/6$). Man erhält:

Bez. Ausmitte $e/a = 0,711 \cdot (1/6) / (0,711+0,321) = 0,115$

Exzentrizität $e = \pm 0,115 \cdot a = \pm 0,115 \cdot 21,3 = \pm 2,45 \text{ m}$

Res. Winddruck $w_e = (0,711+0,321) \cdot 0,50 = 0,52 \text{ kN/m}^2$

Der Wind soll jeweils über die Decken in die Wandscheiben eingeleitet werden.

$\Sigma W_{OG} = 0,52 \cdot 21,30 \cdot 3,30/2 = 18,3 \text{ kN}$

$\Sigma W_{EG} = 0,52 \cdot 21,30 \cdot (3,30+3,90)/2 = 39,9 \text{ kN}$

Die Aufteilung der resultierenden Windlast auf die Scheiben erfolgt über Gleichgewichtsbedingungen (es kann vereinfachend „statisch bestimmt“ gerechnet werden; s. S. 19).

$W_{1,OG} = 18,3 \cdot (12,95/21,00) = 11,3 \text{ kN} \quad M = 11,3 \cdot 7,10 = 80,1 \text{ kNm}$

$W_{1,EG} = 49,8 \cdot (12,95/21,00) = 30,7 \text{ kN} \quad M = 30,7 \cdot 3,80 = 116,7 \text{ kNm}$

196,8 kNm

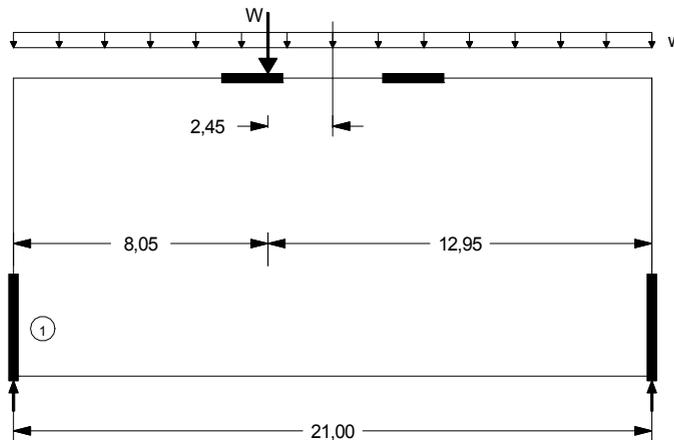


Abb. 2.15 Ansatz der resultierenden Windlasten

• **Gesamtbeanspruchung N und M**

Die Ergebnisse werden nachfolgend in Tabellenform zusammengestellt.

	Eigenlast	Schnee	Nutzlast	Schiefstellung	Wind
N [kN]	-263	-5	-16	-	-
M [kNm]	126	8	26	44	197

Nachweis der Randspannungen in Scheibe 1

Der Nachweis, dass Scheibe 1 im Zustand I verbleibt, ist im GZT zu führen (EC 2-1-1, 5.8.3.3(2)). Die Windlast ist Leiteinwirkung, die übrigen veränderlichen Lasten werden mit einem Kombinationsfaktor berücksichtigt.

$N = -1,35 \cdot 263 - 1,50 \cdot [(0,5 \cdot 5) + (0,7 \cdot 16)] = -375,6 \text{ kN}$

$M = 1,35 \cdot 126 + 1,50 \cdot [(0,5 \cdot 8) + (0,7 \cdot 26) + 44 + 197] = 550,9 \text{ kNm}$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{-0,376}{1,05} \pm \frac{0,551}{0,61} = \begin{matrix} -1,26 \text{ MN/m}^2 \\ +0,55 \text{ MN/m}^2 \end{matrix} \quad \left| \begin{matrix} A = 0,30 \cdot 3,50 = 1,05 \text{ m}^2 \\ W = 0,30 \cdot 3,50^2/6 = 0,61 \text{ m}^3 \end{matrix} \right.$$

Die größte Zugspannung in Scheibe 1 beträgt somit 0,50 MN/m² und ist kleiner als die Zugfestigkeit $f_{ctm} = 2,90 \text{ MN/m}^2$ (C30/37). Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Scheiben im Zustand I verbleiben.

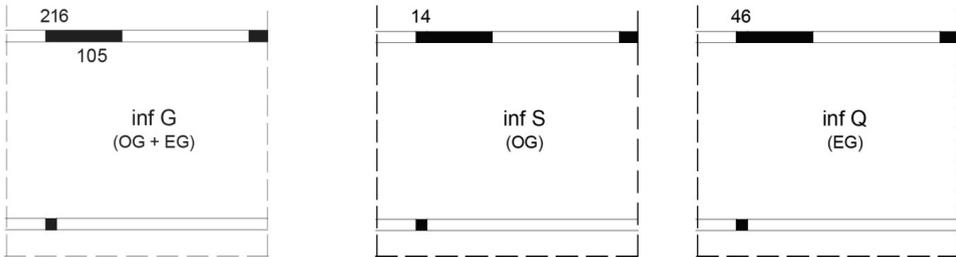
Auf weitere Kombinationen wie z. B. mit minimaler Längskraft ($\gamma_G = 1; \gamma_Q = 0$) wird verzichtet.

Nachweis der Scheibe 2

• **Vertikallasten**

Vertikallasten gemäß Abb. 2.10; es wird auf die Anmerkung zu Scheibe 1 hingewiesen.

$$\begin{matrix} N_{1,G} = -216 - 105 = -321 \text{ kN} & M_{1,G} = 216 \cdot 1,00 = 216 \text{ kNm} \\ N_{1,S} = -14 & = -14 \text{ kN} & M_{1,S} = 14 \cdot 1,00 = 14 \text{ kNm} \\ N_{1,Q} = -46 & = -46 \text{ kN} & M_{1,Q} = 46 \cdot 1,00 = 46 \text{ kNm} \end{matrix}$$



• **(Ersatz-)Horizontallasten aus Schiefstellung**

Ersatzhorizontallasten: $\Delta H = \Sigma V_i \cdot \theta_i$

Schiefstellungswinkel: $\theta_i = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{7,20}} = \mathbf{0,0037} (< 1/200 = 0,005)$

Auf eine Abminderung von θ_i wegen der Zusammenwirkung von mehreren lotrechten Baugliedern wird verzichtet.

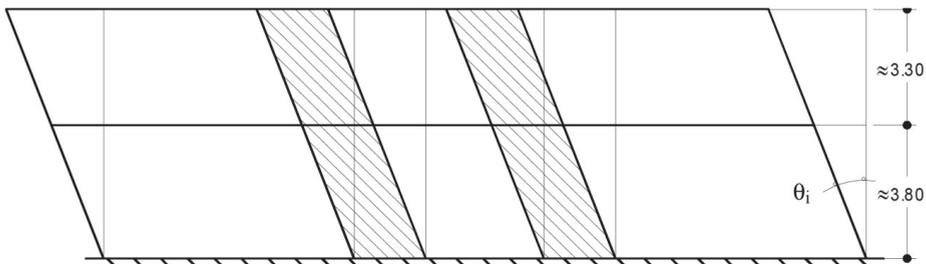


Abb. 2.16 Schiefstellung und Ersatzhorizontallasten

$$\begin{matrix} \Delta H_{OG} = 1936 \cdot 0,0037 = 7,2 \text{ kN} & M_{1,OG} = 0,5 \cdot 7,2 \cdot 7,10 = 25,6 \text{ kNm} & \text{(je Scheibe)} \\ \Delta H_{EG} = 2635 \cdot 0,0037 = 9,7 \text{ kN} & M_{1,EG} = 0,5 \cdot 9,7 \cdot 3,80 = 18,5 \text{ kNm} & \text{(je Scheibe)} \\ & & \mathbf{44,1 \text{ kNm}} \end{matrix}$$

• **Horizontallasten aus Wind**

(vgl. Anmerkung bei Scheibe 1)

Außendruck $w_e = q_p \cdot c_{pe}$
 Geschwindigkeitsdruck $q_q = 0,50 \text{ kN/m}^2$
 c_{pe} für $h/d = 7,1/10,1 = 0,70$ $c_{pe,10} = 0,76$ (Bereich D: Luv bzw. Druckseite)
 $c_{pe,10} = -0,42$ (Bereich E: Lee bzw. Sogseite)

Vereinfachend und auf der sicheren Seite wird der Lastfall Volllast untersucht, jedoch im Luv mit der Exzentrizität einer dreieckförmigen Winddruckverteilung (= $a/6$). Man erhält:

Bezogene Ausmitte $e/a = 0,76 \cdot (1/6) / (0,76+0,42) = 0,15$
 Exzentrizität $e = \pm 0,15 \cdot a = \pm 0,115 \cdot 10,1 = \pm 1,152 \text{ m}$
 Res. Winddruck $w_e = (0,76+0,42) \cdot 0,50 = 0,59 \text{ kN/m}^2$

Der Wind soll jeweils über die Decken in die Wandscheiben eingeleitet werden.

$\Sigma W_{OG} = 0,59 \cdot 10,10 \cdot 3,30/2 = 9,80 \text{ kN}$

$\Sigma W_{EG} = 0,59 \cdot 10,10 \cdot (3,30+3,90)/2 = 21,45 \text{ kN}$

Die Aufteilung der resultierenden Windlast auf die Scheiben erfolgt über Gleichgewichtsbedingungen (es kann vereinfachend „statisch bestimmt“ gerechnet werden; s. S. 19).

$W_{1,OG} = 9,80 \cdot 0,50 = 4,9 \text{ kN}$ $M = 4,9 \cdot 7,10 = 34,8 \text{ kNm}$

$W_{1,EG} = 21,45 \cdot 0,50 = 10,7 \text{ kN}$ $M = 10,7 \cdot 3,80 = 40,7 \text{ kNm}$

75,5 kNm

(Zusätzlich treten Beanspruchungen in den Scheiben 1 auf – s. Abb. 2.17 –, die hier aber nicht nachgewiesen werden müssen.)

• **Gesamtbeanspruchung N und M**

Die Ergebnisse werden nachfolgend in Tabellenform zusammengestellt.

	Eigenlast	Schnee	Nutzlast	Schiefstellung	Wind
N [kN]	-321	14	46	-	-
M [kNm]	216	14	46	44	83



Abb. 2.17 Ansatz der resultierenden Windlasten

Randspannungen in Scheibe 2

Der Nachweis ist im GZT zu führen (EC 2-1-1, 5.8.3.3(2)). Die Windlast ist Leiteinwirkung, die übrigen veränderlichen Lasten werden mit einem Kombinationsfaktor berücksichtigt.

$$N = -1,35 \cdot 321 - 1,50 \cdot [(0,5 \cdot 14) + (0,7 \cdot 46)] = -492,6 \text{ kN}$$

$$M = 1,35 \cdot 216 + 1,50 \cdot [(0,5 \cdot 14) + (0,7 \cdot 46) + 44 + 83] = 540,9 \text{ kNm}$$

$$N = -321 - 0,5 \cdot 14 - 0,7 \cdot 46 = -360 \text{ kN}$$

$$M = 216 + 0,5 \cdot 14 + 0,7 \cdot 46 + 44 + 83 = 382 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{-0,492}{0,60} \pm \frac{0,541}{0,20} = \begin{matrix} -3,53 \text{ MN/m}^2 \\ +1,89 \text{ MN/m}^2 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} A = 0,30 \cdot 2,00 = 0,60 \text{ m}^2 \\ W = 0,30 \cdot 2,00^2/6 = 0,20 \text{ m}^3 \end{matrix}$$

Die größte Zugspannung in Scheibe 2 beträgt somit $1,89 \text{ MN/m}^2$ und ist kleiner als die Zugfestigkeit $f_{ctm} = 2,90 \text{ MN/m}^2$ (C30/37). Es kann daher auch hier davon ausgegangen werden, dass die Scheiben im Zustand I verbleiben.

Abschließende Anmerkung

In den vorhergehenden Berechnungen wurde nachgewiesen, dass in den Scheiben 1 und 2 bei einer Beanspruchung als Scheibe *in Richtung ihrer Bauhöhe* keine unzulässigen Zugbeanspruchungen auftreten. Hinzuweisen ist an dieser Stelle darauf, dass wegen der Lage der Scheiben an den Gebäuderändern aus der vertikalen Lasteintragung ggf. Querbiegemomente entstehen, die Zugspannungen hervorrufen können. Im Rahmen des Beispiels wird jedoch auf einen entsprechenden Nachweis verzichtet, da die Scheiben selbst bei einer Reduzierung der Breite um 50 % noch ausreichend steif sind, um eine Unverschieblichkeit zu gewährleisten.

Seitensteifigkeit

$$z\text{-Richtung} \quad \frac{F_{V,Ed} \cdot H^2}{\sum E_{cd} I_c} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

$$H_{ges} = 15,00 \text{ m}$$

$$E_{cd} = 27\,500 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{V,Ed} = 31,80 \cdot 13,10 \cdot (9,05 + 3 \cdot 14,50) = 21\,900 \text{ kN} \equiv 21,9 \text{ MN}$$

$$I_{c,y} = (0,30 + 2 \cdot 0,30) \cdot 5,50^3 / 12 = 12,5 \text{ m}^4 \text{ (näherungsweise; s. a. unten)}$$

$$K_i = K_1 = 0,31 \text{ (ungünstige Annahme)}$$

$$\frac{21,9 \cdot 15,0^2}{27500 \cdot 12,5} = 0,014 \leq 0,31 \cdot \frac{4}{4+1,6} = 0,22 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

$$z\text{-Richtung} \quad \frac{F_{V,Ed} \cdot H^2}{\sum E_{cd} I_c} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

$$h_{ges} = 15,00 \text{ m}$$

$$E_{cd} = 27\,500 \text{ MN/m}^2$$

$$F_{V,Ed} = 21,9 \text{ MN (s. o.)}$$

$$I_{c,z} = (0,30 \cdot 4,60^3 + 0,30 \cdot 2,30^3) / 12 = 2,74 \text{ m}^4 \text{ (näherungsweise; s. a. unten)}$$

$$\frac{21,9 \cdot 15,0^2}{27500 \cdot 2,74} = 0,065 \leq 0,31 \cdot \frac{4}{4+1,6} = 0,22 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

Verdrehungssteifigkeit

Es wird unterstellt, dass die Torsionssteifigkeit $G_{cd} I_T$ vernachlässigbar klein ist und eine große Anzahl von Stützenlasten $F_{V,Ed,j}$ nach Lage und Größe gleichmäßig über den Grundriss verteilt ist. Es gilt dann gemäß Abschnitt 2.2.2.3 (vgl. a. Abb. 2.8)

$$\frac{1}{\left(\frac{1}{H} \sqrt{\frac{E_{cd} I_{\omega}}{F_{V,Ed,j} \cdot (d^2 / 12 + c^2)}} \right)^2} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

Für die Ermittlung der Wölbsteifigkeit I_{ω} werden die Flächenwerte und der Schubmittelpunkt M des Aussteifungssystems benötigt.

Flächenwerte des Aussteifungssystems (vgl. Abb. 2.18 und 2.19)

Bauteil <i>i</i>	$I_{y,i}$ m ⁴	$I_{z,i}$ m ⁴	$I_{yz,i}$ m ⁴	$y_i^{1)}$ m	$z_i^{1)}$ m	$I_{y,i} \cdot y_i$ m ⁵	$I_{z,i} \cdot z_i$ m ⁵	$I_{yz,i} \cdot y_i$ m ⁵	$I_{yz,i} \cdot z_i$ m ⁵
1	4,16	≈ 0	0	31,65	2,75	131,7	0	0	0
2	4,16	≈ 0	0	4,45	2,75	18,5	0	0	0
3	7,11	0,79	1,32	0,15	5,35	1,1	4,2	0,2	7,1
4	≈ 0	2,43	0	2,30	7,75	0	18,8	0	0
Σ	15,43	3,22	1,32			151,3	23,0	0,2	7,1

¹⁾ Koordinaten des Schubmittelpunkts des Einzelbauteils *i*