The cover features a decorative graphic on the left side consisting of a series of horizontal bars in dark green and white, and a fan of thin white lines that originates from the bottom left and spreads towards the top right. The background is a gradient from light green at the top to dark green at the bottom.

Goris
Bender

Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2

Band 1

Grundlagen

Schnittgrößen

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Beispiele

7. Auflage

Bauwerk **BBB**
Beuth

**Stahlbetonbau-Praxis
nach Eurocode 2**

Band 1

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

Stahlbetonbau-Praxis

nach Eurocode 2

Band 1

Grundlagen
Schnittgrößen
Grenzzustände der Tragfähigkeit
Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
Beispiele

**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 978-3-410-31293-2

ISBN (E-Book) 978-3-410-31294-9

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 1 beinhaltet die Grundlagen des Sicherheitskonzepts, der Baustoffe und der Dauerhaftigkeit sowie der Schnittgrößenermittlung. Darüber hinaus bildet insbesondere die Bemessung von Stahlbetonbauteilen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit den Schwerpunkt des Bandes 1. Die 7. Auflage wurde hierbei unter Berücksichtigung der in den Jahren 2018 und 2019 erschienenen DAfStb-Hefte 630 und 631 (als vollständig überarbeitete Neuauflagen der bekannten Hefte 220 und 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau) aktualisiert.

Derzeit gilt noch die **erste Normengeneration des Eurocode 2** (DIN EN 1992-1-1:2011 in Verbindung mit einem Nationalen Anhang und Änderungen der Jahre 2013 und 2015), sodass diese nach wie vor die Basis der 7. Auflage im Band 1 und 2 bildet. Um den Leser bereits frühzeitig auf den **Eurocode 2 der zweiten Generation** und auf die zu erwartenden, wesentlichen Änderungen vorzubereiten, ist am Ende eines jeden Kapitels 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.

Band 1 beinhaltet damit das gebündelte Basiswissen zur Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauteilen. Die Nachweise werden anschaulich erläutert und mit zahlreichen Beispielen ergänzt. Ein Beilagenheft mit häufig benötigten Bemessungs- und Konstruktionsdetails rundet das Buch ab.

Themen wie Gebäudeaussteifung, bauliche Durchbildung der Bauteile, Brandbemessung und besondere Bauweisen und erweiterte Berechnungsverfahren sind die Schwerpunkte des Bandes 2, der zeitgleich überarbeitet und aktualisiert wurde. Band 2 beinhaltet zudem in bewährter Form eine Vielzahl von typischen Projektbeispielen des Hochbaus, die den Gesamtzusammenhang von der Bemessung bis zur Konstruktion mit der abschließenden Bewehrungszeichnung aufzeigen.

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 im Band 2, 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
1.1 Grundsätzliche Erläuterungen zum Tragverhalten	1
1.2 Geschichtliche Entwicklung	3
1.3 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	4
1.4 Begriffe, Formel- und Kurzzeichen	4
1.4.1 Begriffe	4
1.4.2 Geltungsbereich	6
1.4.3 Formelzeichen	8
2 Baustoffe	10
2.1 Beton	10
2.2 Betonstahl	12
2.3 Verbund	14
2.3.1 Zusammenwirkung von Beton und Stahl	14
2.3.2 Verbundwirkung	16
2.4 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	17
3 Grundlagen der Tragwerksplanung und des Sicherheitsnachweises	18
3.1 Ziel der Tragwerksplanung	18
3.1.1 Grundsätzliche Nachweisform	18
3.1.2 Grenzzustände	18
3.1.3 Erläuterndes Beispiel	20
3.2 Grundlagen des Sicherheitsnachweises	23
3.2.1 Grundsätzliche Anforderungen an die Bemessung	23
3.2.2 Allgemeine sicherheitstheoretische Betrachtungen	24
3.2.3 Normative Festlegungen	27
3.3 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	33
4 Schnittgrößenermittlung	34
4.1 Allgemeine Grundlagen	34
4.2 Idealisierung der Tragwerksgeometrie	37
4.2.1 Definitionen	37
4.2.2 Auflagerungen und Stützweiten	38
4.2.3 Mitwirkende Plattenbreite	39
4.3 Belastungsanordnung; Lastfälle	41
4.4 Vereinfachungen	44
4.4.1 Grundsätzliches	44
4.4.2 Besonderheiten bei unverschieblichen Rahmentragwerken	45
4.5 Momentenausrundung	48

4.6	Schnittgrößen von durchlaufenden (Platten-)Balken und Rahmentragwerken	51
4.6.1	Linear-elastische Verfahren ohne Umlagerungen	51
4.6.2	Linear-elastische Verfahren mit Umlagerungen	52
4.6.3	Verfahren nach der Plastizitätstheorie / nichtlineare Verfahren	55
4.7	Schnittgrößenermittlung bei Platten	57
4.7.1	Allgemeines	57
4.7.2	Einachsig gespannte Platten	57
4.7.3	Schnittgrößenermittlung bei zweiachsig gespannten Platten	58
4.7.4	Punktförmig gestützte Platten	70
4.7.5	Sonderfälle der Plattenberechnung	73
4.8	Scheiben, wandartige Träger	74
4.9	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	77
5	Bemessungsgrundlagen	79
5.1	Bemessungskonzept	79
5.1.1	Grenzzustände der Tragfähigkeit	79
5.1.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	86
5.1.3	Vereinfachte Kombinationsregel für Einwirkungen im üblichen Hochbau	87
5.2	Dauerhaftigkeit	88
5.2.1	Grundsätzliches	88
5.2.2	Bewehrungskorrosion	88
5.2.3	Betonangriff	90
5.2.4	Expositionsklassen und Mindestbetonfestigkeitsklassen	91
5.2.5	Mindestmaße c_{\min} und Nennmaße c_{nom} der Betondeckung	94
5.3	Ausgangswerte für die Querschnittsbemessung	99
5.3.1	Beton	99
5.3.2	Betonstahl	106
5.4	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	108
5.4.1	Bemessungskonzept und Teilsicherheitsbeiwerte	108
5.4.2	Dauerhaftigkeit	109
5.4.3	Ausgangswerte für die Querschnittsbemessung	110
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit	113
6.1	Biegung und Längskraft	113
6.1.1	Voraussetzungen und Annahmen	113
6.1.2	Mittige Längszugkraft und Zugkraft mit kleiner Ausmitte	115
6.1.3	Biegung und Längskraft	116
6.1.3.1	Querschnitte mit rechteckiger Druckzone ohne Druckbewehrung	116
6.1.3.2	Querschnitte mit rechteckiger Druckzone mit Druckbewehrung	122
6.1.3.3	Biegung (mit Längskraft) bei Plattenbalken	133
6.1.3.4	Querschnitte mit beliebiger Druckzonenform	139
6.1.4	Längsdruckkraft mit kleiner einachsiger Ausmitte	141
6.1.5	Symmetrisch bewehrte Rechtecke unter Biegung und Längskraft	143

6.1.6	Zweiachsige Biegung	150
6.1.7	Berücksichtigung von (Beton-)Nettoquerschnittswerten	154
6.1.8	Unbewehrte Betonquerschnitte	156
6.2	Bemessung für Querkraft	158
6.2.1	Allgemeine Erläuterungen zum Tragverhalten	158
6.2.2	Grundsätzliche Nachweisform	160
6.2.3	Bemessungswert V_{Ed}	160
6.2.4	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	163
6.2.5	Bauteile mit Querkraftbewehrung	170
6.2.6	Besonderheiten bei Kreisquerschnitten	186
6.2.7	Schub- und Verbundfugen	190
6.3	Bemessung für Torsion	202
6.3.1	Grundsätzliches	202
6.3.2	Nachweis bei reiner Torsion	203
6.3.3	Kombinierte Beanspruchung	205
6.4	Nachweis auf Durchstanzen	210
6.4.1	Allgemeines	210
6.4.2	Lasteinleitungsfläche und Nachweisstellen	211
6.4.3	Nachweisverfahren	215
6.4.4	Punktförmig gestützte Platten und Fundamente ohne Durchstanzbewehrung	217
6.4.5	Platten mit Durchstanzbewehrung	217
6.4.6	Mindestmomente für Platten-Stützen-Verbindungen	219
6.4.7	Beispiele zu den Abschnitten 6.4.2 bis 6.4.6	221
6.4.8	Besonderheiten bei Fundamenten	226
6.5	Verformungsbeeinflusste Grenzzustände der Tragfähigkeit	235
6.5.1	Unverschieblichkeit und Verschieblichkeit von Tragwerken	235
6.5.2	Ersatzlänge l_0	236
6.5.3	Schlankheit λ und Grenzschlankheit λ_{lim}	239
6.5.4	Vereinfachtes Bemessungsverfahren für Einzeldruckglieder	240
6.5.5	Berücksichtigung des Kriechens	246
6.5.6	Stützen, die nach zwei Richtungen ausweichen können	250
6.5.7	Druckglieder aus unbewehrtem Beton	256
6.5.8	Kippen schlanker Träger	258
6.6	Nachweis gegen Ermüdung	270
6.6.1	Einführung	270
6.6.2	Grundlagen des Ermüdungsnachweises	271
6.6.3	Nachweis nach EC 2-1-1	272
6.7	Stabwerkmodelle	276
6.8	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	278
6.8.1	Biegung und Längskraft	278
6.8.2	Bemessung für Querkraft	281

6.8.3	Bemessung für Torsion	285
6.8.4	Nachweis auf Durchstanzen	286
6.8.5	Verformungsbeeinflusste Grenzzustände der Tragfähigkeit	289
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	290
7.1	Grundsätzliches; Ermittlung von Spannungen im Gebrauchszustand	290
7.2	Spannungsbegrenzung im Gebrauchszustand	298
7.3	Begrenzung der Rissbreiten	300
7.3.1	Rissarten und Rissursachen	300
7.3.2	Kriterien für die Begrenzung der Rissbreite	304
7.3.3	Maßnahmen zur Begrenzung der Rissbildung	304
7.3.4	Grundlagen zur Berechnung von Rissbreiten	305
7.3.5	Mindestbewehrung	308
7.3.6	Rissbreitenbegrenzung	311
7.4	Begrenzung der Verformungen	320
7.4.1	Grundsätzliches	320
7.4.2	Konstruktionsregeln (Begrenzung der Biegeschlankheit)	322
7.4.3	Rechnerischer Nachweis der Verformungen	331
7.4.4	Berechnungsbeispiele	332
7.5	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	339
7.5.1	Spannungsbegrenzung im Gebrauchszustand	339
7.5.2	Begrenzung der Rissbreite	339
7.5.3	Begrenzung der Verformungen	343
8	Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens; Mindest- und Höchstbewehrung	345
8.1	Überwiegend biegebeanspruchte Bauteile	345
8.1.1	Balken und balkenartige Tragwerke	345
8.1.2	Vollplatten	350
8.2	Überwiegend auf Druck beanspruchte Bauteile	352
8.2.1	Stützen	352
8.2.2	Wände	353
8.3	Unbewehrte Bauteile	354
8.4	Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation	354
9	Normenverzeichnis, Literatur	356
10	Stichwortverzeichnis	364
Buchbeilage: Bemessungstabellen nach EC 2-1-1:2011		B1–B16

1 Einführung

1.1 Grundsätzliche Erläuterungen zum Tragverhalten

Stahlbeton und Spannbeton sind Verbundbaustoffe, die aus den Komponenten Beton, Betonstahl und Spannstahl bestehen. Diese Komponenten haben unterschiedliche Eigenschaften in Bezug auf ihr Materialverhalten, ihre Verarbeitung und ihre Kosten.

Beton hat eine relativ hohe Druckfestigkeit, die im Hochbau für übliche Betonfestigkeitsklassen bei etwa 15 N/mm² bis 35 N/mm² liegt, beim hochfesten Beton aber durchaus Werte von 100 N/mm² und mehr erreichen kann. Die Zugfestigkeit ist allerdings gering und erreicht im Durchschnitt nur Werte von ca. 10 % der Druckfestigkeit. Beton ist sehr preisgünstig und hat den Vorteil, dass er leicht formbar ist (Beton passt sich jeder Schalung an).

Stahl hat dagegen eine sehr hohe Zug- und Druckfestigkeit, die für den heute auf dem Markt befindlichen und eingesetzten Betonstahl etwa 500 N/mm² beträgt (der genannte Wert gibt die sog. Streckgrenze wieder), also etwa 20-fache Festigkeitswerte im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Betons aufweist. Im Vergleich zum Beton ist der Betonstahl sehr teuer und außerdem nur werksmäßig herstellbar.

Aus den in Kurzform dargestellten Eigenschaften ergibt sich, wo Beton wirtschaftlich sinnvoll als Baustoff eingesetzt wird:

- bei auf Druck beanspruchten Bauteilen wie Stützen, Wänden, Bögen u. a.,
- bei Biegeträgern in der Druckzone des Verbundbaustoffs Stahlbeton, während in der Zugzone wegen der nur geringen Betonzugfestigkeit Stahlbewehrung zur Aufnahme der Zugspannungen erforderlich ist.

Als *Vorteile* der Stahlbetonbauweise – im Vergleich zum Stahlbau und Holzbau – können genannt werden:

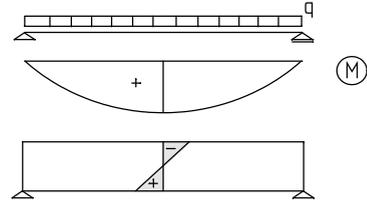
- Formbarkeit:
 - leichte Formgebung durch Schalung
 - beliebige architektonische Form (Tragwerksform, Oberflächenprofilierungen)
 - Anpassung an Beanspruchung (Vouten etc.)
- Wirtschaftlichkeit:
 - optimaler Materialeinsatz (teurer Stahl wird nur in der Zugzone benötigt)
 - geringe Unterhaltungsarbeiten (Anstriche sind bei Beton mit dichtem Gefüge i. Allg. nicht erforderlich)
 - guter Schallschutz (wegen ausreichender Masse)
- Widerstandsfähigkeit:
 - widerstandsfähig gegen Feuer, mechanische Abnutzung, Witterungseinflüsse und chemische Einflüsse

Als *Nachteile* wirken sich insbesondere aus, dass die Herstellung abhängig von Witterungseinflüssen ist (gilt nicht für Fertigteile), die i. Allg. geringeren Schlankheiten bzw. großen Gewichte und die schwierige Demontierbarkeit.

Erläuterungen des Tragverhaltens

Das Tragverhalten von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerken soll zunächst am Beispiel eines einfeldrigen Biegeträgers erläutert werden.

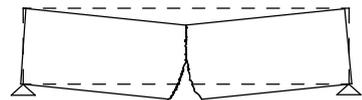
Hierfür erhält man unter Gleichstreckenlast den dargestellten parabelförmigen Momentenverlauf. Bei linear-elastischem Materialverhalten ergeben sich über die Querschnittshöhe linear verlaufende Spannungen, die nach der Elastizitätstheorie als Randspannungen ermittelt werden können aus $\sigma = M / W$ (bei einem Rechteckquerschnitt sind die Biegezug- und Biegedruckspannungen gleich groß).



Die Annahme eines linearen Materialverhaltens ist jedoch für den Werkstoff Beton nicht zutreffend. Zum einen weist der Beton unterschiedliches Verhalten auf Druck und Zug auf (die Zugfestigkeit ist im Vergleich zur Druckfestigkeit sehr gering), zum anderen ist der Zusammenhang zwischen den Dehnungen und Spannungen im Druckbereich nichtlinear (mit steigenden Dehnungen wachsen die Druckspannungen nicht proportional an).

Für den *unbewehrten* Betonbalken tritt unter geringer Belastung – in der Regel schon im Gebrauchszustand – Tragwerksversagen auf. Wenn die Zugfestigkeit des Betons erreicht bzw. überschritten wird, ist ein Gleichgewichtszustand im Querschnitt nicht mehr möglich.

Unbewehrter Beton



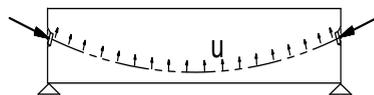
Bei einem *Stahlbeton*-Tragwerk kommt es ebenfalls zu einem Versagen des Betons in der Zugzone (gerissene Betonzugzone). Allerdings können die Zugspannungen durch die im Verbund liegende Bewehrung aufgenommen werden. Es ist somit im Querschnitt ein Gleichgewichtszustand möglich. Die Rissbildung muss jedoch im Gebrauchszustand so weit begrenzt werden, dass die einwandfreie Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit (Bewehrungskorrosion) gewährleistet sind.

Stahlbeton



Im *Spannbeton* erhält ein Tragwerk durch „Vorspannung“ eine zusätzliche (Druck-)Längskraft. Außerdem wird bei entsprechender Spannliedführung ein Vorverformungs- und Spannungszustand hervorgerufen, der dem aus äußeren Lasten entgegenwirkt (die in der Abbildung dargestellten sog. Umlenkkräfte *u* heben die äußeren Belastungen teilweise oder ganz auf). Bei geeigneter Wahl einer Vorspannung entstehen unter Gebrauchslasten keine oder nur noch geringe Zugspannungen; das Tragwerk ist weitgehend rissefrei und weist nur geringe Verformungen auf. Bei Laststeigerung über die Gebrauchslast hinaus stellt sich ein ähnliches Tragverhalten wie im Stahlbeton ein. Tragwerke werden insbesondere bei größeren Stützweiten und höheren Lasten vorgespannt; die Vorspannung wird jedoch auch zur Verminderung einer Rissbildung oder zur Reduzierung von Verformung angewendet.

Spannbeton



1.2 Geschichtliche Entwicklung

Die Bauweise mit Beton lässt sich bis zur Römerzeit zurückverfolgen; Stahlbeton ist jedoch erst seit ca. 150 Jahren bekannt. Nachfolgend ist eine kurze Übersicht gezeigt (s. a. Abb. 1.1).

- 120 v. Chr.: Ältestes röm. Gussmauerwerk mit „hydraulischem Bindemittel“ (Opus Caementitum)
- 26 v. Chr.: Kuppel des Pantheons in Rom in Leichtmörtel und Gussmauerwerk
- 1824: Erste Portlandzementfabrik von *Aspin* bei London
- 1867: *Moniers* erstes Patent für stahlbewehrte Betonkübel
- 1886: *Jackson* (USA) macht erste Vorschläge, Beton vorzuspannen
- 1902: Erste theoretische Untersuchungen und Ansätze zur Bemessung von *Mörsch* („Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie“)
- 1904: Preußischer Erlass „Vorläufige Leitsätze für Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ (Vorläufer der DIN 1045)
- 1906: Erste Versuche mit in gespanntem Zustand einbetonierter Bewehrung (*Koenen*)
- 1907: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
- 1928: *Freyssinet* (Frankreich) entwickelt Verfahren mit hochfesten Stählen
- 1932: Erstausgabe der DIN 1045: Bestimmungen und Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton
- 1934: *Dischinger* erhält Patent für Vorspannung ohne Verbund
- 1938: Erste Spannbetonbrücke in Deutschland (bei Oelde)
- 1949: Erste im Verbund vorgespannte Durchlaufträgerbrücke (*Leonhardt/Baur*)
- 1953: Erstausgabe der DIN 4227: Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Spannbeton
- 1972: Neue DIN 1045 (überarbeitet: 1978, 1988)
- 1973: Neue DIN 4227 Spannbetonrichtlinie (überarbeitet 1979, 1988)
- 1992: Neue Europäische Stahlbeton- und Spannbetonnorm (Eurocode 2)
- 2001: DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
- 2008: DIN 1045-1: Neufassung/Überarbeitung der Ausg. 2001
- 2011: Eurocode 2 mit NA, konsolidierte Neufassung 2011
- 2021: Eurocode 2 der 2. Generation – Entwurf/Vornorm prEN 1992-1-1:2021

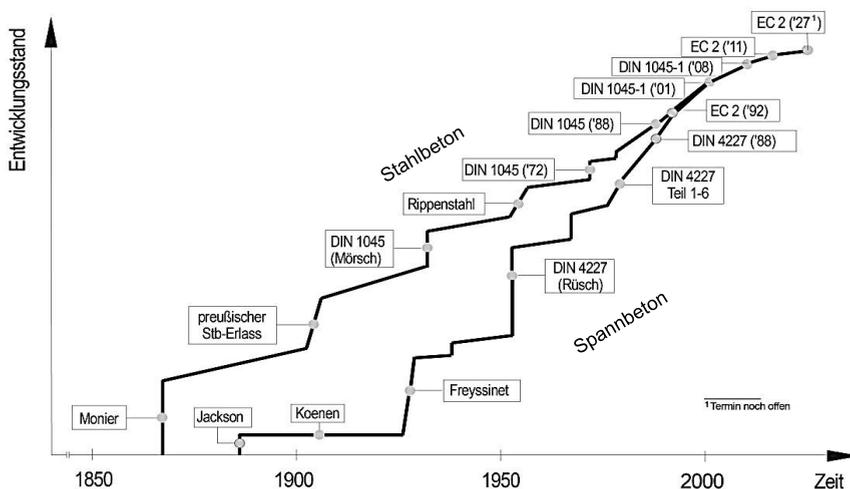


Abb. 1.1 Entwicklungsstufen der deutschen Stahlbeton- und Spannbetonnormen (nach [Litzner – 96])

1.3 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation

Nach der bauaufsichtlichen Einführung des aktuellen Eurocodes 2 im Jahr 2011 erhielt das Europäische Komitee für Normung (CEN) im Jahr 2015 das Mandat zur Weiterentwicklung und Erweiterung des Anwendungsbereichs der Eurocodes mit folgenden Hauptzielen:

- Weiterentwicklung nach aktuellem Stand von Technik und Wissenschaft
- Erleichterung der praktischen Umsetzung (auch in Verbindung mit harmonisierten Bauprodukten) und Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit
- größere Vereinheitlichung durch Reduzierung der national festgelegten Parameter (NDPs)

Für den Eurocode 2 wurde der europäische Entwurf prEN 1992-1-1:2021 vom CEN unter Einbezug von Praxis und Wissenschaft Ende 2021 fertiggestellt und publiziert. Die finale Entwurfsfassung des Eurocode 2 ging im April 2023 in die finale CEN-Abstimmung (formal vote). Nach Erarbeitung der Nationalen Anhänge ist mit der DIN-Veröffentlichung ab 2026 zu rechnen. Vor der Zurückziehung aller aktuellen Eurocodes soll im Jahr 2028 die bauaufsichtliche Einführung der nächsten Eurocode-Generation erfolgen.

Bis dahin hat die **aktuelle, 1. Normengeneration des Eurocode 2** (DIN EN 1992-1-1:2011, nachfolgend kurz mit EC 2-1-1 bezeichnet) in Deutschland in Verbindung mit Nationalem Anhang und Änderungen der Jahre 2013 und 2015 die alleinige bauaufsichtliche Zulassung und Gültigkeit, so dass diese weiterhin die **Basis der 7. Auflage von „Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2“** (Band 1 und 2) bildet. Darüber hinaus sind an einigen Stellen der beiden Bände jeweils Abschnitte **„Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation“** ergänzt, um den Leser bereits jetzt auf zu erwartende, wesentliche Änderungen der künftigen Normengeneration (prEN 1992-1-1:2021, nachfolgend kurz mit prEC 2-1-1:2021 bezeichnet) vorzubereiten.

1.4 Begriffe, Formel- und Kurzzeichen

1.4.1 Begriffe

Für die Anwendung von EC 2-1-1 ist zunächst zu unterscheiden zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln. **Prinzipien** enthalten allgemeine Festlegungen, Definitionen und Angaben, die einzuhalten sind; als Prinzipien sind Anforderungen und Rechenmodelle formuliert, für die keine Abweichungen erlaubt sind. Prinzipien sind in EC 2-1-1 durch den Buchstaben P gekennzeichnet. **Anwendungsregeln** sind dagegen allgemein anerkannte Regeln, die den Prinzipien folgen und deren Anforderungen erfüllen. Abweichende Regeln sind zulässig, wenn sie mit den Prinzipien übereinstimmen und hinsichtlich der sicherzustellenden Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gleichwertig sind. Die Anwendungsregeln sind in EC 2-1-1 nicht besonders gekennzeichnet.

EC 2-1-1 wird durch einen **Nationalen Anhang** (DIN EN 1992-1-1/NA; nachfolgend kurz als EC 2-1-1/NA bezeichnet) ergänzt, der im jeweiligen Land verbindlich anzuwenden ist. Der Nationale Anhang enthält zwei unterschiedliche Arten von Festlegungen bzw. Ergänzungen:

- National festzulegende Parameter (**NDP** – national determined parameter)
- National ergänzende nicht widersprechende Informationen (**NCI** – non-contradictory complementary information)

Die NDPs enthalten Hinweise und Festlegungen zu Parametern, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden; sie umfassen beispielsweise Zahlenwerte oder Klassen, bei denen der Eurocode Alternativen eröffnet und oder nur Symbole angibt (im EC 2-1-1 insgesamt an 121 Stellen). Die NCIs dagegen enthalten Ergänzungen, die nicht im Widerspruch zum Eurocode 2 stehen, teilweise mit Verweisen auf weiterführende Literatur.

Für die Anwendung von EC 2-1-1 gelten die Festlegungen und Begriffe nach EC0. Nachfolgend sind einige wesentliche Begriffe zusammengestellt (s. a. die nachfolgenden Abschnitte).

Mit *Bauwerk* wird alles bezeichnet, was baulich erstellt oder von Bauarbeiten herrührt.

Ein *Tragwerk* besteht aus einer planmäßigen Anordnung miteinander verbundener Bauteile, die so entworfen sind, dass sie ein bestimmtes Maß an Tragfähigkeit und Steifigkeit aufweisen.

Grenzzustand bezeichnet einen Zustand, bei dessen Überschreitung die festgelegten Entwurfsanforderungen und Bedingungen nicht mehr erfüllt sind; es werden Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unterschieden.

Tragfähigkeit bezeichnet eine mechanische Eigenschaft eines Bauteils oder eines Querschnitts im Hinblick auf Versagensformen (z. B. Biegewiderstand, Querkraftwiderstand).

Gebrauchstauglichkeitskriterien sind Entwurfskriterien für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (z. B. eine zulässige Rissbreite, Verformung).

Zuverlässigkeit ist die Fähigkeit eines Tragwerks oder eines Bauteils, die festgelegten Anforderungen innerhalb der geplanten Nutzungszeit zu erfüllen. Die Zuverlässigkeit wird i. d. R. mit probabilistischen Größen ausgedrückt. Zuverlässigkeit gilt für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Einwirkungen E sind auf ein Tragwerk einwirkende Kräfte, Lasten u. a. (direkte Einwirkung), und eingeprägte Verformungen wie Temperatur, Setzungen (indirekte Einwirkung); sie werden eingeteilt in

- ständige Einwirkung: z. B. Eigenlast der Konstruktion
- veränderliche Einwirkung: z. B. Nutzlast, Wind, Schnee, Temperatur
- außergewöhnliche Einwirkungen: z. B. Explosion, Anprall von Fahrzeugen
- Erdbebeneinwirkungen
- vorübergehende Einwirkungen: z. B. Bauzustände, Montagelasten

- *Charakteristische Werte* der Einwirkungen (F_k) werden i. Allg. in Lastnormen festgelegt, und zwar:

- ständige Einwirkung i. Allg. als ein einzelner Wert (G_k), ggf. jedoch auch als oberer ($G_{k,sup}$) und unterer ($G_{k,inf}$) Grenzwert
- veränderliche Einwirkung (Q_k) als oberer/unterer Wert oder als festgelegter Sollwert
- außergewöhnliche Einwirkung (A_k) i. Allg. als festgelegter (deterministischer) Wert

- *Kombinationen von veränderlichen Einwirkungen* ergeben sich als

- Kombinationswert (er wird aus $\psi_0 \cdot Q_k$ – mit $\psi_0 \leq 1$ – bestimmt)
- häufiger Wert (ermittelt aus $\psi_1 \cdot Q_k$ mit $\psi_1 \leq 1$)
- quasi-ständiger Wert (der sich zu $\psi_2 \cdot Q_k$ mit $\psi_2 \leq 1$ ergibt)

Für die Beiwerte ψ gilt $\psi_0 \geq \psi_1 \geq \psi_2$.

- **Bemessungswerte** der Einwirkung (F_d) ergeben sich aus $F_d = \gamma_F F_k$ mit γ_F als Teilsicherheitsbeiwert für die betrachtete Einwirkung; der Beiwert γ_F kann mit einem oberen ($\gamma_{F,\text{sup}}$) und einem unteren Wert ($\gamma_{F,\text{inf}}$) angegeben werden (s. Abschnitte 3 und 4).

Widerstand R bezeichnet die durch Materialeigenschaften (Beton, Betonstahl, Spannstahl) sich ergebenden aufnehmbaren Beanspruchungen.

- **Charakteristische Werte der Baustoffe (X_k)** werden in Baustoff- und Bemessungsnormen als Quantile einer statistischen Verteilung festgelegt, ggf. mit oberen und unteren Werten
- **Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft** ergibt sich aus $X_d = X_k/\gamma_M$ mit γ_M als Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaften (Beiwerte γ_M s. Abschnitte 3 und 5).

Geometrische Größen a können als charakteristische Werte a_k oder als Bemessungswert a_d angegeben werden. (Im Allgemeinen entspricht der Bemessungswert dem charakteristischen Wert.)

Ergänzend zum EC0 sind in EC 2-1-1 Begriffe genannt, die für den Anwendungsbereich von Eurocode 2 gelten. Für Stahlbetonkonstruktionen sind von besonderer Bedeutung:

Leichtbeton ist ein Beton mit einer Trockenrohddichte von $800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 2200 \text{ kg/m}^3$.

Normalbeton ist ein Beton mit einer Trockenrohddichte von $2200 \text{ kg/m}^3 < \rho \leq 2600 \text{ kg/m}^3$.

Schwerbeton ist ein Beton mit einer Trockenrohddichte von $\rho > 2600 \text{ kg/m}^3$.

Unbewehrte oder **gering bewehrte Bauteile** sind Bauteile ohne Bewehrung oder mit Bewehrung, die unterhalb der jeweils geforderten Mindestbewehrung liegt.

Ein **vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil** ist ein Bauteil mit einer Lastausmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $e_d/h \geq 3,5$ (bei $e_d/h < 3,5$ handelt es sich um ein **Druckglied**).

Von besonderer Bedeutung für eine Berechnung und Konstruktion nach EC 2-1-1 ist auch der Begriff **üblicher Hochbau**. Darunter wird ein Hochbau verstanden, der für vorwiegend ruhende, gleichmäßig verteilte Nutzlasten bis $5,0 \text{ kN/m}^2$, ggf. für Einzellasten bis $7,0 \text{ kN}$ und für Personenkraftwagen zu bemessen ist.

Als **vorwiegend ruhende Einwirkung** gilt eine statische oder eine nicht ruhende, die jedoch für die Tragwerksplanung als ruhend betrachtet werden darf (z. B. entsprechende normative Festlegungen für Nutzlasten in Parkhäusern, Werkstätten, Fabriken). Eine **nicht vorwiegend ruhende Einwirkung** ist eine stoßende oder sich häufig wiederholende Einwirkung, die eine vielfache Beanspruchungsänderung während der Nutzungsdauer des Tragwerks hervorruft und die für die Tragwerksplanung nicht als ruhend angesehen werden darf (z. B. Kran-, Kranbahn-, Gabelstaplerlasten, Verkehrslasten auf Brücken).

1.4.2 Geltungsbereich

EC 2-1-1 gilt für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbaus aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton mit Normal- und Leichtzuschlägen, und zwar:

- C12/15 bis C100/115 als Normalbeton
- LC12/13 bis LC60/66 als Leichtbeton

In diesem Buch wird überwiegend die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken mit *Normalbeton C12/15 bis C50/60* behandelt und damit der übliche Anwendungsbereich weitestgehend abgedeckt. Auf die besonderen Anforderungen für *hochfesten Normalbeton C55/67 bis C110/115*¹⁾ und für *Leichtbeton LC12/13 bis LC60/66* – ebenso von vorgespannten Tragwerken – wird nur am Rande eingegangen.

EC 2-1-1 behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Tragwerken. Gebrauchstauglichkeitsnachweise sichern zum einen die Nutzung, zum anderen die Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Grenzwerte zur Sicherung der Dauerhaftigkeit sind verbindlich formuliert, Grenzwerte zur Sicherung der Nutzung sind als Richtwerte angegeben.

Die Norm behandelt nicht

- bauphysikalische Anforderungen (Wärme- und Schallschutz),
- Bauteile aus Beton mit haufwerksporigem Gefüge und Porenbeton sowie Bauteile aus Schwerzuschlägen oder mit mitragendem Baustahl,
- besondere Bauformen (z. B. Schächte im Bergbau).

Für die Bemessung von bestimmten Bauteilen (z. B. Brücken, Dämme, Druckbehälter, Flüssigkeitsbehälter, Offshore-Plattformen) sind i. d. R. zusätzliche Anforderungen zu berücksichtigen.

Für die Bemessung im Brandfall gilt EC 2-1-2. Hierauf wird ausführlicher im Band 2 von „Stahlbetonbau-Praxis nach Eurocode 2“ eingegangen.

¹⁾ Normalbeton der Festigkeitsklassen C55/67 bis C100/115 wird als hochfester Normalbeton bezeichnet. Die Anwendung von C90/105 und C100/115 bedarf weiterer, auf den Verwendungszweck abgestimmter Nachweise.

1.4.3 Formelzeichen (Auswahl)

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche	(area)
E	Elastizitätsmodul	(modulus of elasticity)
E	Einwirkung, Beanspruchung	(internal forces and moments)
F	Kraft	(force)
G	ständige Einwirkung	(permanent action)
I	Flächenmoment 2. Grades	(second moment of area)
M	Biegemoment	(bending moment)
N	Längskraft	(axial force)
P	Vorspannkraft	(prestressing force)
Q	Verkehrslast	(variable action)
R	Tragwiderstand, Tragfähigkeit	(resistance)
T	Torsionsmoment	(torsional moment)
V	Querkraft	(shear force)

Lateinische Kleinbuchstaben

b	Breite	(width)
c	Betondeckung	(concrete cover)
d	Nutzhöhe	(effective depth)
f	Festigkeit eines Materials	(strength of a material)
g	verteilte ständige Last	(distributed permanent load)
h	Querschnittshöhe	(overall depth)
i	Trägheitsradius	(radius of gyration)
l	Länge; Stützweite, Spannweite	(length; span)
q	verteilte veränderliche Last	(distributed variable load)
t	Dicke	(thickness)
w	Rissbreite	(crack width)
x	Druckzonenhöhe	(neutral axis depth)
z	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)
ν	Querdehnzahl	(Poisson's ratio)
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)
cal	Rechenwert	(calculated value)
col	Stütze	(column)
d	Bemessungswert	(design value)
dir	unmittelbar	(direct)
E	Beanspruchung	(internal forces and moments)
eff	effektiv, wirksam	(effective)
f	Flansch, Gurt	(flange)
fat	Ermüdungswert	(fatigue value)
g, G	ständige Einwirkung	(permanent action)
ind	mittelbar	(indirect)
inf	unterer, niedriger	(inferior)
k	charakteristischer Wert	(characteristic value)
nom	Nennwert	(nominal value)
p, P	Vorspannung; Spannstahl	(prestressing force; prestressing steel)
q, Q	veränderliche Einwirkung, Verkehrslast	(variable action)
R	Systemwiderstand	(resistance)
s	Betonstahl; Schwinden	(reinforcing steel; shrinkage)
sup	ober, oberer	(superior)
surf	Oberfläche	(surface)
t	Zug	(tension)
y	Fließ-, Streckgrenze	(yield)
I	ungerissener Zustand (Zustand I)	(uncracked concrete)
II	gerissener Zustand (Zustand II)	(cracked concrete)

Zusammengesetzte Formelzeichen

A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts	N_{Ed}	einwirkende Bemessungslängskraft
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls	R_d	Bemessungswert des Tragwiderstands
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul	V_{Ed}	einwirkende Bemessungsquerkraft
E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung, Schnittgröße, Spannung ...	V_{Rd}	aufnehmbare Querkraft
d_s	= Stabdurchmesser der Bewehrung	γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit	γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons	γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung
f_{yk}	charakteristischer Wert der Stahlstreckgrenze	μ_{Ed}	bezogenes Bemessungsmoment
f_{yd}	Bemessungswert der Stahlstreckgrenze	μ_{Eds}	bezogenes, auf die Biegezugbewehrung „versetztes“ Bemessungsmoment
M_{Ed}	einwirkendes Bemessungsmoment	v_{Ed}	bezogene Bemessungslängskraft
M_{Eds}	einwirkendes, auf die Zugbewehrung bezogenes Bemessungsmoment	σ_c	Spannung im Beton
		σ_s	Spannung im Stahl

2 Baustoffe

2.1 Beton

Die Einteilung des Betons kann nach folgenden Gesichtspunkten erfolgen:

- Trockenrohddichte: Leichtbeton LC: $1,0 \text{ kg/dm}^3 < \rho \leq 2,0 \text{ kg/dm}^3$
Normalbeton C: $2,0 \text{ kg/dm}^3 < \rho \leq 2,6 \text{ kg/dm}^3$
Schwerbeton HC: $2,6 \text{ kg/dm}^3 < \rho$
- Betonzusammensetzung: Bimsbeton, Splittbeton etc.
- Betongefüge: Porenbeton, Schaumbeton etc.
- Verarbeitung: Pumpbeton, Spritzbeton
- Ort der Herstellung: Baustellenbeton, Transportbeton, Ortbeton
- Erhärtungszustand: Frischbeton, Festbeton
- Festigkeitsklassen: C12/15, C16/20, C20/25, ..., C100/115 (Normalbeton)
LC12/13, LC16/18, ..., LC60/66 (Leichtbeton)

Betondruckfestigkeit

Die Festigkeitsklasse ist die für die Bemessung wesentlichste Eigenschaft. Die Einteilung erfolgt nach der Druckfestigkeit f_{ck} , die im Alter von 28 Tagen an

- Zylindern mit $d = 150 \text{ mm}$ und $h = 300 \text{ mm}$ (erster Wert) oder
- Würfeln mit 150 mm Kantenlänge (zweiter Wert)

gemessen wird. Die Bezeichnung der Festigkeitsklassen erfolgt nach EC 2-1-1, Tab. 3.1 (für Leichtbeton Tab. 11.3.1). Ein Beton C30/37 ist beispielsweise ein Normalbeton (Zeichen „C“) mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl} = 30 \text{ N/mm}^2$ (1. Zahlenwert) und einer charakteristischen Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube} = 37 \text{ N/mm}^2$ (2. Zahlenwert).

Für die Tragwerksbemessung wird die Zylinderdruckfestigkeit benötigt, während in der Baustoffprüfung in Deutschland üblicherweise die Würfeldruckfestigkeit gemessen wird. Der Würfel liefert jedoch eine überhöhte Festigkeit, weil die Stahlplatten der Prüfpresse über Reibung die Querdehnung des Betons behindern und damit eine festigkeitssteigernde Wirkung ausüben. Die tatsächliche Festigkeit im Tragwerk entspricht eher der Zylinderdruckfestigkeit (s. Abb. 2.1).

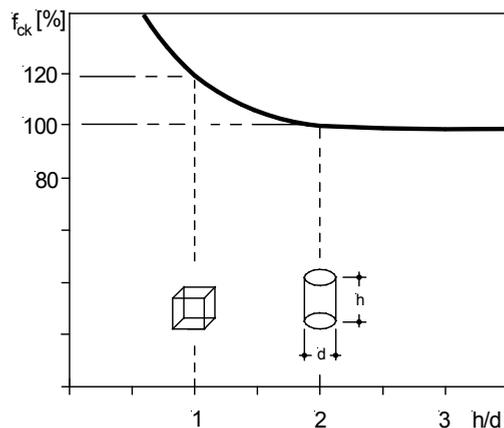


Abb. 2.1 Qualitative Darstellung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Prüfkörpergeometrie

Die im Versuch gemessene Festigkeit weicht von der im Tragwerk aufnehmbaren ab; dies ist begründet durch Langzeitauswirkungen und durch Abweichungen der im Labor festgestellten Zylinderdruckfestigkeit von der tatsächlichen, einaxialen Festigkeit. Nach EC 2-1-1/NA beträgt dieser Abminderungsfaktor für Normalbeton $\alpha_{cc} = 0,85^2$.

Als charakteristischer Wert f_{ck} wird die Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen angegeben. Beton im jungen Alter hat eine niedrigere Festigkeit (dies ist ggf. bei der Bemessung von Bauzuständen zu berücksichtigen!) und im reiferen Alter eine geringfügig höhere Festigkeit; der letztgenannte Einfluss darf bei der Bemessung jedoch nicht berücksichtigt werden. Für Normalbeton kann man bei der Verwendung von Portlandzement von der in Abb. 2.2 dargestellten Festigkeitsentwicklung ausgehen.

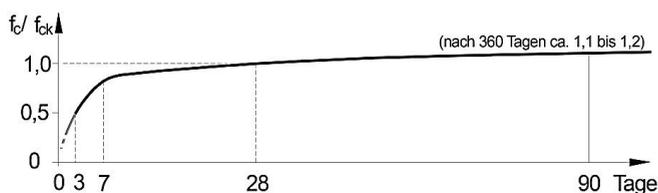


Abb. 2.2 Qualitative Darstellung der Festigkeitsentwicklung von Normalbeton

Die Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons sind durch die unterschiedlichen Betonzusammensetzungen bzw. Festigkeiten geprägt. Während bei normalfestem Beton der Spannungsverlauf schon relativ früh – etwa ab 40 % der Druckfestigkeit – in einen parabelförmig gekrümmten Verlauf übergeht, verlaufen die Spannungs-Dehnungs-Linien bei hochfesten Betonen in einem großen Bereich nahezu linear. Der abfallende Ast nach Erreichen der Höchstgrenzen ist bei hochfesten Betonen wesentlich steiler als bei normalfesten. Hochfeste Betone verhalten sich insgesamt deutlich spröder. Dieses Verhalten ist qualitativ in Abb. 2.3 dargestellt (die sich hieraus ergebenden rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien werden im Abschnitt 5 erläutert).

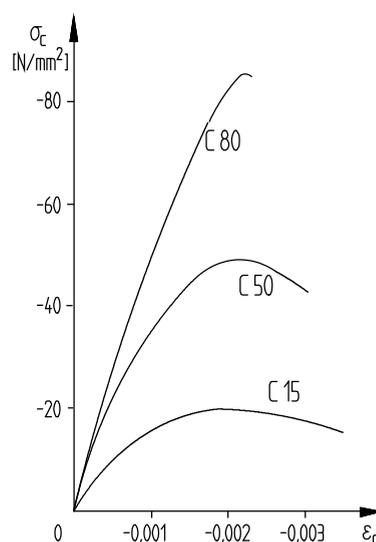


Abb. 2.3 Spannungs-Dehnungs-Linie bei unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen (qualitativ)

²⁾ Nach EC 2-1-1 beträgt der Wert $\alpha_{cc} = 1,00$.

2.2 Betonstahl

Betonstahl wird in Deutschland fast ausschließlich mit einer charakteristischen Festigkeit beim Erreichen der Streckgrenze von 500 N/mm^2 hergestellt. Er steht in folgenden Lieferformen zur Verfügung

- Betonstabstahl,
- Betonstahlmatten,
- Bewehrungsstahl in Ringen.

Betonstabstahl wird als *warmverformter* Stabstahl, Betonstahlmatten als fertige Matten aus *kaltverformtem* Stabstahl und Betonstahl in Ringen als warm- oder kaltverformter Stabstahl in Rollen mit Außendurchmessern zwischen 50 und 120 cm geliefert. Die Spannungs-Dehnungs-Linien unterscheiden sich je nach Herstellungsart deutlich. Der warmgewalzte Stahl weist ein eindeutiges Fließplateau bei Erreichen der Fließgrenze auf, und das Verformungsvermögen ist deutlich größer. Der kaltverformte Stahl zeigt dagegen keine ausgeprägte Streckgrenze; sie wird daher als 0,2%-Dehngrenze (s. Abb. 2.4) definiert.

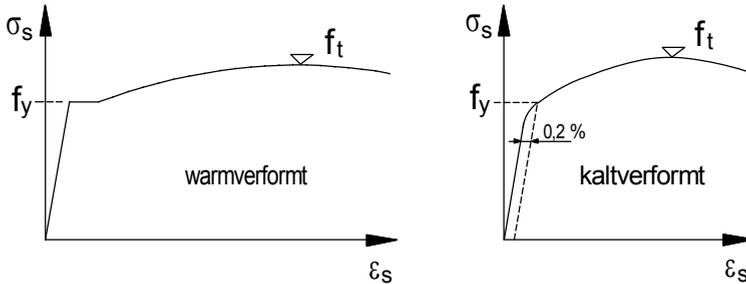


Abb. 2.4 Typische Spannungs-Dehnungs-Linien des warm- und kaltverformten Betonstahls

Zur Beurteilung der Eigenschaften von Betonstahl werden im Allgemeinen folgende kennzeichnende Größen benötigt:

- Streckgrenze (Fließgrenze) f_y bzw. $f_{0,2k}$ und Zugfestigkeit f_t
- Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze (f_t/f_y)
- Elastizitätsmodul E_s
- Gleichmaßdehnung ϵ_{uk} und Bruchdehnung
- bezogene Rippenfläche f_R
- Eignung zum Schweißen

Über die Verformungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit und über das Verhältnis von Zugfestigkeit f_t zur Streckgrenze f_y werden die sog. *Duktilitätsklassen* der Betonstähle definiert. Nach EC 2-1-1/NA bzw. DIN 488 gilt hierfür:

- Klasse A bzw. normalduktil: $(f_t/f_y) \geq 1,05$ und $\epsilon_{uk} \geq 25 \%$
- Klasse B bzw. hochduktil: $(f_t/f_y) \geq 1,08$ und $\epsilon_{uk} \geq 50 \%$

Die Duktilitätsklassen müssen insbesondere bei Nachweisen, bei denen die Verformungsfähigkeit von Bedeutung ist, beachtet werden (beispielsweise bei der Umlagerung von Schnittgrößen), für die Querschnittsbemessung ist der Einfluss gering und kann daher i. Allg. vernachlässigt werden.

Als *Lieferformen* sind für Betonstabstahl Durchmesser von 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 und 28 sowie 32 und 40 mm vorhanden, Betonstahlmatten werden mit Durchmessern von 6 bis 12 mm geliefert, wobei zum einen die Querschnittsfläche pro Meter, zum anderen das Verhältnis zwischen Längs- ($a_{s,l}$) und Querbewehrung ($a_{s,q}$) variiert wird. Sogenannte Lagermatten haben als R-Matten ein Verhältnis $a_{s,q}/a_{s,l} \geq 0,2$, bei Q-Matten beträgt es 1,0. Betonstabstahl vom Ring wird bis zu einem Durchmesser von 12 mm (kaltgerippt) bzw. 16 mm (warmgewalzt) bezogen (s. a. **Buchbeilage**).

Für *weitere Produkte* aus Betonstahl (Listenmatten, Gitterträger, Schubleitern u. a.) wird auf Band 2 verwiesen.

Die *Oberfläche* von Betonstahl im Regelungsbereich von EC 2-1-1 ist gerippt. Durch die Rippen wird der Verbund des Betonstahls mit dem umgebenden Beton günstig beeinflusst (s. Abschnitt 2.3). Die Rippen werden beim kalt- und warmverformten Stahl aufgerollt bzw. gewalzt.

Betonstähle mit zwei oder vier Schrägrippen gehören zur Duktilitätsklasse B (hochduktil); vgl. Abb. 2.5a1, a2 und b. Gerippter Betonstahl mit drei Schrägrippen (sowie glatter und profilierter Bewehrungsdraht) ist der Duktilitätsklasse A (normalduktil) zuzuordnen; Abb. 2.5c.

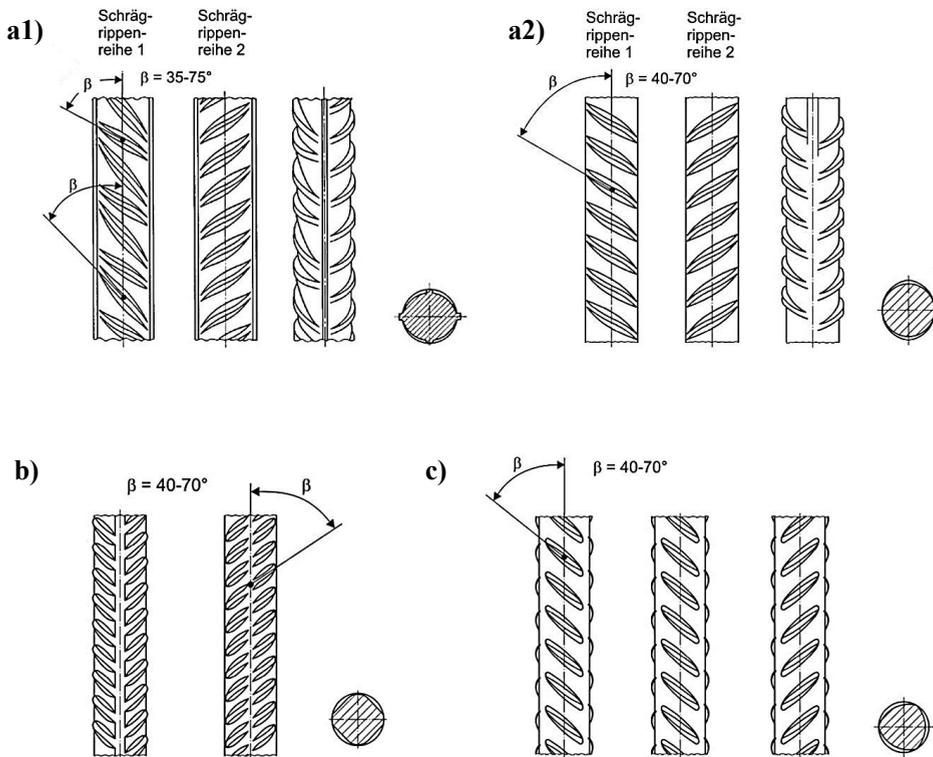


Abb. 2.5 Kennzeichnung und Rippenanordnung von Betonstäben (vgl. [Raupach/Leissner – 13])

- Betonstabstahl mit zwei Schrägrippenreihen und alternierendem Schrägrippenwinkel
- Betonstahl in Ringen mit vier Schrägrippenreihen
- Betonstahl in Ringen mit drei Schrägrippenreihen

2.3 Verbund

2.3.1 Zusammenwirkung von Beton und Stahl

Die günstige Eigenschaft des Stahlbetons beruht auf der schubfesten Verbindung zwischen dem Beton und den eingelegten Stahlstäben; diese schubfeste Verbindung wird als Verbund bezeichnet und stellt eine wesentliche Grundlage und Voraussetzung für die Bemessung im Stahlbetonbau dar. Bei Annahme eines sog. vollkommenen Verbundes sind die Dehnungen ε der Bewehrung und der benachbarten Betonfasern gleich. Bei kleinen Dehnungen bleibt der Beton zunächst ungerissen (Zustand I); bei Betondehnungen ε_{ct} von 0,15 ‰ bis 0,25 ‰ reißt der Beton und geht in den Zustand II über.

Begriffe

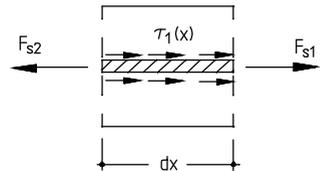
Zustand I: Beton ist nicht gerissen und trägt auf Zug mit.

Zustand II: Beton auf Zug gerissen, die Zugkräfte werden von der Bewehrung aufgenommen.

Zusammenwirken von Stahl und Beton am Zugstab im Zustand I

Die Zugkraft F wird im Krafterleitungsbereich vom Bewehrungsstahl in den umgebenden Beton eingeleitet. Aus der Betrachtung am Stabelement der Länge dx ergibt sich:

$$\begin{aligned} dF_s &= F_{s2} - F_{s1} = d\sigma_s \cdot A_s \\ &= \tau_1(x) \cdot u \cdot dx = dF_c = d\sigma_c \cdot A_{cn} \\ u &= \pi \cdot d_s \quad \text{Umfang des Bewehrungsstabes} \\ A_{cn} &= A_c - A_s \quad \text{Nettofläche des Betonquerschnitts} \end{aligned}$$



Die gesamte auf den Beton übertragene Kraft beträgt am Ende der „Einleitungslänge“ l_e (s. Abb. 2.6):

$$F_c = \tau_{1m} \cdot u \cdot l_e = \sigma_c \cdot A_{cn}$$

mit τ_{1m} als mittlere konstante Verbundspannung über die Länge l_e . Zwischen den Eintragungsbereichen ergibt sich aus Gleichgewichtsgründen:

$$F = F_s + F_c = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_{cn} \quad (2.1)$$

Bei Annahme eines vollkommenen Verbundes müssen die Stahl- und Betondehnungen gleich sein, d. h., es gilt $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ und mit dem Elastizitätsgesetz von *Hooke*

$$\begin{aligned} \sigma_s / E_s &= \sigma_c / E_c \\ \sigma_s &= (E_s / E_c) \cdot \sigma_c = \alpha_e \cdot \sigma_c \end{aligned} \quad (2.2)$$

mit $\alpha_e = E_s / E_c$ als Verhältnis der E -Moduln der beiden Baustoffe (α_e liegt etwa zwischen 6 und 10). Aus Gln. (2.1) und (2.2) ergibt sich

$$\begin{aligned} F &= \alpha_e \cdot \sigma_c \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_{cn} = \sigma_c \cdot (A_{cn} + \alpha_e \cdot A_s) \\ \sigma_c &= F / (A_{cn} + \alpha_e \cdot A_s) = F / A_1 \end{aligned}$$

mit A_1 als „ideeller“ Querschnitt, der sich ergibt aus $A_1 = A_{cn} + \alpha_e \cdot A_s$.

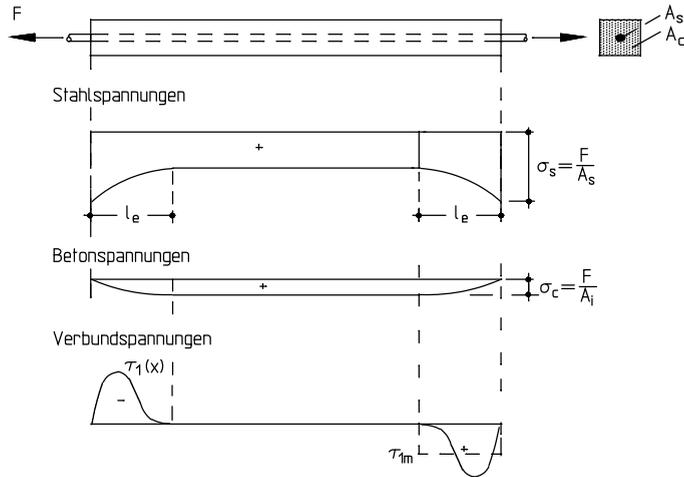


Abb. 2.6 Verlauf der Stahl-, Beton- und Verbundspannungen im Zustand I

Zusammenwirken von Stahl und Beton im Zustand II

Die bisherigen Betrachtungen galten nur für den Zustand I; bei weiterer Laststeigerung wird die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} überschritten, es kommt zum Riss (Übergang in den Zustand II). Im Riss ist nur der Bewehrungsstahl wirksam; die Stahlspannung beträgt dann

$$\sigma_s = F / A_s$$

Vom Riss aus wird innerhalb der Einleitungslänge l_e die Kraft erneut in den Beton eingeleitet, bis die Betonspannung

$$\sigma_c = F / A_i = f_{ct}$$

wieder erreicht und überschritten wird. An dieser Stelle, d. h. nach der Einleitungslänge l_e , kann die zum weiteren Reißen des Betons führende Betonzugkraft Z_{cr} frühestens wieder erreicht sein. Daraus folgt unmittelbar, dass der Rissabstand von der Eintragungslänge l_e bzw. von der Verbundfestigkeit abhängig ist. Je besser der Verbund ist, desto kleiner wird der Rissabstand. Zur Beschränkung der Rissbreite wird ein Rissbild angestrebt mit vielen Rissen in engem Abstand (bei kleiner Einzelrissbreite). Ein abgeschlossenes Rissbild ist erreicht, wenn die am Riss eingeleitete Zugkraft die Betonzugfestigkeit nicht mehr erreicht.³⁾

Die am Zugstab hergeleiteten Beziehungen gelten sinngemäß auch für die Zugzone eines Biegeträgers.

³⁾Auf die Beschränkung der Rissbreite wird im Abschnitt 7.3 ausführlich eingegangen.

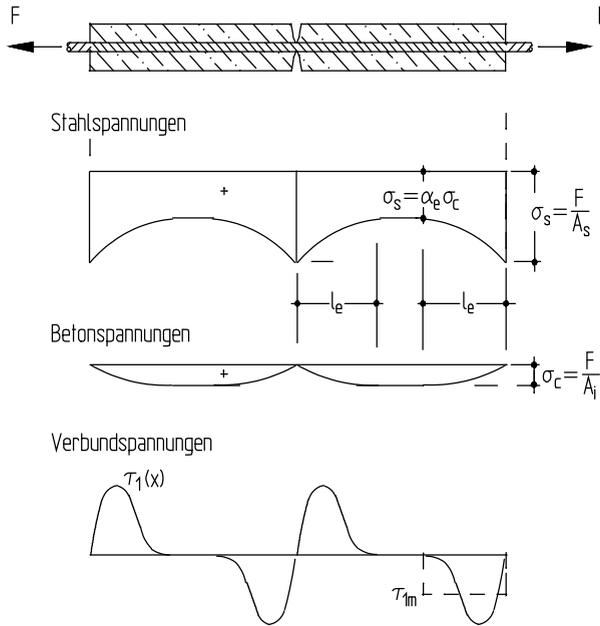


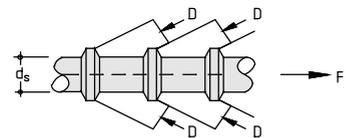
Abb. 2.7 Verlauf der Stahl-, Beton- und Verbundspannungen im Zustand II

2.3.2 Verbundwirkung

Die Verbundwirkungen zwischen Betonstahl und Bewehrung lassen sich über drei unterschiedliche Mechanismen beschreiben:

- Haftverbund (Klebewirkung zwischen Stahl und Zementstein)
- Reibungsverbund (nur bei Querdruck möglich, z. B. bei direkten Endauflagern)
- Scherverbund (Verzahnung von Stahloberfläche und Beton)

Der Scherverbund ist die wirksamste Verbundwirkung; dabei stützt sich die Stahlzugkraft über die Rippen der Stäbe auf Beton-, „konsolen“ ab (s. nebenstehende Skizze).



Bestimmung der Verbundspannungen

Die Verbundfestigkeit wird in den meisten Fällen mit Hilfe von sog. Pullout-Körpern bestimmt; als Standardkörper dient der Körper nach RILEM (s. Abb. 2.8). Aus der aufnehmbaren Kraft F und der definierten Verbundlänge $l_b = 5 d_s$ sowie dem Stabumfang u wird die mittlere Verbundspannung τ_{1m} bestimmt

$$\tau_{1m} = F / (l_b \cdot u)$$

wobei als charakteristischer Wert der Verbundspannung f_{bk} der Wert festgelegt wird, der bei einer Verschiebung von $\Delta l = 0,1$ mm aufgenommen wird, d. h., es gilt:

$$f_{bk} = F (\Delta l = 0,1 \text{ mm}) / (u \cdot l_b)$$

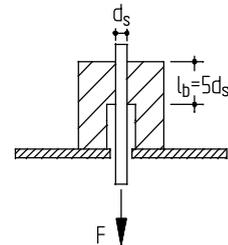


Abb. 2.8 RILEM-Körper

2.4 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation

Beton

Die Definitionen der Festigkeitsklassen und der charakteristischen Materialkennwerte für Normalbeton bleiben nach prEC 2-1-1:2021 grundsätzlich identisch. Hierbei bildet die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit bei einem Betonalter $t_{\text{ref}} = 28$ Tage weiterhin die Referenzfestigkeit der Klassifizierung.

Eine wesentliche Änderung stellt jedoch die Ermittlung des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit dar. Es wird ein Abminderungsfaktor, welcher festigkeitsabhängig abweichende Druckfestigkeiten des Betons im realen Bauteil im Vergleich zum zylindrischen Probekörper berücksichtigt, eingeführt. Zudem erlaubt die Norm künftig auch Betone höheren Prüfalters ($28 \text{ Tage} < t_{\text{ref}} < 91 \text{ Tage}$) zu klassifizieren, wobei in diesem Fall die charakteristischen Werte der Betonfestigkeiten im Rahmen der Bemessung abzumindern sind. Detaillierte Erläuterungen zu der Ermittlung des Bemessungswertes der Betondruckfestigkeit enthält Abschnitt 5.4.

Neu ergänzt sind in den Anhängen von prEC 2-1-1:2021 neben Leichtbetonen nun auch besondere Anforderungen an Stahlfaserbetone.

Betonstahl

Für Betonstahl sind neben den in Deutschland üblichen Betonstählen B500 der Duktilitätsklassen A und B weitere Festigkeits- (B400 bis B700) sowie Duktilitätsklassen (A, B und C) aufgenommen, wobei Nationale Anhänge einzelne Festigkeitsklassen ausschließen dürfen. Auswirkungen auf die Bemessung sind in Abschnitt 5.4 beschrieben.

Neben konventionellem Stabstahl und Matten sind im Anhang künftig auch Anforderungen an Sonderformen, wie nichtrostende Betonstähle, Kopfstäbe (z. B. Kopfbolzen als Durchstanzbewehrung), nachträglich eingemörtelte Bewehrungsanschlüsse und carbonfaserverstärkte Bewehrung, definiert.

Verbund

Selbstverständlich behalten die mechanischen Prinzipien des Verbundes auch nach der künftigen Normengeneration ihre Gültigkeit. Abweichend von der aktuellen Norm wird jedoch in der künftigen Norm auf eine Definition der Verbundfestigkeit zwischen Betonstahl und Normalbeton verzichtet. Einflussgrößen der Verbundwirkung sind nun unmittelbar in den Regeln zur Konstruktion und Bewehrungsführung enthalten.

3 Grundlagen der Tragwerksplanung und des Sicherheitsnachweises

3.1 Ziel der Tragwerksplanung

3.1.1 Grundsätzliche Nachweisform

Die tragende Konstruktion eines Bauwerks muss so bemessen und konstruiert werden, dass ein Tragwerk oder seine Tragwerksteile

- mit ausreichender Sicherheit allen Einwirkungen während der Nutzung standhält,
- mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit die geforderte Gebrauchstauglichkeit behält,
- eine angemessene Dauerhaftigkeit aufweist.

Diese Forderungen werden durch Nachweise in *Grenzzuständen* erfüllt; damit werden Zustände beschrieben, bei denen ein Tragwerk die Entwurfsanforderungen, d. h. die geplante Nutzung, gerade noch erfüllt. Zu unterscheiden sind Grenzzustände der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit.

Für diese Nachweise sind zunächst die Einwirkungen auf das Tragwerk zu ermitteln. Hierzu müssen die Bauteilabmessungen und die Funktion bzw. die Nutzungsanforderung bekannt sein. Mit diesen Größen werden geeignete statische Systeme („Tragwerksidealisierung“) und die zugehörigen Lasten („Eigenlasten“, „Nutzlasten“ ...) formuliert, so dass sich die Einwirkungen als Schnittgrößen, Spannungen o. Ä. berechnen lassen. Die einwirkenden Größen werden den aufnehmbaren gegenübergestellt, wobei zwischen diesen Werten je nach Gefährdung für Menschenleben und/oder nach wirtschaftlichen Folgen ein angemessener Sicherheitsabstand vorhanden sein muss.

3.1.2 Grenzzustände

Grenzzustände der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert einer Beanspruchung E_d den einer Beanspruchbarkeit R_d nicht überschreitet:

$$E_d \leq R_d \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} E_d &= E (\gamma_F \cdot E_k) \\ R_d &= E (X_k / \gamma_M) \end{aligned} \quad (3.1)$$

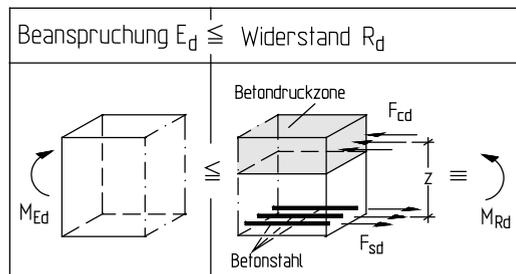


Abb. 3.1 Grundsätzliche Darstellung des Tragfähigkeitsnachweises

Die Beanspruchung E_d erhält man durch Multiplikation von charakteristischen Werten F_k (Lasten, Schnittgrößen ...) mit lastartabhängigen Teilsicherheitsbeiwerten γ_F . Die Tragfähigkeit R_d ergibt sich durch Verminderung der charakteristischen Baustofffestigkeiten X_k um materialabhängige Teilsicherheitsbeiwerte γ_M .

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Unter einer festgelegten Einwirkungskombination (das sind die charakteristischen Werte der Eigenlasten G_k und der anteilmäßigen veränderlichen Last $\psi_i \cdot Q_k$) ist nachzuweisen, dass der Nennwert einer Bauteileigenschaft (eine zulässige Durchbiegung, eine Rissbreite o. Ä.) nicht überschritten wird.

Dauerhaftigkeit

Eine ausreichende Dauerhaftigkeit wird in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen bzw. Expositionsklassen durch geeignete Baustoffe und durch eine entsprechende bauliche Durchbildung (Betondeckung etc.) nachgewiesen.

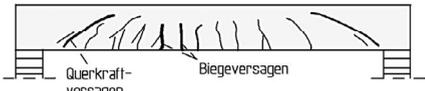
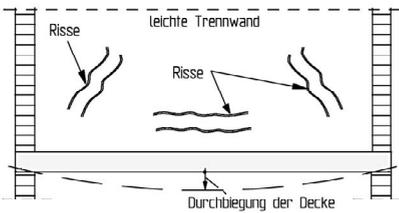
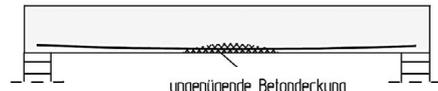
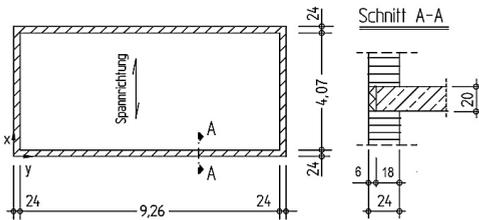
	Grenzzustände	Beispiel
①	Grenzzustände der Tragfähigkeit <ul style="list-style-type: none"> - Biegung und Längskraft - Querkraft, Torsion, Durchstanzen - Verformungsbeeinflusste Grenzzustände der Tragfähigkeit (Knicken) 	 <p>Querkraftversagen Biegeversagen</p> <p>Biege-/Querkraftversagen bei zu schwacher Bewehrung (und/oder zu gering dimensioniertem Betonquerschnitt)</p>
②	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit <ul style="list-style-type: none"> - Spannungsbegrenzung - Begrenzung der Rissbreite - Begrenzung der Verformungen 	 <p>Risse leichte Trennwand Risse</p> <p>Durchbiegung der Decke</p> <p>Durchbiegungsschäden (z. B. an leichten Trennwänden)</p>
③	Dauerhaftigkeit, z. B. <ul style="list-style-type: none"> - Betonzusammensetzung - Betonverarbeitung - Betondeckung der Bewehrung 	 <p>ungenügende Betondeckung</p> <p>Betonabplatzungen (durch Korrosion der Bewehrung bei ungenügender Betondeckung)</p>

Abb. 3.2 Exemplarische Darstellung von Grenzzuständen

3.1.3 Erläuterndes Beispiel

Die dargestellte Decke einer Warenhauserweiterung ist zu bemessen und konstruktiv zu bearbeiten.



Baustoffe: Beton C20/25
 Betonstahl B500

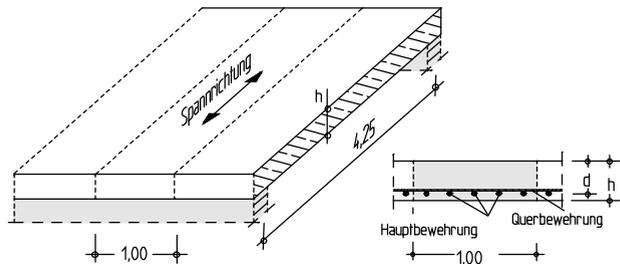
Belastung:
 Eigenlast g_{k1}
 Zusatzeigenlast $g_{k2} = 1,00 \text{ kN/m}^2$
 Nutzlast $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Umgebungsbedingung:
 Trockene Innenräume

Tragwerksidealisierung

Die Platte kann wegen überwiegender Lastabtragung in einer Richtung als einachsig, in Richtung der kürzere Stützweite gespannt, gerechnet werden. Als Ersatzsystem wird dabei ein *Plattenstreifen mit einer Breite von einem Meter* angenommen. Die Stützweite wird ermittelt als Abstand der Auflagerschwerpunkte:

$$l_x = 4,07 + 2 \cdot (0,18/2) = 4,25 \text{ m}$$



Belastung

Konstruktionseigenlast:	$0,20 \cdot 25,0 = 5,00 \text{ kN/m}^2$	$g_{k1} = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Zusatzeigenlast (Estrich, Belag, Putz ...)		$g_{k2} = 1,00 \text{ kN/m}^2$
	Σ ständige Lasten:	$g_k = 6,00 \text{ kN/m}^2$
Nutzlast in Warenhäusern	Σ veränderliche Lasten:	$q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Rahmen des einführenden Beispiels wird nur die Tragfähigkeit auf Biegung betrachtet (zusätzlich ist noch die Tragfähigkeit auf Querkraft zu untersuchen).

Einwirkungen

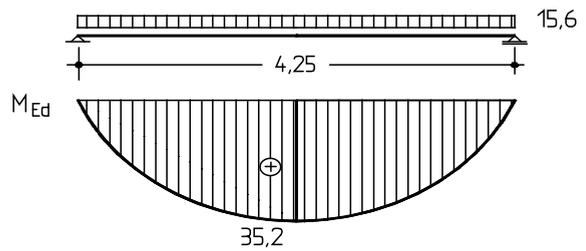
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen die Einwirkungen mit Sicherheitsbeiwerten erhöht werden, um einen ausreichenden Sicherheitsabstand gegen Versagen zu erreichen. Wie im Abschnitt 5 noch ausführlich dargelegt, betragen die (Teil-)Sicherheitsbeiwerte für die Eigenlast $\gamma_G = 1,35$ und für die Nutzlast $\gamma_Q = 1,50$, wenn diese Lasten „ungünstig“ wirken, d. h. die Tragfähigkeit herabsetzen (dieser Fall liegt hier erkennbar vor). Damit erhält man:

Bemessungslasten:

$$\begin{aligned} f_d &= (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \\ &= 1,35 \cdot 6,00 + 1,50 \cdot 5,00 \\ &= 15,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bemessungsmoment:

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 0,125 \cdot f_d \cdot l_x^2 \\ &= 0,125 \cdot 15,6 \cdot 4,25^2 \\ &= 35,2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$



Widerstand (Tragfähigkeit)

Für den Nachweis der Tragfähigkeit wird das Biegemoment in ein Kräftepaar umgewandelt, bestehend aus der Stahlzugkraft F_{sd} und der Betondruckkraft F_{cd} (s. Abb. 3.1). Die Stahlkraft wirkt in Höhe der Bewehrung; es wird ein Abstand $d_1 = 2,5$ cm vom Zugrand angenommen, so dass sich eine für die Bemessung nutzbare Höhe (= Nutzhöhe) $d = 17,5$ cm ergibt.

Der Abstand zwischen F_{sd} und F_{cd} – Hebelarm z der inneren Kräfte – wird im Rahmen des Beispiels zu $0,9 d$ abgeschätzt (auf eine genauere Ermittlung wird an dieser Stelle verzichtet; s. hierzu Abschnitt 6.1).

$$\begin{aligned} F_{sd} &= F_{cd} = M_{Ed} / z \\ F_{sd} &= 35,2 / (0,90 \cdot 0,175) = 223 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Querschnittsfläche der Bewehrung erhält man durch Division der Stahlzugkraft durch die (Bemessungs-)Stahlfestigkeit. Die Stahlfestigkeit des hier gewählten Betonstahls B500 beträgt an der Streckgrenze $f_{yk} = 500$ N/mm². Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss gegenüber Materialversagen ein Sicherheitsabstand $\gamma_s = 1,15$ eingehalten werden, d. h., für die Bemessung darf Stahl nur mit

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

berücksichtigt werden. Man erhält damit die gesuchte Bewehrung.

$$\begin{aligned} A_s &= F_{sd} / f_{yd} = 223 / 43,5 = 5,13 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{gew.: R524A} & (= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}) \end{aligned}$$

Im Weiteren ist noch nachzuweisen, dass die Betondruckkraft F_{cd} vom Beton aufgenommen werden kann (im Rahmen des Beispiels nicht gezeigt).

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für Platten bis 20 cm Dicke ohne nennenswerte Zwangsbeanspruchung ist i. d. R. nur ein Nachweis zur Begrenzung der Verformungen erforderlich. Der Nachweis wird normalerweise nicht über einen rechnerischen Nachweis der Durchbiegungen geführt, der im Stahlbetonbau relativ aufwändig ist. Stattdessen begnügt man sich bei Stahlbetonplatten des Hochbaus mit einer Begrenzung der sog. Biegeschlankheit (vgl. Abschnitt 7.4). Die Plattendicke wird hier nach Literaturempfehlungen abgeschätzt (z. B. mit [Krüger/Mertsch – 03], s. Abschnitt 7.4):

$$l / d \leq 28 \rightarrow 4,25 \text{ [m]} / 0,175 \text{ [m]} = 24 < 28$$

Die Verformung kann damit voraussichtlich ausreichend begrenzt werden.

Nachweise der Dauerhaftigkeit

Eine ausreichende Dauerhaftigkeit wird durch Wahl eines geeigneten Betons und einer ausreichenden Betondeckung der Bewehrung erreicht. Für die hier vorliegende Expositionsklasse XC 1 („Innenraum mit normaler Luftfeuchte“) ist das Angriffsrisiko für Beton und Bewehrung gering. Es sind zu wählen (s. Abschnitt 5.2.4 und 5.2.5):

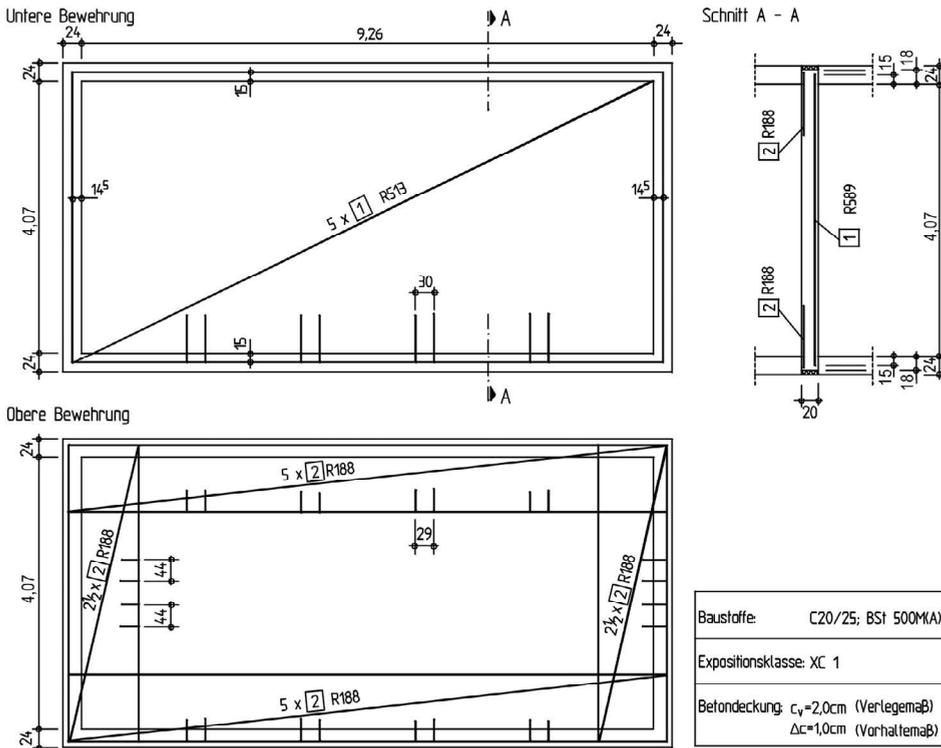
Beton	Mindestfestigkeitsklasse C16/20
Betondeckung der Bewehrung	Mindestmaß c_{\min} = 1,0 cm (für $d_s \leq 10$ mm)
	Vorhaltemaß Δc_{dev} = 1,0 cm
	Nennmaß c_{nom} = 2,0 cm (hier gleich Verlegemaß c_v)

Der gewählte Beton (C20/25) erfüllt die Mindestanforderungen; ebenso wird mit der zu wählenden Betondeckung der Bewehrung die Annahme über die Nutzhöhe eingehalten.

Bewehrungsführung und Bewehrungszeichnung

Auf Nachweise zur Bewehrungsführung wird hier nicht eingegangen; die Bewehrung wird entsprechend nachfolgender Skizze geführt (die obere Bewehrung wurde im Rahmen des Beispiels nicht behandelt). Auf der Bewehrungszeichnung sind anzugeben (EC 2-1-1/NA, 2.8):

- Festigkeitsklasse des Betons, Betonstahlsorte, Expositionsklasse
- Maßnahmen zur Lagesicherung der Betonstahlbewehrung sowie Anordnung, Maße und Ausführung der Unterstützungen für die obere Bewehrung (hier *nicht* dargestellt)
- Verlegemaß c_v der Bewehrung sowie das Vorhaltemaß Δc



3.2 Grundlagen des Sicherheitsnachweises

Die nachfolgend in vereinfachter Form dargestellten sicherheitstheoretischen Betrachtungen bilden die Grundlage für eine Bemessung im Stahlbetonbau. Für eine ausführliche Darstellung wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (z. B. [Grünberg – 01]).

3.2.1 Grundsätzliche Anforderungen an die Bemessung

Die Bemessung der tragenden Konstruktion eines Bauwerks muss sicherstellen, dass ein Tragwerk

- unter Berücksichtigung der vorgesehenen Nutzungsdauer und seiner Erstellungskosten mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit die geforderten Gebrauchseigenschaften behält,
- mit angemessener Zuverlässigkeit den Einwirkungen und Einflüssen standhält, die während seiner Ausführung und seiner Nutzung auftreten können,
- eine angemessene Dauerhaftigkeit im Verhältnis zu seinen Unterhaltungskosten aufweist,
- durch Ereignisse wie Explosionen, Aufprall oder Folgen menschlichen Versagens nur in einem Ausmaß geschädigt wird, das einer vorgesehenen Schadensbegrenzung entspricht.

Diese grundlegende Anforderung nach EC 0 gilt für alle Tragwerke, unabhängig von der Bauweise und den verwendeten Baustoffen.

Grundsätzlich sind zu unterscheiden:

- Grenzzustände der Tragfähigkeit (EC 2-1-1, 6)
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (EC 2-1-1, 7)
- Anforderungen an die Dauerhaftigkeit (vgl. EC 2-1-1, 4)

In den **Grenzzuständen der Tragfähigkeit** sind die Zustände zu untersuchen, die im Zusammenhang mit dem Tragwerksversagen stehen. Solche können entstehen

- durch Bruch,
- durch Überschreitung der Grenzdehnungen

eines Tragwerks oder eines seiner Teile (einschl. von Lagern und Fundamenten). Für den Nachweis der Lagesicherheit gelten die Regelungen in EC 0.

Die **Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit** sind Zustände, bei deren Überschreitung festgelegte Kriterien der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind. Sie umfassen Nachweise der

- Spannungsbegrenzungen,
- Begrenzung der Rissbreite und
- Begrenzung von Verformungen.

Andere Grenzzustände (wie z. B. Erschütterungen, Schwingungen) können von Bedeutung sein, werden jedoch nicht im Rahmen von EC 2-1-1 behandelt (vgl. EC 2-1-1, 1).

Eine **Bemessung auf Dauerhaftigkeit** ist in den derzeit gültigen Normen nicht direkt, sondern nur in Form von Konstruktionsregeln enthalten. Im Wesentlichen erstrecken sich diese Regeln auf Grenzwerte für Betondeckung, Betonzusammensetzung (w/z -Werte, Mindestzementgehalt u. a.) und Betonverarbeitung (Einbringen und Nachbehandeln des Betons etc.). Über Konzepte einer Bemessung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit mit Ansätzen, die mit der Lastbemessung vergleichbar sind, wird in [Schießl – 97] berichtet.

3.2.2 Allgemeine sicherheitstheoretische Betrachtungen

(Einführung)

Einflussgrößen, die beim Nachweis einer angemessenen Zuverlässigkeit bzw. beim Nachweis der Sicherheit berücksichtigt werden müssen, sind auf der einen Seite die Einwirkungen als Kräfte (Lasten), Zwang (aufgezwungene Verformungen) und Einflüsse aus der Umgebung (chemischer und physikalischer Art), auf der anderen Seite die Widerstände als Eigenschaften von Baustoffen, Verbindungsmitteln und Bauteilen. Zusätzlich kann es außerdem erforderlich sein, Unsicherheiten von geometrischen Größen auf der Seite der Einwirkungen und/oder auf der Seite der Widerstände zu berücksichtigen. Das Bemessungsziel ist erreicht, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zwischen den Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit oder der Tragfähigkeit ein ausreichend großer Abstand vorhanden ist. Die Dauerhaftigkeit wird durch vorgegebene konstruktive Regeln gewährleistet.

Auf der Beanspruchungsseite ist detaillierter und differenzierter zu unterscheiden zwischen den Einwirkungsgruppen:

- ständige Einwirkungen Eigenlasten, feste Einbauten, Vorspannung
- veränderliche Einwirkungen Verkehrslasten, Wind- und Schneelasten, Temperatureinwirkung, Erddruck und Wasserdruck, Baugrundsetzung
- außergewöhnliche Einwirkungen Anpralllasten, Explosionslasten, Bergsenkung
- vorübergehende Einwirkungen Bauzustände, Montagelasten, Ablagerungen

Die Einwirkungen lassen sich nur mit gewissen Unsicherheiten vorhersagen und unterliegen Streuungen, die sich in Häufigkeitsverteilungen darstellen lassen (s. Abb. 3.3). Dabei sind die Abweichungen von einem statistischen Mittelwert für die verschiedenen Einwirkungsarten –

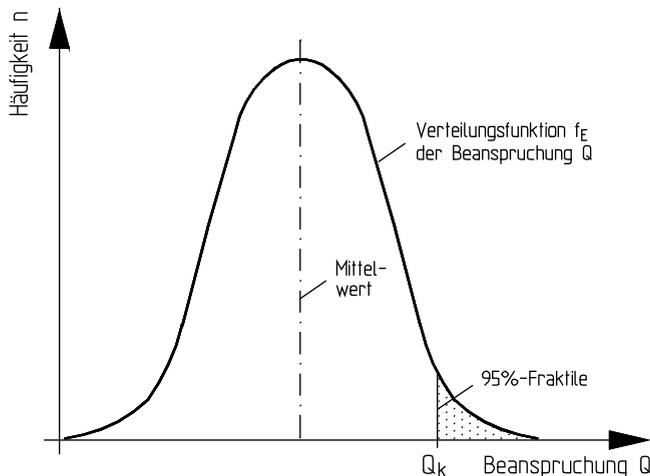


Abb. 3.3 Qualitative Darstellung der Häufigkeitsverteilung einer veränderlichen Einwirkung Q und Kennzeichnung des charakteristischen Wertes als 95%-Quantilwert

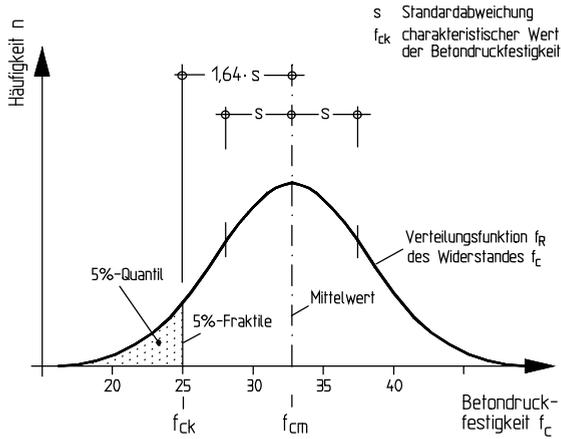


Abb. 3.4
Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit als 5%-Quantilwert der Grundgesamtheit

ständige oder veränderliche – wiederum unterschiedlich, d. h., man erhält für jede Einwirkungsart eine eigene Häufigkeitsverteilung. Die in entsprechenden Lastnormen festgelegten Werte, die der statischen Berechnung zugrunde gelegt werden, entsprechen im Allgemeinen Fraktilwerten dieser Verteilung, die auch als charakteristische Werte oder Nennwerte bezeichnet werden (beispielsweise als 95%-Fraktilwerte, die nur in 5 % aller Fälle erreicht bzw. überschritten werden; vgl. Abb. 3.3, s. a. EC 0).

Bei den ständigen Einwirkungen ist im Allgemeinen ein einziger charakteristischer Wert ausreichend; nur in Ausnahmefällen – bei besonders großen Streuungen einer ständigen Last oder bei Nachweisen, die besonders empfindlich in der Veränderung einer ständigen Einwirkung sind – kann es jedoch auch erforderlich sein, einen oberen und einen unteren charakteristischen Wert anzugeben. Bei örtlich und zeitlich veränderlichen Lasten ist im Allgemeinen nur ein oberer charakteristischer Wert festgelegt, der untere Wert ist dann wegzulassen bzw. zu null zu setzen.

Auf der Seite der Widerstände bzw. der Tragfähigkeit sind als maßgebende Größen die Festigkeitseigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl in Verbindung mit ihren Abmessungen und Querschnitten zu nennen (ggf. auch Abweichungen der Abmessungen von den Sollmaßen). Auch diese Größen sind mit Streuungen behaftet, die wiederum für die verschiedenen Materialien unterschiedlich und beispielsweise bei den Festigkeitswerten des Betons deutlich größer als bei denjenigen von Betonstahl sind. Die Streuungen lassen sich mathematisch in Form von Häufigkeitsverteilungen darstellen. In Abb. 3.4 ist hierfür exemplarisch die Häufigkeitsverteilung für die Druckfestigkeit eines Betons gezeigt. Hierfür sind kennzeichnende Größen

- der Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} ,
- der 5%-Quantilwert $f_{ck;0,05}$,
- der 95%-Quantilwert $f_{ck;0,95}$.

Ebenso wie bei den Lastannahmen entsprechen die in den Stoffnormen angegebenen Rechenwerte oder auch charakteristischen Werte Fraktilwerten einer solchen Häufigkeitsverteilung. Beispielsweise beruht die Einteilung nach Betonfestigkeitsklassen in den jeweiligen Betonnormen, aus der die Betondruckfestigkeit hergeleitet wird, auf dem 5%-Quantilwert (das ist diejenige Druckspannung, die von 5 % aller Proben nicht erreicht bzw. von 95 % aller Proben

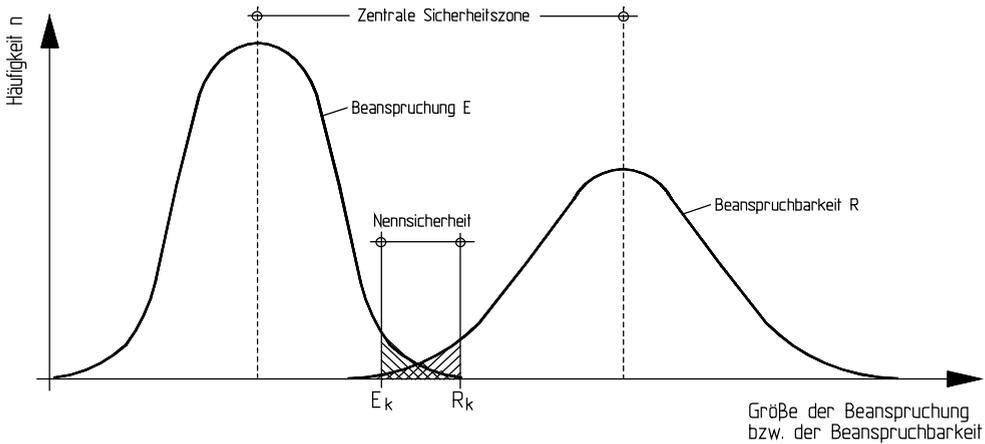


Abb. 3.5 Häufigkeitsverteilung der Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit; Nennsicherheit γ

erreicht und überschritten wird). In analoger Weise lassen sich die kennzeichnenden Werte für Betonstahl und Spannstahl angeben.

Die Häufigkeitskurve der Einwirkungen bzw. der Beanspruchungen E wird den Widerständen bzw. der Beanspruchbarkeit R gegenübergestellt. Dabei ergeben sich sowohl für die Beanspruchung E als auch für die Beanspruchbarkeit R unterschiedliche last- und materialabhängige Verteilungsfunktionen. In Abb. 3.5 sind diese auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite als Resultat der einzelnen lastart- und materialabhängigen Verteilungsfunktionen zusammengefasst. Der Abstand zwischen den Fraktilwerten der Verteilungsfunktionen für die Beanspruchung und für die Beanspruchbarkeit ist ein Maß für die Nennsicherheit γ , die tatsächliche Sicherheit ist im Mittel höher, sie kann sogar über die zentrale Sicherheitszone hinausreichen.

Bei den Einflussgrößen E und R werden streuende Größen gegenübergestellt, die nur die Verteilung einer Wahrscheinlichkeit wiedergeben. Dementsprechend lässt sich auch nur die *Wahrscheinlichkeit* für eine ausreichende Tragfähigkeit angeben, eine absolute Sicherheit gibt es nicht. Aus der Differenz zwischen den Widerständen und Einwirkungen ($R - E$) lässt sich eine Aussage über eine Versagenswahrscheinlichkeit treffen. In Abb. 3.6 ist diese Differenz als Dichtefunktion $f_z(x)$ dargestellt. Als Versagenswahrscheinlichkeit p_f eines Tragwerks wird das Verhältnis des im Bereich von $x < 0$ liegenden Flächenanteils – in Abb. 3.6 schraffiert – zur Ge-

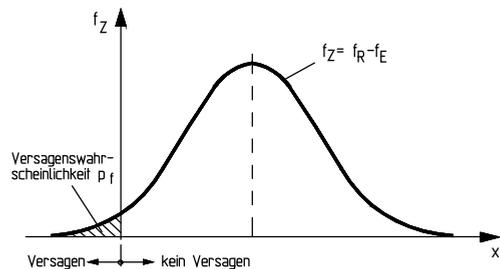


Abb. 3.6 Erläuterung des Begriffs Versagenswahrscheinlichkeit p_f

Tafel 3.1 Versagenswahrscheinlichkeit p_f im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Bezugszeitraum eines Jahres

Zuverlässigkeitsklasse	Versagenswahrscheinlichkeit p_f	Erläuterung
RC 1	10^{-5}	Niedrige Folgen für Menschenleben <i>und</i> geringe wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen (z. B. Scheunen)
RC 2	10^{-6}	Mittlere Folgen für Menschenleben und große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen (z. B. Bürogebäude)
RC 3	10^{-7}	Hohe Folgen für Menschenleben <i>oder</i> sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen (z. B. Konzerthallen)

samtfläche bezeichnet. Die Wahrscheinlichkeit p_f wird in Abhängigkeit von den möglichen Versagensfolgen für die öffentliche Sicherheit (Gefahr für Menschenleben) und im Hinblick auf wirtschaftliche Folgen festgelegt. Der Wert p_f muss umso kleiner sein, je größer die Wahrscheinlichkeit einer Gefährdung für Menschenleben und je bedeutender die wirtschaftlichen Folgen im Versagensfall sind.

Zulässige Werte einer Versagenswahrscheinlichkeit werden in EC0 in Abhängigkeit von Zuverlässigkeitsklassen angegeben, wobei drei Klassen definiert sind. In Tafel 3.1 sind diese Klassen mit ihrer jeweiligen Versagenswahrscheinlichkeit p_f wiedergegeben. Bauwerke des üblichen Hochbaus sind der Zuverlässigkeitsklasse 2 zuzuordnen.

Die zuvor dargestellten Zusammenhänge gelten in erster Linie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für einen Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gelten diese Ausführungen jedoch sinngemäß. Allerdings kann der Sicherheitsindex niedriger bzw. die operative „Versagens“wahrscheinlichkeit höher festgelegt werden, da die Folgen weniger eine Gefährdung für Menschenleben darstellen, sondern in erster Linie wirtschaftlicher Art sind.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, dass die zuvor erläuterten Zusammenhänge mit einem Vergleich von einwirkenden und ertragbaren Lasten sich – will man konsistent bleiben – auf System- und nicht auf Querschnittsebene beziehen müssten. Die Annahme eines Querschnittsversagens führt bei äußerlich oder innerlich statisch unbestimmten Systemen nicht unbedingt zum Kollaps bzw. Systemversagen, wie am Beispiel von Durchlaufträgern, Platten u. a. leicht zu zeigen ist. Ein lokales, eng begrenztes Querschnittsversagen in einer Platte führt beispielsweise kaum zu einer Beeinträchtigung der Gesamttragfähigkeit, da die Schnittgrößen um diese Schwachstelle herumgeleitet werden können (vgl. [Eibl/Schmidt-Hurtienne – 95]).

3.2.3 Normative Festlegungen

Eine wahrscheinlichkeitstheoretische Anwendung des Sicherheitsnachweises ist für eine praktische Berechnung zu aufwändig und daher unbrauchbar. Sie bildet jedoch die Grundlage für entsprechende normative Festlegungen. Hierfür sollen zwei Varianten vorgestellt werden:

- Verfahren mit einem globalen Sicherheitsbeiwert
- Verfahren mit differenzierten Teilsicherheitsbeiwerten

Stellvertretend für Verfahren nach a) wird das Sicherheitskonzept der alten DIN 1045 (1972 bis 2001) – nachfolgend „DIN 1045:1988“ bezeichnet – und für Verfahren nach b) das nach EC0 bzw. EC 2-1-1 – bezeichnet mit „EC 2“ – dargestellt. Die Ausführungen beziehen sich auf den Nachweis gegen Tragwerksversagen.

3.2.3.1 Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsbeiwert

Die Sicherheit eines Tragwerks bzw. eines seiner Teile gegen Versagen wird durch einen einzigen globalen Sicherheitsbeiwert nachgewiesen, indem ein vorgegebener Abstand zwischen einem festgelegten charakteristischen Wert E_k der Beanspruchung und dem charakteristischen Wert R_k der Beanspruchbarkeit festgelegt wird. Die in entsprechenden Normen festgelegten charakteristischen Werte E_k und R_k entsprechen dabei einem oberen Fraktilwert auf der Seite der Beanspruchung und einem unteren Fraktilwert auf der Seite der Beanspruchbarkeit (s. vorher). Dieser Zusammenhang lässt sich wie folgt darstellen:

$$\gamma_{\text{Global}} \cdot E_k \leq R_k \quad \text{oder} \quad E_k \leq R_k / \gamma_{\text{Global}} \quad (3.2)$$

Diese Vorgehensweise entspricht der in den älteren Normen (z. B. DIN 1045:1988) praktizierten. Sämtliche Unsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite werden dabei also durch einen einzigen globalen Sicherheitsfaktor γ berücksichtigt. Dieser Faktor γ ist in DIN 1045:1988 mit $\gamma = 1,75$ festgelegt, nur im Falle eines Versagens des Betons auf Druck gilt $\gamma = 2,10$. Die Erhöhung des Sicherheitsfaktors bei Betonversagen wird mit einem Bruch „ohne Vorankündigung“ begründet, er lässt sich jedoch auch im Sinne des Konzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten (s. nachfolgend) auch als zusätzlicher Teilsicherheitsfaktor für die größeren Streubreiten der Festigkeitseigenschaften von Beton gegenüber denen von Stahl beschreiben. In DIN 4227:1988 entfällt die Unterscheidung zwischen Beton- und Stahlversagen, da der Rechenwert der Betonfestigkeit $\beta_R = 0,60 \beta_{\text{WN}}$ niedriger als nach DIN 1045 angesetzt ist und bereits Unsicherheiten bzw. eine größere Streubreite der Betonfestigkeit berücksichtigt⁴⁾.

Eine genauere Analyse der zuvor dargestellten sicherheitstheoretischen Zusammenhänge zeigt jedoch, dass mit einem einzigen globalen Sicherheitsfaktor eine Versagenswahrscheinlichkeit p_f nur unzureichend beschrieben werden kann, da die verschiedenen Einflussparameter E und R auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite unterschiedlich stark streuen und sich zum Teil nichtlinear beeinflussen. So kann beispielsweise bei einer Stütze die Erhöhung einer Drucklängskraft auf der Einwirkungsseite durch einen globalen „Sicherheitsfaktor“ durchaus auf der unsicheren Seite liegen (s. hierzu Abb. 3.9), da die Längsdruckkräfte die Beanspruchung am Zugrand abmindern und entsprechend zu kleineren Zugkräften mit einer geringeren Zugbewehrung führen. Eine Steigerung der Drucklängskraft durch einen globalen Sicherheitsfaktor, wie es bei einem Verfahren mit globalen Sicherheitsbeiwerten erfolgt (z. B. in DIN 1045:1988), führt daher nicht immer zu einem befriedigenden Ergebnis bzw. nicht zu der erforderlichen Zuverlässigkeit.

3.2.3.2 Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

Im Allgemeinen erhält man ein ausgeglicheneres Zuverlässigkeits- bzw. Sicherheitsniveau durch die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten. Der in Gl. (3.2) beschriebene Zusammenhang

⁴⁾ Formal ergibt sich nach DIN 1045:1988 zwar für die Betonfestigkeitsklassen B45 und B55 (entspricht etwa einem C35/45 bzw. C45/55) derselbe oder sogar noch ein kleinerer Rechenwert β_R der Betonfestigkeit, der aber nur als „Angstwert“ zu interpretieren ist, weil man zum Zeitpunkt der ersten Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1972 mit den „höheren“ Betonfestigkeitsklassen wenig Erfahrung hatte und daher die Rechenwerte bewusst niedrig angesetzt hatte.

zwischen den Beanspruchungen und der Beanspruchbarkeit lässt sich mit dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte wie folgt darstellen (nachfolgende Gleichungen gelten für die sog. Grundkombination; s. Abschnitt 5.1.1):

$$E_d \leq R_d \quad (3.3)$$

Hierbei ergibt sich der Bemessungswert E_d der Einwirkungen aus (ohne Vorspannung)

$$E_d = E [\sum (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})] \quad (3.4a)$$

In Gl. (3.4a) sind

- $\gamma_{G,j}$ Teilsicherheitsbeiwert einer unabhängigen ständigen Einwirkung $G_{k,j}$
- $\gamma_{Q,1}; \gamma_{Q,i}$ Teilsicherheitsbeiwert für die vorherrschende, für andere veränderliche Einwirkungen
- $G_{k,j}$ charakteristischer Wert einer unabhängigen ständigen Einwirkung
- $Q_{k,1}; Q_{k,i}$ charakteristischer Wert der vorherrschenden, der anderen veränderlichen Einwirkungen
- $\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert der anderen veränderlichen Einwirkungen

Den Bemessungswert R_d des Widerstands bzw. der Tragfähigkeit erhält man für Stahlbeton aus

$$R_d = R (\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c; f_{yk} / \gamma_s) \quad (3.4b)$$

- $\gamma_c; \gamma_s$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beton- und die Betonstahlfestigkeit
- $f_{ck}; f_{yk}$ charakteristischer Wert der Beton- und der Betonstahlfestigkeit

Die Sicherheitsbeiwerte für Einwirkungen werden bei *ungünstiger* Wirkung, d. h., wenn sie die Tragfähigkeit vermindern, zu $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ gesetzt, die Materialsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite sind im Allgemeinen mit $\gamma_c = 1,50$ und $\gamma_s = 1,15$ festgelegt. (Wegen weiterer konkreter Zahlenwerte bzgl. der Teilsicherheitsbeiwerte γ_i , des Kombinationsfaktors ψ_0 etc. wird auf Abschnitt 5.1.1 verwiesen.)

Durch das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte ist es möglich, die unterschiedlichen Verteilungsdichten auf der Seite der Einwirkungen und Widerstände genauer und differenzierter zu berücksichtigen und im Allgemeinen zu einer ausgeglicheneren tatsächlichen Zuverlässigkeit zu gelangen. So kann beispielsweise auf der Lastseite der Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung wegen der größeren Vorhersagegenauigkeit etwas geringer festgelegt werden als für eine veränderliche Einwirkung mit einer entsprechend größeren Streubreite. Ebenso ist auf der Seite der Widerstände die Verteilungsdichte der Festigkeiten von Beton und Betonstahl unterschiedlich, was mit dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte konsequent durch einen größeren Beiwert für Beton gegenüber Stahl berücksichtigt werden kann.

Die Anwendung des Sicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten – wie in EC 2-1-1 verwendet – führt häufig zu wirtschaftlicheren Ergebnissen als eine Berechnung mit einem globalen Sicherheitsbeiwert. Allerdings ist der Aufwand für den entwerfenden Ingenieur in der Regel größer, da oft eine größere Anzahl von Lastfallkombinationen untersucht werden muss.

3.2.3.3 Auswirkungen unterschiedlicher Sicherheitskonzepts auf das Bemessungsergebnis

Die Auswirkungen von unterschiedlichen Sicherheitskonzepten – globaler Sicherheitsbeiwert (Verfahren nach DIN 1045:1988) auf der einen Seite und Teilsicherheitsbeiwerte (Anwendung

in EC 2) auf der anderen Seite – sollen zunächst für den zentrisch auf Zug beanspruchten Querschnitt gezeigt werden. In diesem Fall ist von einem gerissenen Betonquerschnitt auszugehen, so dass auf der Tragfähigkeitsseite nur die Bewehrung A_s wirksam ist.

Für die Einwirkungsseite wird unterstellt, dass nur *eine* veränderliche Last bzw. Nutzlast vorhanden ist, Kombinationswerte $\psi_{0,i}$ (s. Abschnitt 5.1) sind also nicht zu berücksichtigen. In Abb. 3.7 ist hierfür in Abhängigkeit von der einwirkenden Zugkraft, die im Verhältnis Eigenlast zu Nutzlast variiert wird, der erforderliche Stahlbedarf als bezogene Größe ($A_s \cdot f_{yk} / F_{ges}$) dargestellt. Diese Größe ist dabei identisch mit einem Gesamtsicherheitsfaktor, der sich ergibt

– bei einem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten (z. B. nach EC 2):

$$F_G/F_{ges} = 0 \quad \rightarrow \quad \gamma_S \cdot \gamma_Q = 1,725$$

$$F_G/F_{ges} = 1 \quad \rightarrow \quad \gamma_S \cdot \gamma_G = 1,553$$

– nach DIN 1045:1988:

$$F_G/F_{ges} = \text{beliebig} \rightarrow \gamma_{\text{Global}} = 1,75$$

Die Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten nach neueren Normenkonzepten kann also gegenüber einem Nachweis mit einem globalen Sicherheitsfaktor (nach DIN 1045:1988) zu einer Bewehrungsreduzierung um bis zu ca. 12 % führen. Aus Abb. 3.7 ist außerdem die differenzierte Betrachtungsweise eines Konzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten für die ständigen und die veränderlichen Einwirkungen zu erkennen, während bei einem globalen Sicherheitsbeiwert beide Einwirkungsarten gleich (ungünstig) bewertet werden.

Die Auswirkungen des Konzepts der Teilsicherheitsbeiwerte im Vergleich zu einem globalen Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sind bei dem zentrisch gedrückten Querschnitt besonders deutlich zu sehen. In Abb. 3.8 ist ein Vergleich der aufnehmbaren bezogenen Längskräfte in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad dargestellt. Der Vergleich bezieht sich auf einen C20/25 und einen B 25, die näherungsweise die gleiche Festigkeit aufweisen. Die Darstellung gilt außerdem nur für bewehrten Beton, der Grenzwert $\rho_1 = 0$ ist daher nur theoretischer Art. Außerdem sind die Anforderungen einer Mindestbewehrung nicht berücksichtigt.

Wie man sieht, ist nach EC 2 wiederum je nach Lastart zu unterscheiden, ob die Beanspruchung aus Eigenlasten ($\gamma_F = \gamma_G = 1,35$) oder aus Verkehrslasten ($\gamma_F = \gamma_Q = 1,50$) resultiert, während

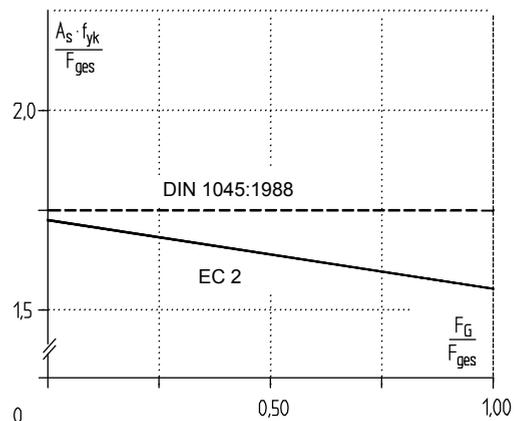


Abb. 3.7 Bezogener Bewehrungsquerschnitt in Abhängigkeit vom Verhältnis der Zugkräfte infolge von Eigenlasten F_G zu Gesamtlasten F_{ges} bei nur einer Verkehrslast

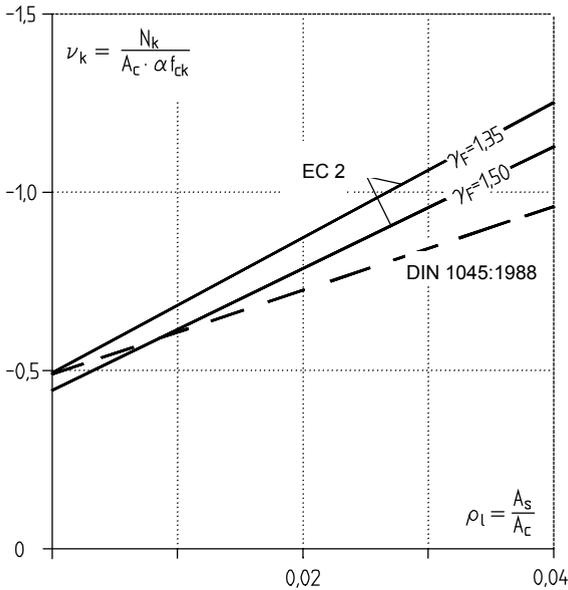


Abb. 3.8 Bezogene zulässige Längskraft ν_k für den zentrisch beanspruchten Stahlbetonquerschnitt für einen Beton B 25 bzw. C20/25 und einen Betonstahl B500

bei einer Berechnung mit einem globalen Sicherheitsbeiwert nach DIN 1045:1988 die Lastart keine Rolle spielt. Zusätzlich ist jedoch auch der Einfluss von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite zu erkennen. Die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts ist zunächst für den theoretischen Bewehrungsgrad $\rho_l = 0\%$ bei einer Berechnung nach EC 2 und DIN 1045:1988 fast identisch. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad wirkt sich jedoch bei einer Berechnung nach EC 2 günstig aus, dass wegen des kleineren Teilsicherheitsbeiwertes für Betonstahl mit $\gamma_S = 1,15$ (im Vergleich zum Beton mit $\gamma_C = 1,5$) der Bewehrungsanteil deutlich günstiger als nach DIN 1045:1988 beurteilt wird; in DIN 1045 wird nämlich pauschal Beton und Stahl mit ein und demselben globalen Sicherheitsfaktor belegt, der wegen Betonversagens $\gamma_{Global} = 2,1$ beträgt.

Aus den bisherigen Überlegungen geht hervor, dass bei einer differenzierteren Betrachtungsweise der Einwirkungs- und Widerstandsseite, wie es in EC 2 geschieht, häufig wirtschaftlichere Ergebnisse erzielt werden und eine Berechnung mit einem globalen Sicherheitsbeiwert im Allgemeinen auf der sicheren Seite liegt. Dies gilt jedoch insbesondere bei auf Biegung mit Längsdruck beanspruchten Querschnitten – beispielsweise bei Stützen – nur noch mit Einschränkungen. Eine Längsdruckkraft kann hier auch günstig wirken und eine Erhöhung der Druckkraft durchaus die erforderliche Bewehrung verringern. Dies soll an der in Abb. 3.9 dargestellten Stütze gezeigt werden. Die Stütze sei durch eine zentrisch wirkende Druckkraft infolge Eigenlasten beansprucht, während eine davon unabhängige veränderliche Last ein Biegemoment hervorruft. Zunächst einmal ist festzustellen, dass bei einer Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten entsprechend EC 2 zwei Lastfälle zu betrachten sind, nämlich jeweils das größte Biegemoment infolge der veränderlichen Last, einmal in Kombination mit dem unteren Wert der Längsdruckkraft infolge von Eigenlasten ($\gamma_{G,inf} = 1,00$), zum anderen mit dem oberen ($\gamma_{G,sup} = 1,35$). Bei einem globalen Sicherheitsbeiwert entsprechend DIN 1045:1988 ist dagegen nur eine Beanspruchungskombination zu untersuchen, wobei dabei jedoch – auf der unsicheren Seite liegend (!) – Längsdruckkräfte auch dann mit diesem globalen „Sicherheitsfaktor“ vergrößert werden, wenn sie günstig wirken, d. h. die Bewehrung reduzieren.

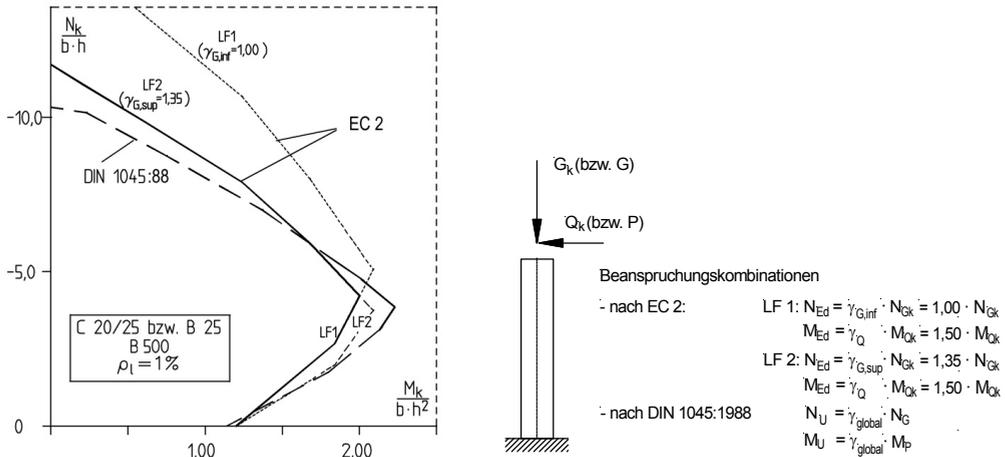


Abb. 3.9 Beanspruchung aus Eigenlast und veränderlicher Last und Tragfähigkeit (Gebrauchszustand)

Diese Aussage ist anhand der Tragfähigkeitskurven in Abb. 3.9 dargestellt, die für einen Rechteckquerschnitt mit einem Bewehrungsgrad von 1 % als Interaktion zwischen der bezogenen Längsdruckkraft und dem bezogenen Biegemoment dargestellt sind. Wie man sieht, ist bei einer Berechnung nach EC 2 bei geringen Längsdruckkräften $\gamma_{G,inf} = 1,0$ (LF. 1) maßgebend, da dann das zugehörige aufnehmbare Biegemoment kleiner als für $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ist. Es ist auch zu sehen, dass in diesem Bereich die Tragfähigkeit nach DIN 1045 rechnerisch größer ist und überschätzt wird.

Neben diesen hier im Querschnitt dargestellten Unterschieden ergeben sich weitere systembedingte Abweichungen. So ändert sich beispielsweise die Lage von Momentennullpunkten durch die unterschiedliche Gewichtung der einzelnen Lastarten. In Abb. 3.10 ist dies für den Verlauf der Biegemomente eines Einfeldträgers mit Kragarm dargestellt, wobei nach DIN 1045:1988 mit Gebrauchslasten gerechnet ist (mit Bruchlasten ergibt sich dieselbe Lage des Momentennullpunktes) und nach DIN 1045-1 die Teilsicherheitsbeiwerte jeweils ungünstigst berücksichtigt sind. In dem Beispiel ist allerdings insofern ein Sonderfall dargestellt, als hier auch die Eigenlast mit zwei verschiedenen Sicherheitsbeiwerten ($\gamma_{G,inf} = 0,9$ und $\gamma_{G,sup} = 1,1$) berücksichtigt wurde, wie dies in EC0 für Nachweise gefordert ist, die sehr empfindlich gegenüber der Größe der ständigen Einwirkung sind (z. B. der Nachweis der Lagesicherheit).

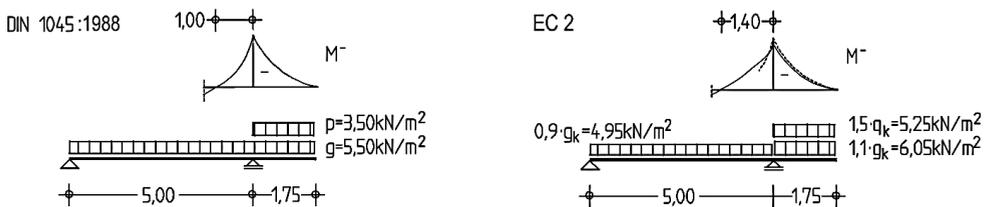


Abb. 3.10 Lage der Momentennullpunkte für eine Berechnung nach DIN 1045:1988 und nach EC 2

3.3 Ausblick: Eurocode 2 der 2. Generation

Das Sicherheitskonzept nach prEC 2-1-1:2021 basiert auch künftig auf dem aktuellen Verfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten.

Gemäß Entwurf des EC 0:2021 erfolgt die sicherheitsrelevante Einteilung von Hochbauten künftig nach Versagensfolgeklassen (CC0–CC4), welche die aktuellen Zuverlässigkeitsklassen (RC) ersetzen werden. Übliche Hochbauten, wie z. B. Wohn- und Bürogebäude, werden in die Versagensfolgeklasse CC2 (aktuell RC2) eingeordnet. Hieraus sind für übliche Hochbauten mit einer geplanten Nutzungsdauer von 50 Jahren keine wesentlichen Änderungen in der Definition der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite zu erwarten (s. a. Abschnitt 5.4.1).

Neben den Anforderungen an das Tragwerk im Hinblick auf die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit, werden künftig zudem erhöhte Anforderungen an die Robustheit (Schadensbild im vertretbaren Ausmaß in Bezug auf die Schadensursache infolge eines unvorhergesehenen, unerwünschten Ereignisses) und an die Nachhaltigkeit (Begrenzung der nachteiligen Auswirkungen auf nicht erneuerbare Umweltressourcen) gestellt.

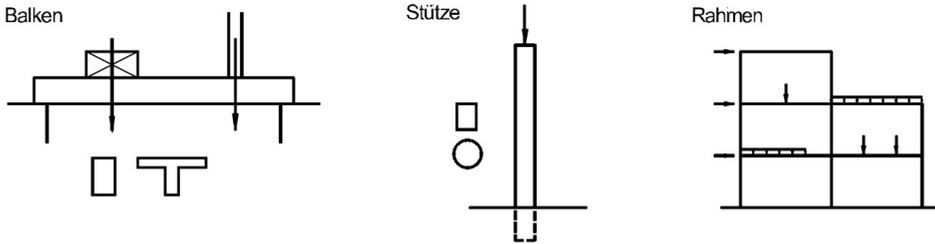
4 Schnittgrößenermittlung

4.1 Allgemeine Grundlagen

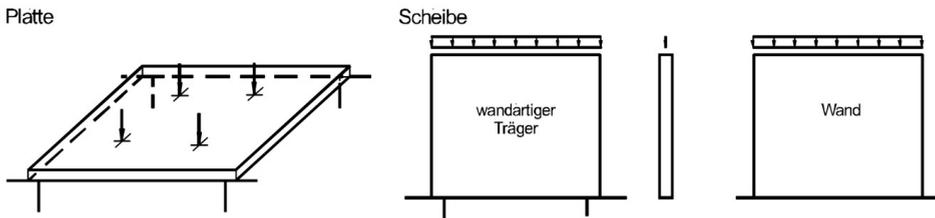
In der Tragwerksplanung werden zunächst die tragenden Bauteile des Gesamtbauwerkes definiert, es wird das *Tragwerk* festgelegt. Anschließend wird das Tragwerk in Tragelemente zerlegt. Man unterscheidet zwischen eindimensionalen Stabtragwerken (z. B. Balken, Stützen), zweidimensionalen Flächentragwerken wie Platten, Wände, Scheiben und dreidimensionalen Schalentragwerken bei Behältern, Kuppeln usw. (s. Abb. 4.1).

Die Querschnitte von Tragwerken oder Tragwerksteilen müssen für die ungünstigsten Beanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bemessen werden. Die ungünstigsten Beanspruchungen eines Querschnitts sind von der Größe und der Verteilung der Einwirkungen abhängig. Zur Ermittlung der *maßgebenden Einwirkungskombination* ist eine ausreichende Anzahl von Lastfällen – Kombinationen von Einwirkungsgrößen und ihre Verteilungsmöglichkeiten – zu untersuchen.

a) Stabtragwerke (eindimensional)



b) Flächentragwerke (zweidimensional)



c) Schalen (dreidimensional)

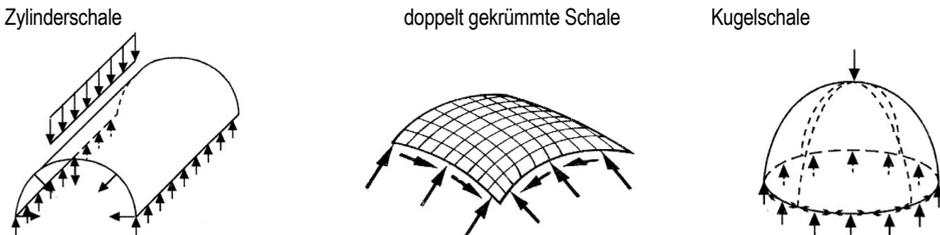


Abb. 4.1 Einteilung der Tragelemente

Bei der Schnittgrößenermittlung wird eine Idealisierung sowohl der Geometrie als auch des Tragverhaltens vorgenommen.

Die *Idealisierung der Geometrie* beinhaltet eine Einteilung und Unterteilung in:

- stabförmige Bauteile
- ebene Flächentragwerke
- Schalen
- dreidimensionale Tragwerke

Diese Unterscheidung hat Auswirkungen auf die Schnittgrößenermittlung, aber auch auf die konstruktive Durchbildung. Die Abgrenzung zwischen den einzelnen Tragwerkstypen erfolgt – soweit nicht zweifelsfrei bekannt – in Abhängigkeit von den Abmessungen der Bauteile (vgl. hierzu Abschnitt 4.2.1).

Bei der *Idealisierung des Trag- und Materialverhaltens* wird unterschieden nach (vgl. hierzu Abschnitt 4.6.):

- linear-elastischem Verhalten
- linear-elastischem Verhalten mit begrenzter Umlagerung
- plastischem Verhalten
- nichtlinearem Verhalten

Zusätzliche Untersuchungen können z. B. an Auflagern, Lasteinleitungsbereichen, bei sprunghaften Querschnittsänderungen erforderlich sein. Diese Betrachtungen erfolgen häufig mit Hilfe von Stabwerksmodellen, die den plastischen Verfahren zuzuordnen sind (s. Band 2, Kapitel 5).

Regelfall der Schnittgrößenermittlung ist eine Berechnung nach dem linear-elastischen Verfahren mit den Querschnittswerten des Zustandes I (ungerissener Beton), i. d. R. auf den „reinen“ Betonquerschnitt bezogen. Neben der einfachen Handhabbarkeit bietet das lineare Verfahren den großen Vorteil, dass das Superpositionsprinzip gültig ist, d. h., dass Schnittgrößen lastfallweise berechnet und für die einzelnen Nachweise überlagert werden dürfen.

Mit Rissbildung (Übergang in den Zustand II) liefern linear-elastische Verfahren nur noch bedingt wirklichkeitsnahe Aussagen, insbesondere über Verformungen. Nach EC 2-1-1 ist dieses Verfahren daher nicht mehr für die Ermittlung von Verformungen und von Schnittgrößen, die von den Verformungen abhängen (Stabilitätsfälle, die nach Theorie II. Ordnung zu berechnen sind), zugelassen.

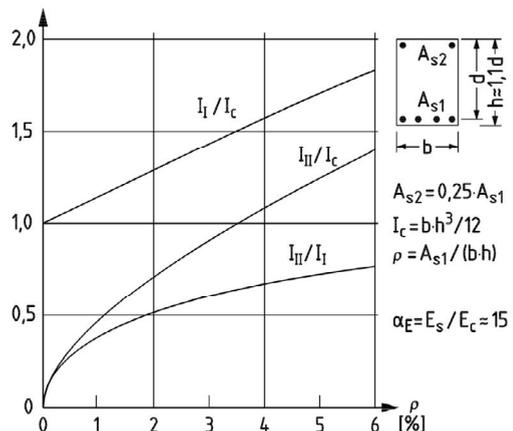


Abb. 4.2 Relative Steifigkeit eines Stahlbetonquerschnitts ([Franz – 83]; entnommen aus [Schmitz – 12])

Die Berücksichtigung der Bewehrung führt einerseits zu einer Vergrößerung der Querschnittswerte, andererseits ergibt sich durch Rissbildung ein Steifigkeitsabfall. Dieser Zusammenhang ist beispielhaft in Abb. 4.2 für einen Stahlbetonquerschnitt dargestellt; wie zu sehen ist, sind die Abweichungen von den Querschnittswerten des Zustandes I insbesondere bei niedrig bewehrten Querschnitten teilweise erheblich.

In Auflagernähe, im Bereich von Momentennullpunkten (d. h., im Bereich geringer Beanspruchung) tritt zunächst noch keine Rissbildung auf; bei höherer Beanspruchung ist jedoch schon im Gebrauchszustand mit planmäßiger Rissbildung zu rechnen. Zudem ist der Bewehrungsgrad i. d. R. nicht konstant, sondern wird der jeweiligen Beanspruchung angepasst. Auch bei äußerlich konstanter Querschnittsform stellt sich also längs eines Stahlbetontragwerks eine veränderliche Steifigkeitsverteilung dar.

In statisch bestimmten Systemen hat die tatsächliche Steifigkeit keinen Einfluss auf die Schnittgrößen (allerdings sehr wohl auf die Verformungen; s. vorher). Bei statisch unbestimmten Systemen werden jedoch auch die Schnittgrößen durch die Steifigkeitsverteilung längs der Trägerachse beeinflusst. In Abb. 4.3 ist dies beispielhaft für einen Zweifeldträger dargestellt, bei dem das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen 0,5 und 2,0 variiert wird. Dabei werden vereinfachend die jeweiligen Steifigkeiten im Stütz- und Feldbereich konstant angenommen (vgl. [Schmitz – 12]).

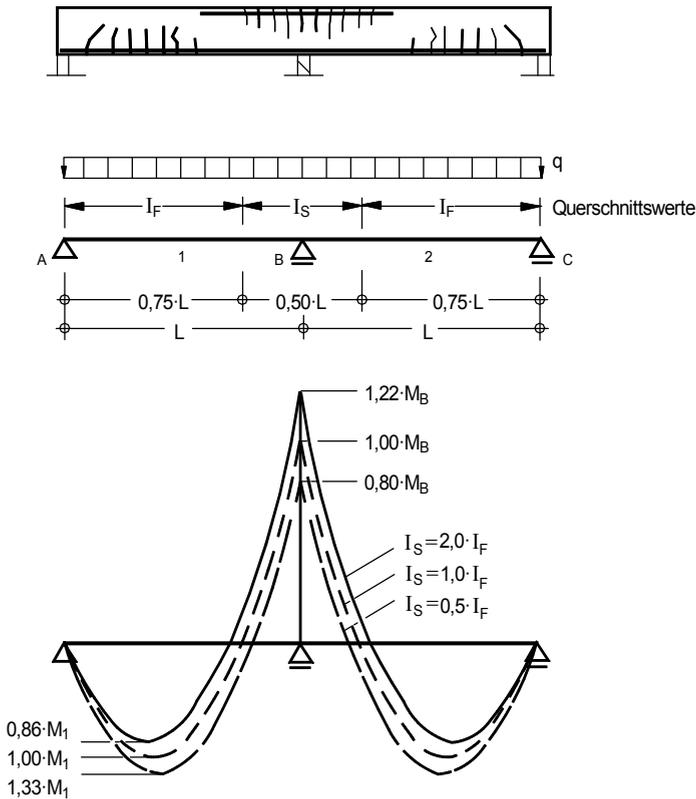


Abb. 4.3 Biegemomente bei abschnittsweise unterschiedlichen Querschnittsteifigkeiten

Wie Abb. 4.3 zu entnehmen ist, weichen die Schnittgrößen unter den dargestellten Voraussetzungen je nach Steifigkeitsverteilung um bis zu 22 % gegenüber den Werten bei konstanter Steifigkeit ab. Zu beachten ist, dass beispielsweise eine Abminderung von Stützmomenten zu einer Erhöhung der zugehörigen Feldmomente führt, damit Gleichgewicht gegeben ist.

Die Steifigkeit ist neben den äußeren Abmessungen und der Rissbildung insbesondere auch von der vorhandenen Bewehrung abhängig. Eine Umlagerung von Schnittgrößen kann damit durch eine entsprechende Bewehrungswahl bewusst herbeigeführt werden. Verfahren, die dies ausnutzen, sind linear-elastische Berechnungen mit begrenzter Umlagerung der Schnittgrößen (s. Abschnitt 4.6.2) und plastische Verfahren (s. Abschnitt 4.6.3). Allerdings ist dabei eine ausreichende Verformungsfähigkeit in kritischen Bereichen (Rotationsfähigkeit) sicherzustellen und außerdem die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion zu gewährleisten; Umlagerung von Schnittgrößen ist daher immer nur innerhalb bestimmter Grenzen zulässig und möglich.

4.2 Idealisierung der Tragwerksgeometrie

4.2.1 Definitionen

Zur Abgrenzung zwischen den verschiedenen Tragelementen bedarf es eindeutiger Definitionen. Nach EC 2-1-1 gelten in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen (b , h), der Stützweite (l) und den Lagerungsbedingungen Bauteile als

- | | | | |
|-----------------------------------|----------------|--------|-----------------------------------|
| – Balken, Platte bei | $l / h \geq 3$ | l | Stützweite, kürzere Stützweite |
| – Scheibe, wandartiger Träger bei | $l / h < 3$ | h | Bauhöhe |
| – Platte bei | $b / h \geq 5$ | | |
| – Balken bei | $b / h < 5$ | b, h | Querschnittsseiten ($b \geq h$) |
| – Stützen | $b / h \leq 4$ | | |
| – Wände | $b / h > 4$ | | |

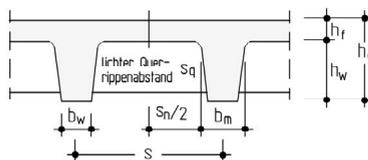
Diese Unterscheidung ist für die Bemessung und Konstruktion von Bedeutung. Bei Balken darf von einer linearen Dehnungsverteilung im Querschnitt ausgegangen werden, bei Scheiben hingegen nicht. Ebenso sind Platten und Balken sowie Stützen und Wände wegen unterschiedlicher Tragwirkung statisch und konstruktiv zu unterscheiden.

Bei Platten ist eine zusätzliche Definition sinnvoll. Je nach Lastabtragung liegt überwiegend einachsige oder zweiachsige Tragwirkung vor. Platten dürfen rechnerisch *einachsig gespannt* betrachtet werden bei gleichmäßig verteilten Lasten und

- bei zwei freien ungelagerten, gegenüberliegenden und parallelen Rändern *oder*
- bei einem Verhältnis der größeren zur kleineren Stützweite von $l_{\max} / l_{\min} \geq 2$.

In allen anderen Fällen ist in der Regel die zweiachsige Lastabtragung zu berücksichtigen und eine Berechnung als zweiachsig gespannte Platte erforderlich.

Rippen- und Kassettendecken dürfen bei einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung als Vollplatten betrachtet werden, falls die nebenstehenden Bedingungen erfüllt sind.



$$\begin{aligned}
 s &\leq 150 \text{ cm} \\
 h_r &\begin{cases} \geq s_n / 10 \\ \geq 5 \text{ cm} \end{cases} \\
 h_w &\leq 4 b_m \\
 s_q &\leq 10 h_0
 \end{aligned}$$

4.2.2 Auflagerungen und Stützweiten

Die Auflagertiefe eines Bauteils ist so zu wählen, dass die zulässigen Auflagerpressungen nicht überschritten werden und die erforderliche Verankerungslänge der Bewehrung untergebracht werden kann. Als Stützweite eines Bauteils wird der Abstand der theoretischen Auflagerlinien bezeichnet. Allgemein gilt (EC 2-1-1, 5.3.2.2):

$$L_{\text{eff}} = L_n + a_1 + a_2 \tag{4.1}$$

mit a_1 und a_2 als Abstand vom Auflagerrand bis zur rechnerischen Auflagerlinie. Ist die Auflagerlinie nicht schon eindeutig durch die Art der Lagerung (z. B. Punkt- oder Linienlager) vorgegeben, so wird jeweils der Schwerpunkt der Auflagerpressungen als Auflagerlinie angenommen, i. Allg. also die Auflagermitte. Bei im Verhältnis zur Bauteildicke h größeren Auflagertiefen darf jedoch insbesondere bei Endauflagern die theoretische Auflagerlinie im Abstand $0,5 h$ vom Rand angenommen werden, da dann die Auflagerpressungen im Wesentlichen auf die vorderen Bereiche konzentriert sind. (Bei durchlaufenden Tragwerken wird i. d. R. die Mitte der Auflagerung ($a_i = 1/2 t$) als Auflagerschwerpunkt angenommen; das ist schon aus Gründen der einwandfreien Lastweiterleitung sinnvoll). In analoger Weise ergeben sich die theoretischen Auflagerlinien in anderen Fällen. Eine zusammenfassende Darstellung baupraktischer Fälle ist in Tafel 4.1 enthalten.

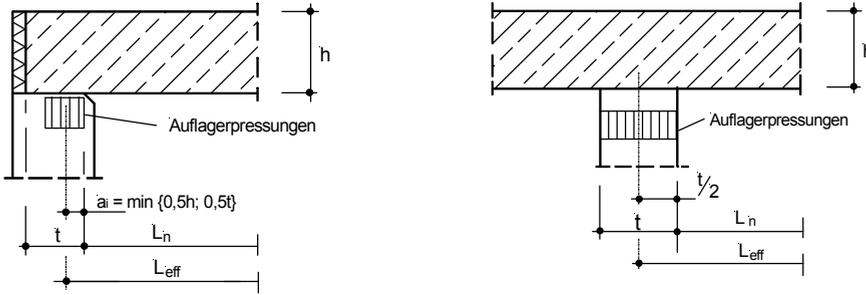
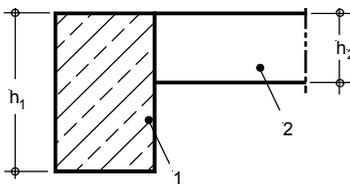


Abb. 4.4 Auflagertiefen für ein End- und Innenaufleger

Direkte Lagerung – Indirekte Lagerung

Durch die Lagerungsart wird die Beanspruchung und Bemessung im Auflagerbereich beeinflusst. Bei direkter Lagerung wird die Auflagerkraft des gestützten Bauteils durch Druckspannungen am unteren Querschnittsrand des Bauteils aufgenommen (z. B. bei Auflagerung auf Stützen, Wände). Dies darf auch bei monolithischer Verbindung angenommen werden, wenn der Abstand der Unterkante des gestützten Bauteils zur Unterkante des stützenden Bauteils größer ist als die Höhe des gestützten Bauteils. Andernfalls ist von einer indirekten Lagerung auszugehen (Abb. 4.5).



$$(h_1 - h_2) \geq h_2 \text{ direkte Lagerung}$$

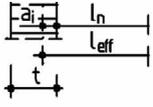
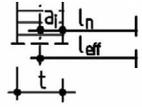
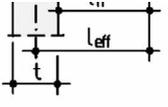
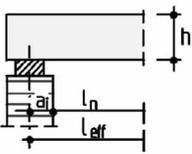
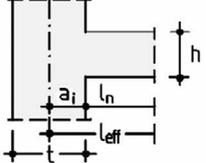
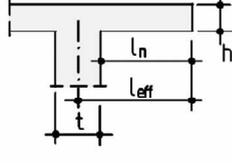
$$(h_1 - h_2) < h_2 \text{ indirekte Lagerung}$$

1 stützendes Bauteil

2 gestütztes Bauteil

Abb. 4.5 Definition der direkten und indirekten Lagerung

Tafel 4.1 Auflagertiefe a_i

a) Endauflager	b) durchlaufende Bauteile	c) Kragarm (Durchlaufträger)
 <p>$a_i = \min \{0,5h; 0,5t\}$</p>	 <p>$a_i = \min \{0,5h; 0,5t\}$</p>	 <p>$a_i = \min \{0,5h; 0,5t\}$</p>
d) Anordnung eines Lagers	d) elastische Endespannung	f) Kragträger
	 <p>$a_i = \min \{0,5h; 0,5t\}$</p>	 <p>$a_i = 0$</p>

4.2.3 Mitwirkende Plattenbreite

Die Definition der mittragenden Breite von Plattenbalken wird im Abschnitt 6.1.3.3 erläutert. An dieser Stelle folgen einige Ergänzungen für die Schnittgrößenermittlung.

Die mitwirkende Breite b_{eff} darf für *Biegebeanspruchung* infolge annähernd gleichmäßig verteilter Einwirkungen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nach EC 2-1-1, 5.3.2.1 (s. jedoch auch [Zilch/Rogge – 04]) angenommen werden zu (vgl. Abb. 4.6a):

$$b_{eff} = b_w + \Sigma b_{eff,i} \leq b \tag{4.2a}$$

$$\text{mit } b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \leq b_i \tag{4.2b}$$

Bei Platten mit veränderlicher Dicke darf die Stegbreite b_w um das Maß b_v erhöht werden, das dem Maß der Plattenverstärkung mit den Randbedingungen nach Abb. 4.6b (entnommen aus DIN 1045-1:2008, Bild 5) entspricht.

Der Abstand der Momentennullpunkte l_0 darf, wenn das Verhältnis der Stützweiten benachbarter Felder $l_{eff,i}/l_{eff,i+1} \geq 0,8$ ist und Gleichstreckenlast vorhanden ist, Abb. 4.6a entnommen werden.

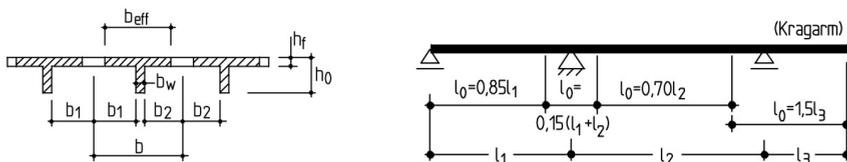


Abb. 4.6a Mitwirkende Plattenbreite und angenäherte wirksame Stützweiten l_0

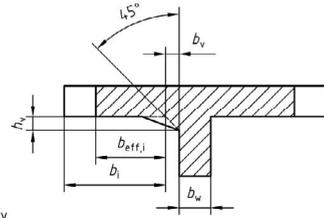


Abb. 4.6b Stegbreite b_w bei Gurtplatten mit Vouten

Bei Einzellasten ist l_0 als Abstand der Momentennullpunkte aus dem zugehörigen Momentenverlauf beiderseits der Einzellast zu bestimmen.

Die trilineare Beziehung nach Gl. (4.2) nähert den „exakten“ Verlauf der mittragenden Breite recht genau an. In Abb. 4.7 ist ein Vergleich von Gl. (4.2) mit dem genaueren Verlauf (s. [DAfStb-H240 – 91]) für einen Feldquerschnitt dargestellt.

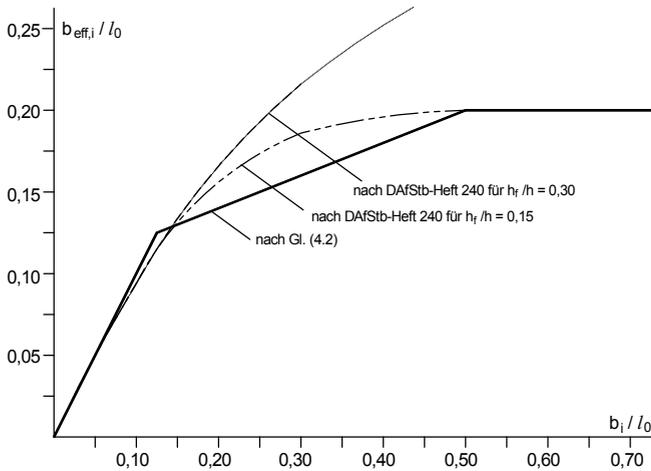


Abb. 4.7 Mitwirkende Plattenbreite nach Gl. (4.2) und Vergleich mit [DAfStb-H240 – 91]

Die angegebene mitwirkende Plattenbreite gilt für ungerissene Druckgurte, die schubfest durch Querbewehrung an den Balkensteg angeschlossen werden. Die Ansätze dürfen näherungsweise auch für ungerissene Zuggurte verwendet werden. Bei gerissenen Zuggurten sollte die mitwirkende Plattenbreite jedoch nicht größer als die Verteilungsbreite der ausgelagerten Zugbewehrung sein (vgl. a. Band 2, Abschnitt 4.2.1).

An den Unterstüzungen von durchlaufenden Tragwerken erfährt die mittragende Breite eine Einschnürung (vgl. Definition von l_0 nach Abb. 4.6a). Für die Feld- und Stützbereiche von Durchlaufträgern erhält man dementsprechend unterschiedliche mittragende Breiten. Für die Schnittgrößenermittlung ist es jedoch nach [DAfStb-H525 – 10] i. Allg. ausreichend, die mittragende Breite konstant über die Feldlänge anzusetzen.

Gleichung (4.2) kann auch für einseitige oder unsymmetrische Plattenbalken angewendet werden, soweit die Platte seitlich gehalten ist und eine Nulllinie parallel zur Plattenmittelfläche erzwungen wird.

4.3 Belastungsanordnung; Lastfälle

Die Größen der Einwirkungen werden i. Allg. durch ihre charakteristischen Werte dargestellt. Es gelten die Kombinationsregeln nach EC0 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (vgl. Abschnitt 5.1.1) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Abschnitt 5.1.2). Die für eine Bemessung „ungünstigen“ Einwirkungen sind mit ihrem oberen, die „günstig wirkenden“ mit ihrem unteren Bemessungswert zu berücksichtigen.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die *ständigen Einwirkungen* mit $\gamma_G = 1,35$ zu multiplizieren, wenn sie das Bemessungsergebnis ungünstig beeinflussen; wenn die Eigenlast günstig ist, darf sie jedoch nur mit $\gamma_G = 1,0$ vervielfacht werden. Die Eigenlasten dürfen jeweils im Tragwerk konstant mit ihrem oberen oder unteren Wert angesetzt werden. *Veränderliche Einwirkungen* (Verkehrslasten) werden mit dem oberen Bemessungswert mit $\gamma_Q = 1,50$ berücksichtigt, wenn sie ungünstig wirken; bei günstiger Wirkung müssen sie unberücksichtigt bleiben.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gilt dies prinzipiell ebenfalls, allerdings dürfen die Lasten mit $\gamma_F = 1,00$, d. h. mit ihren repräsentativen Werten, berücksichtigt werden. Die veränderlichen Lasten sind i. d. R. feldweise ungünstig mit ihren jeweiligen Kombinationswerten anzusetzen. In der quasi-ständigen Kombination genügt es jedoch nach [DBV-BspHB – 05], nur den Lastfall Volllast zu untersuchen.

Beispiel

Für die dargestellte zweifeldrige Platte sind die maßgebenden Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit gesucht. Als ständige Einwirkung ist $g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$ (inkl. Zusatzeigenlast) und als veränderliche $q_k = 3,25 \text{ kN/m}^2$ vorhanden.

Stützweite (vgl. Abschnitt 4.2.2)

$$\begin{aligned} L &= L_n + a_1 + a_2 & a_1 &= h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m (Fall (a) nach Tafel 4.1)} \\ &= 4,65 + 0,10 + 0,15 = 4,90 \text{ m} & a_2 &= t/2 = 0,30/2 = 0,15 \text{ m}^5 \text{ (Fall (b) nach Tafel 4.1)} \end{aligned}$$

Belastung

Im Beispiel werden nur die Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit gesucht; es wird daher direkt mit Bemessungslasten gerechnet. Man erhält:

$$\begin{aligned} g_{d,\text{sup}} &= \gamma_{G,\text{sup}} \cdot g_k = 1,35 \cdot 6,50 = 8,78 \text{ kN/m}^2 && \text{konstant in beiden Feldern; alternativ} \\ g_{d,\text{inf}} &= \gamma_{G,\text{inf}} \cdot g_k = 1,00 \cdot 6,50 = 6,50 \text{ kN/m}^2 && \text{s. nächste Seite} \\ q_d &= \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 3,25 = 4,88 \text{ kN/m}^2 && \text{feldweise ungünstig} \end{aligned}$$

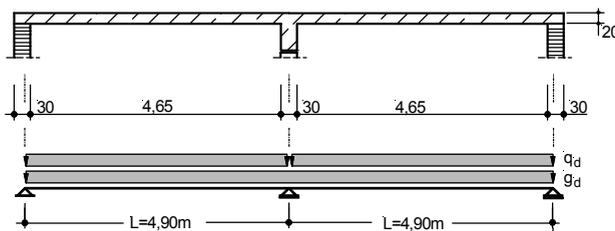


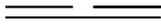
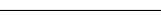
Abb. 4.8 System und Belastung der Beispielrechnung

⁵⁾ Ungünstige Annahme (nach EC 2-1-1 ist wie am Endauflager auch $a_2 = h/2$ zulässig; hiervon wird abgeraten).

Schnittgrößenermittlung

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt nachfolgend tabellarisch (s. Tafel 4.2), die untersuchten Lastanordnungen sind schematisch skizziert. Die sich hieraus ergebenden Momentenlinien sind in Abb. 4.9 dargestellt, die in den jeweiligen Schnitten für eine Bemessung maßgebenden Momente (= Momentengrenzlinie) sind durch eine verstärkte Linie gekennzeichnet.

Tafel 4.2 Tabellarische Ermittlung der Schnittgrößen

Lastanordnung	Belastung [kN/m ²]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	x_1 [m]	x_0 [m]	$V_{Ed,a}$ [kN/m]	$V_{Ed,b}$ [kN/m]
1a 	$g_d = 8,78$	-41,00	23,06	1,84	3,67	25,10	-41,83
1b 	$q_d = 4,88$	-33,67	25,89	1,95	3,89	26,60	-40,34
1c 		-33,67	12,20	1,67	3,33	14,64	-28,38
2a*) 	$g_d = 6,50$	-34,15	19,21	1,84	3,67	20,91	-34,85
2b*) 	$q_d = 4,88$	-26,93	22,06	1,97	3,94	22,39	-33,38
2c*) 		-26,83	8,40	1,61	3,22	10,45	-21,40

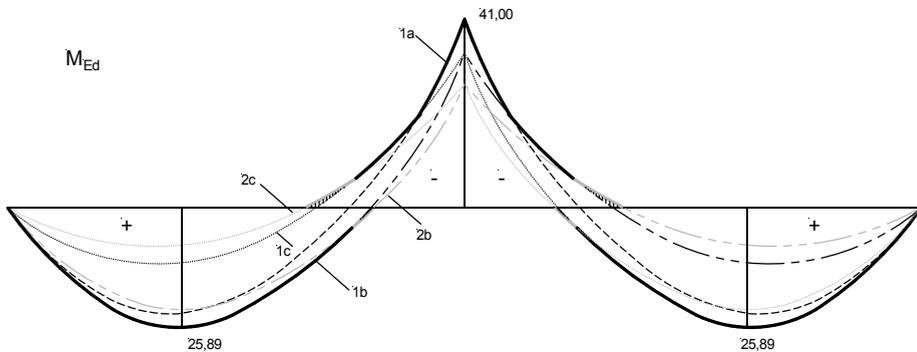


Abb. 4.9 Momentenlinien und Momentengrenzlinie

Wie zu sehen ist, sind die Lastfallkombinationen 2a bis 2c – „günstige“ Auswirkungen einer ständigen Einwirkung mit $\gamma_{G,inf} = 1,0$ – nahezu im gesamten Bereich nicht maßgebend; ausgenommen hiervon sind lediglich Bereiche mit geringer Momentenbeanspruchung (schraffierter Bereich in Abb. 4.9). Diese Beanspruchung ist i. Allg. durch die Mindestbewehrung und durch eine konstruktive Bewehrung abgedeckt. Für nicht vorgespannte Durchlaufträger und -platten des üblichen Hochbaus darf daher auf eine Untersuchung der Bemessungssituation mit günstigen ständigen Einwirkungen verzichtet werden (s. Anm.⁶⁾).

Bezüglich der günstigen Auswirkung einer ständigen Einwirkung liegt jedoch beispielsweise bei Stützen eine andere Situation vor. Hier kann eine ständige Einwirkung sich durchaus günstig

⁶⁾ Die LF-Komb. 2a bis 2c (Bemessungssituationen mit günstigen ständigen Einwirkungen) brauchen bei nicht vorgespannten Durchlaufträgern und -platten des üblichen Hochbaus nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung eingehalten werden.

auswirken, d. h. zu einer Reduzierung der erforderlichen Bewehrung führen, sodass zusätzliche Lastfallkombinationen mit $\gamma_{G,inf} = 1,0$ zu untersuchen sind (vgl. Abb. 3.9 und Abschnitt 5.1.1.1, Beispiel 3). Die Ausnahmeregelung, auf diese Untersuchungen zu verzichten, gilt daher nur für den beschriebenen Fall.

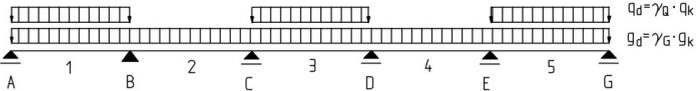
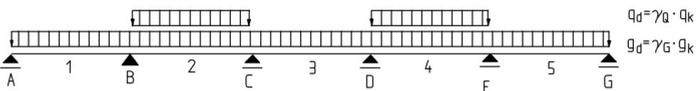
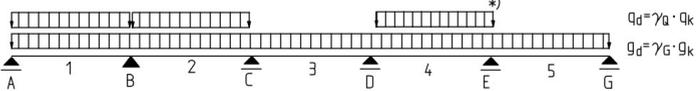
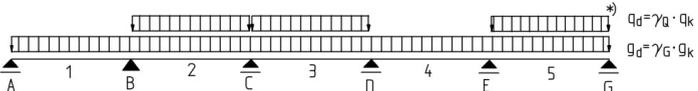
In Ausnahmefällen, wenn die Ergebnisse eines Nachweises im hohen Maß anfällig gegen Schwankungen in der Größe einer ständigen Einwirkung sind, müssen darüber hinaus die günstigen und ungünstigen Anteile der Einwirkung als eigenständige Einwirkung mit $\gamma_{G,inf} = 0,9$ und $\gamma_{G,sup} = 1,1$ betrachtet werden. Das gilt z. B. beim Nachweis der Lage-sicherheit nach EC 0 (vgl. Abschnitt 5.1.1.3).

Weitere Beispiele enthalten die Abschnitte 5.1.1 und 5.1.2.

Ungünstige Laststellungen

Wie aus dem zuvor dargestellten Beispiel eines Zweifeldträgers zu sehen ist, sind für die Ermittlung der ungünstigen Beanspruchungen mehrere Lastfälle zu untersuchen; für Durchlaufträger über viele Felder kann die Anzahl beträchtlich werden. Beispielhaft ist dies in Tafel 4.3 für einen Fünffeldträger dargestellt; für die Biegebemessung in den Feldern und an den Stützen sind die dargestellten vier Lastfälle zu untersuchen, die die maximalen Feld- und minimalen Stütz-momente ergeben. Weitere Lastfälle sind zu untersuchen, wenn beispielsweise auch die maximalen Stütz-momente, sämtliche Querkräfte u. a. m. gesucht sind (siehe z. B. [Schneider – 22], Kapitel „Statik“).

Tafel 4.3 Lastanordnungen für die Größtwerte der Biegemomente

Laststellung	Maßgebendes Biegemoment
	$\max M_1, M_3, M_5$
	$\max M_2, M_4$
	$\min M_B$
	$\max M_C$
<p>*) Die veränderliche Last im Feld 4 bzw. 5 hat bei Durchlaufträgern mit annähernd gleichen Stützweiten keinen großen Einfluss auf das Stütz-moment an der Stelle B bzw. C.</p>	

4.4 Vereinfachungen

4.4.1 Grundsätzliches

Für Regelfälle, insbesondere für Tragwerke des üblichen Hochbaus, sind einige Vereinfachungen zulässig, wodurch die große Anzahl von Schnittgrößenkombinationen deutlich reduziert und außerdem die statischen Systeme vereinfacht werden können. Diese Vereinfachungen sind – zumindest teilweise – explizit in EC 2-1-1 genannt (s. a. DIN 1045-1:2008). Nachfolgend ist eine kurze Übersicht dargestellt.

Die Eigenlast braucht bei nicht vorgespannten Durchlaufträgern und -platten des üblichen Hochbaus nur mit $\gamma_G = 1,35$ konstant in allen Feldern berücksichtigt zu werden, wenn die Konstruktionsregeln für die Mindestbewehrung eingehalten sind. Eine Beanspruchung mit dem unteren Wert ($\gamma_G = 1,00$) wird bei üblichen Durchlaufträgern nur im Bereich kleiner Momente maßgebend, die jedoch durch die Mindestbewehrung abgedeckt sind (vgl. hierzu Abschnitt 4.3, Beispiel). Bezüglich der Mindestbewehrung ist ergänzend hinzuzufügen, dass sie nicht nur im Querschnitt mit Mindestwerten vorgegeben, sondern auch in einer (Mindest-) Länge geregelt ist (z. B. muss sie als obere Bewehrung mindestens um $1/4 l$ in das Feld hineinreichen).

Die Schnittgrößen sind i. d. R. unter Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung zu ermitteln. Die maßgebenden *Querkräfte* dürfen bei Tragwerken des üblichen Hochbaus für eine Vollbelastung aller Felder ermittelt werden, wenn das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder im Bereich $0,5 < l_1 / l_2 < 2,0$ liegt. Die Größe der Querkräfte ergibt sich hierbei in erster Linie aus der Belastung der unmittelbar benachbarten Felder, so dass auf eine genauere Berechnung mit feldweise ungünstiger Verkehrslastanordnung i. d. R. verzichtet werden kann. Die *Stützkräfte* von einachsig gespannten Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken dürfen unter Vernachlässigung der Durchlaufwirkung ermittelt werden; an der ersten Innenstütze und an Auflagern, bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder außerhalb des Bereichs $0,5 < l_1 / l_2 < 2,0$ liegt, sollte die Durchlaufwirkung jedoch stets berücksichtigt werden.

Die *Querdehnzahl* ν liegt für ungerissenen Beton festigkeitsabhängig zwischen 0,14 und 0,26 und beträgt im Mittel ca. $\nu = 0,2$. Für den gerissenen Beton ist sie naturgemäß 0. Bei üblichen Biegetragwerken mit gerissener Biegezugzone und Biegedruckzone müsste man theoretisch zwischen $\nu = 0,2$ in ungerissenen und $\nu = 0$ in gerissenen Bereichen unterscheiden. Zur Vereinfachung des Rechengangs darf jedoch bei der Bemessung überwiegend biegebeanspruchter Stahlbetonplatten $\nu = 0$ oder alternativ $\nu = 0,2$ angesetzt werden [DAfStb-H631 – 19], wobei die Konstruktionsregeln für Stahlbetonplatten stets zu beachten sind.

Bei der Schnittgrößenermittlung von stabförmigen Tragwerken und Platten in Gebäuden dürfen die *Längskraft- und Querkraftverformungen* vernachlässigt werden, sofern der Einfluss weniger als 10 % beträgt. Hiervon kann in vielen Fällen ausgegangen werden; eine Ausnahme können jedoch beispielsweise gedrungene Bauteile bilden, bei denen es erforderlich sein kann, Einflüsse aus der Querkraftverformung zu berücksichtigen.

Auswirkungen nach *Theorie II. Ordnung* dürfen unberücksichtigt bleiben, wenn sie die Gesamtstabilität oder das Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit in kritischen Querschnitten nicht nennenswert beeinflussen. Hiervon ist auszugehen, wenn diese Auswirkungen die Tragfähigkeit um weniger als 10 % verringern. Diese zunächst wenig praktikable Regelung wird dann im Zusammenhang mit der Schnittgrößenermittlung für Stützen (Nachweis nach Theorie II. Ordnung) weitergehend erläutert. Danach kann auf einen Nachweis nach Theorie II. Ordnung verzichtet werden, wenn eine Stütze als wenig schlank gilt, d. h. die Schlankheit λ einen vorgegebenen Grenzwert nicht überschreitet (vgl. hierzu die ausführlichen Erläuterungen im Abschnitt 6.5).

4.4.2 Besonderheiten bei unverschieblichen Rahmentragwerken

Bei durchlaufenden Platten und Balken als Rahmenriegel von ausreichend ausgesteiften Rahmenkonstruktionen des Hochbaus gilt:

- Bei den Innenstützen dürfen die Biegemomente aus Rahmenwirkung infolge von lot-rechter Belastung vernachlässigt werden.
- Randstützen müssen für Eckmomente bemessen werden.

Das sich daraus ergebende Ersatzsystem ist in Abb. 4.10 dargestellt. Für „Von-Hand-Rechnungen“ werden dabei die Einspannmomente der Randstützen gemäß Abb. 4.10b mit dem sog. c_0 - c_u -Verfahren ermittelt, das im [DAfStb-H240 – 91] näher beschrieben ist. Danach erhält man im Grenzzustand der Tragfähigkeit für eine Belastung aus Eigenlast g und veränderlicher Last q nachfolgend angegebene Randmomente.

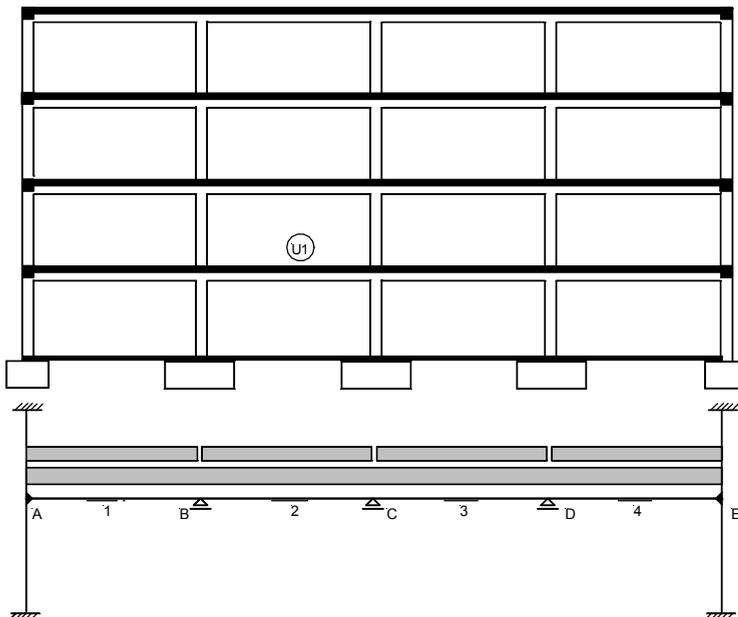


Abb. 4.10 Schnittgrößenermittlung bei unverschieblichen Rahmen

- a) tatsächliches System
- b) Ersatzsystem für den Unterzug U1

Näherungsweise Ermittlung der Momente in rahmenartigen Tragwerken

$$M_b = \frac{c_o + c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{q}{g + q} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

$$M_{col,o} = \frac{-c_o}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{q}{g + q} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

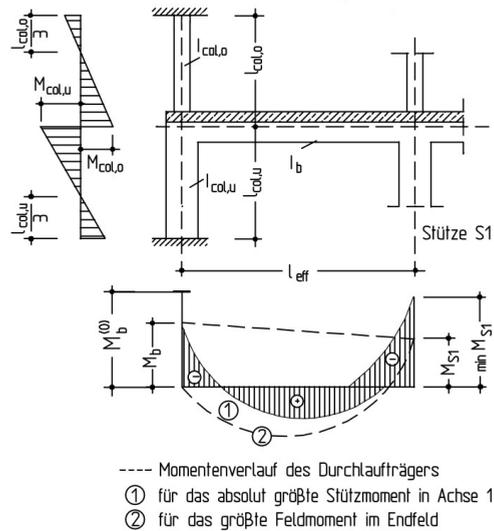
$$M_{col,u} = \frac{c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{q}{g + q} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

$$c_o = \frac{I_{col,o}}{I_b} \cdot \frac{l_{eff}}{l_{col,o}}$$

$$c_u = \frac{I_{col,u}}{I_b} \cdot \frac{l_{eff}}{l_{col,u}}$$

Es sind:

- $M_b^{(0)}$ Stützmoment des Endfeldes für eine beidseitige Volleinspannung unter Volllast ($g + q$)
- M_b Stützmoment des Riegels am Endauflager
- $M_{col,o/u}$ Einspannmoment des oberen (o)/unteren (u) Rahmenstiels am Riegelanschnitt
- g, q Eigenlast, veränderliche Last (für die maßg. Bemessungssituation)
- I_b Flächenmoment 2. Grades des Rahmenriegels
- $c_{o/u}$ Steifigkeitsbeiwert der oberen (o) / unteren (u) Stütze
- $I_{col,o/u}$ Flächenmoment 2. Grades der oberen (o) / unteren (u) Randstütze
(Bei Rahmenriegeln als Plattenbalken ist das Flächenmoment unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite zu bestimmen.)



Die Genauigkeit des c_o - c_u -Verfahrens nimmt ab, sofern sich die Riegelstützweiten sehr stark unterscheiden. Um die Ungenauigkeit des Verfahrens zu kompensieren, kann auf eine Verringerung des Feldmomentes verzichtet werden (Randmoment M_b in Kombination mit Linie 2 in der Darstellung oben). Das Verfahren darf auch auf die Verbindung von Stahlbetonwänden mit Stahlbetonplatten angewandt werden. Die Verwendung der Formeln ist außerdem – bei Angleichung des Momentenverlaufs in den Stielen – auch bei *gelenkiger* Lagerung der abliegenden Stützenenden erlaubt. Auf eine Verminderung der Stielsteifigkeit, z. B. auf $0,75 \cdot (I_{col} / l_{col})$, darf dabei verzichtet werden.

Alternativ zu dem vorgestellten c_o - c_u -Verfahren darf ein Verfahren aus dem Mauerwerksbau (gemäß EC 6, Anhang NA.C) verwendet werden, welches bei der Ermittlung der Einspannmomente, zusätzlich zu den vertikalen Streckenlasten auf die Riegel, auch die Berücksichtigung gleichmäßig verteilter Horizontallasten auf die Stützen erlaubt (siehe hierzu [DAfStb-H631 – 19]).

Beispiel

Rahmenriegel eines dreifeldrigen unverschieblichen Stockwerkrahmens (s. Abb. 4.12); gesucht sind die Momentengrenzlinien im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Steifigkeiten: $I_b = 3,0 \cdot 7,0^3/12 = 85,75 \text{ dm}^4$

$$I_{\text{col,o}} = I_{\text{col,u}} = 3,0 \cdot 3,0^3/12 = 6,75 \text{ dm}^4$$

Belastung: $g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 42,8 = 57,8 \text{ kN/m}$

Annahme: $g_k = 42,8 \text{ kN/m}$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 19,9 = 29,9 \text{ kN/m}$$

$q_k = 19,9 \text{ kN/m}$

Im Rahmen des Beispiels wird die Ermittlung der Biegemomente für das Randfeld einschließlich der ersten Innenstütze gezeigt.

Moment an der ersten Innenstütze

Die Ermittlung *ohne* Berücksichtigung der Rahmenwirkung am Dreifeldträger. Eigenlast über alle drei Felder, Verkehrslast in den Feldern 1 und 2

$$M_{\text{Ed,s1}} = -(0,100 \cdot 57,8 + 0,117 \cdot 29,9) \cdot 7,0^2 = -454,6 \text{ kNm}$$

Moment an der Randstütze und im Randfeld

Ermittlung unter Berücksichtigung der Rahmenwirkung. Eigenlast über alle drei Felder, Verkehrslast in den Feldern 1 und 3:

$$\text{Volleinspannung } M_b^{(0)} = -(57,8 + 29,9) \cdot 7,0^2 / 12 = -358,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Hilfswerte: } c_o = (6,75/35,0) / (85,75/70,0) = 0,157$$

$$c_u = (6,75/45,0) / (85,75/70,0) = 0,122$$

$$3(c_o + c_u) + 2,5 = 3,337$$

$$[3 + q_d / (g_d + q_d)] \cdot M_b^{(0)} = -1196 \text{ kNm}$$

$$\text{Eckmomente: } M_b = (0,157 + 0,122) \cdot (-1196) / 3,337 = -100,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{col,o}} = -0,157 \cdot (-1196) / 3,337 = +56,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{col,u}} = 0,122 \cdot (-1196) / 3,337 = -43,7 \text{ kNm}$$

$$\text{zug } M_{\text{Ed,s1}} = -(0,100 \cdot 57,8 + 0,050 \cdot 29,9) \cdot 7,0^2 = -356,5 \text{ kNm (ohne Rahmenwirkung)}$$

$$\text{zug } V_{\text{Ed,b}} = (57,8 + 29,9) \cdot 7,0/2 + (-356,5 + 100,0) / 7,0 = 270,3 \text{ kN}$$

$$\text{max } M_{\text{Ed,1}} = -100,0 + 270,3^2 / [2 \cdot (57,8 + 29,9)] = 316,5 \text{ kNm}$$

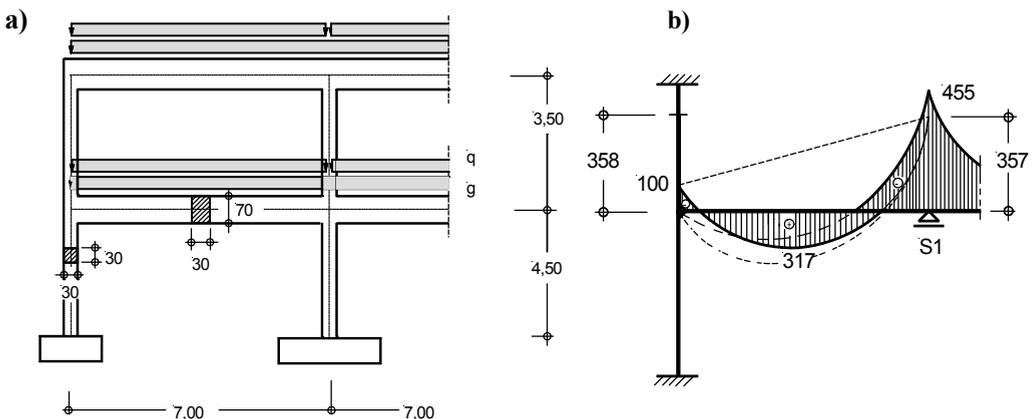


Abb. 4.12 Berechnungsbeispiel; Ausgangsgrößen (a) und Momentengrenzlinie im Feld 1 (b)

4.5 Momentenausrundung

Nicht biegesteifer Anschluss

Bei nicht biegesteifer Verbindung mit der Unterstützung (z. B. Auflagerung auf Mauerwerk) darf das Stützmoment über die Breite der Unterstützung ausgerundet werden; das Bemessungsmoment ergibt sich zu (vgl. Abb. 4.13):

$$|M'_{Ed}| = |M_{Ed}| - |C_{Ed}| \cdot a / 8 \quad (4.3)$$

C_{Ed} Bemessungswert der Auflagerreaktion

a Auflagerbreite

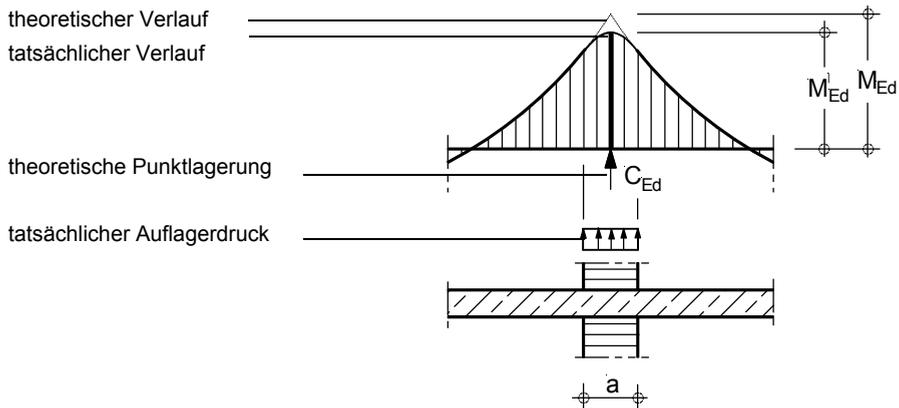


Abb. 4.13 Momentenausrundung bei frei drehbarer Lagerung

Durch die Momentenausrundung wird berücksichtigt, dass das in der Berechnung ermittelte Spitzenmoment tatsächlich wegen der über die Auflagerbreite verteilten Pressungen – in der statischen Berechnung ist ein punktförmiges Auflager angenommen – nicht auftreten kann. Die mit obiger Gleichung ermittelte Ausrundung geht von einer gleichmäßig verteilten rechteckigen Auflagerpressung aus.

Biegesteifer Anschluss

Wenn eine Platte oder ein Balken biegesteif mit der Unterstützung verbunden ist, gilt zunächst das zuvor Gesagte, d. h., es darf eine Momentenausrundung vorgenommen werden. Darüber hinaus darf bei der Bemessung berücksichtigt werden, dass die Nutzhöhe d bzw. der Hebelarm z der inneren Kräfte zur Auflagermitte hin – bedingt durch die monolithische Verbindung – größer wird und das Bemessungsergebnis günstig beeinflusst. Nach EC 2-1-1 darf als Bemessungsmoment das Moment am Rand der Unterstützung zugrunde gelegt werden, Mindestmomente sind jedoch zu beachten (s. nachfolgend). Als Bemessungsmoment erhält man (näherungsweise wird auf der Länge $a/2$ die Belastung des Trägers vernachlässigt):

$$|M_{Ed,I}| = |M_{Ed}| - |V_{Ed,li}| \cdot a/2 \quad (4.4a)$$

$$|M_{Ed,II}| = |M_{Ed}| - |V_{Ed,re}| \cdot a/2 \quad (4.4b)$$

$V_{Ed,li}$ Bemessungsquerkraft links von der Unterstützung

$V_{Ed,re}$ Bemessungsquerkraft rechts von der Unterstützung

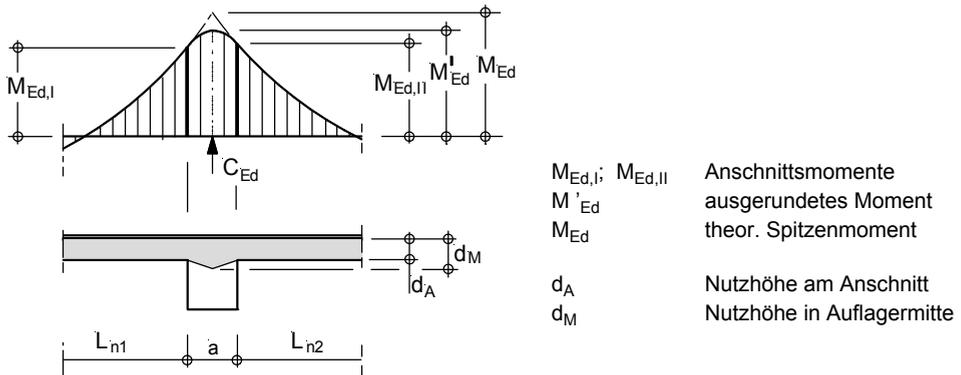


Abb. 4.14 Momentenausrundung und Antriebsmomente bei monolithischem Anschluss

Es wird damit ohne genaueren Nachweis unterstellt, dass eine Bemessung für das Mittenmoment M'_{Ed} mit der Nutzhöhe d_M – sie ergibt sich im Bereich der biegesteif angeschlossenen Unterstützung aus einer Nutzhöhenvergrößerung unter einem Winkel von ca. 1 : 3 [DAfStb-H.600 – 12] – nicht maßgebend wird, sondern das Moment $M_{Ed,I}$ bzw. $M_{Ed,II}$ mit der Nutzhöhe d_A am Ansatzpunkt bemessungsrelevant ist.

Bei einer indirekten Lagerung (z. B. Lagerung auf einem Unterzug) ist eine Bemessung für das Randmoment nur zulässig, sofern eine Vergrößerung der Nutzhöhe mit der Neigung von mindestens 1 : 3 auch möglich ist [DAfStb-H.631 – 19] (nach Abb. 4.14 ist in Auflagermitte eine Mindestnutzhöhe von $d_M = d_A + a/6$ bzw. eine Unterzughöhe $\geq a/6$ erforderlich). Bei einer sehr geringen Unterzughöhe oder bei deckengleichen Unterzügen darf diese Regelung daher nicht angewendet werden.

Eine Bemessung nur für das Mittenmoment unter Berücksichtigung einer Momentenausrundung und einer Nutzhöhenvergrößerung ist in vielen Fällen als nicht ausreichend anzusehen, wie Abb. 4.15 anschaulich zeigt. Dargestellt ist die von der Bewehrung aufzunehmende Biegezugkraft $F'_{sd} = F_{sd} / (f_d \cdot l)$ – mit f_d als maßgebende Bemessungslast – an der Innenstütze eines symmetrischen Zweifeldträgers, und zwar in Abhängigkeit vom Verhältnis der Auflagerbreite zur Spannweite a/l . Der Hebelarm z der inneren Kräfte wird konstant zu $z = 0,85 d$ bzw. $z = 0,85 d_A$ angenommen.

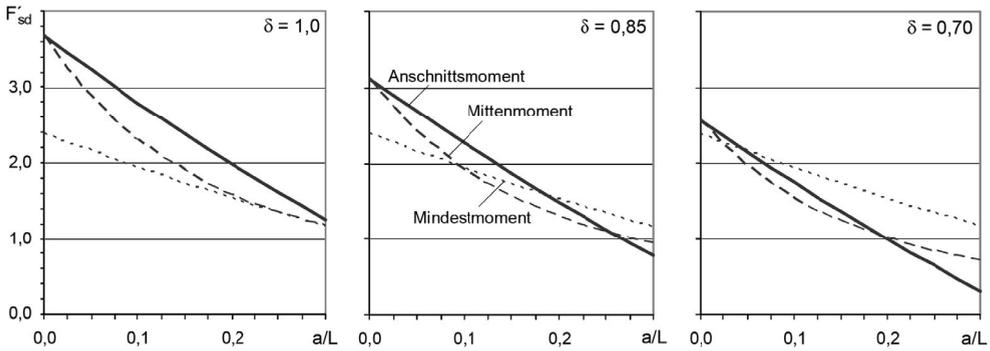
Für Abb. 4.15a gilt eine Bauteilschlankheit $l/d = 25$, wie sie etwa bei Platten anzutreffen ist; eine mögliche Momentenumlagerung ist mit 15 % ($\delta = 0,85$) und mit 30 % ($\delta = 0,70$) berücksichtigt. Es ist zu erkennen, dass bei üblichen Verhältnissen die Antriebsmomente maßgebend sind, die Mittenmomente sind fast durchgängig günstiger. Bei großen Umlagerungen sind allerdings die Mindestmomente in weiten Bereichen maßgebend.

In analoger Weise gilt die Darstellung in Abb. 4.15b für Bauteilschlankheit $l/d = 10$. In diesem Fall kann jedoch das Mittenmoment maßgebend sein, so dass zumindest bei größeren Verhältnissen a/l eine zusätzliche Überprüfung angeraten wird.

Mindestbemessungsmoment

Zur Berücksichtigung von Idealisierungen und unbeabsichtigten Abweichungen ist als Mindestbemessungsmoment $\min |M_{Ed}|$ am Auflagertrand mindestens 65 % des Moments bei An-

a) Biegeschlankheit $l/d = 25$



b) Biegeschlankheit $l/d = 10$

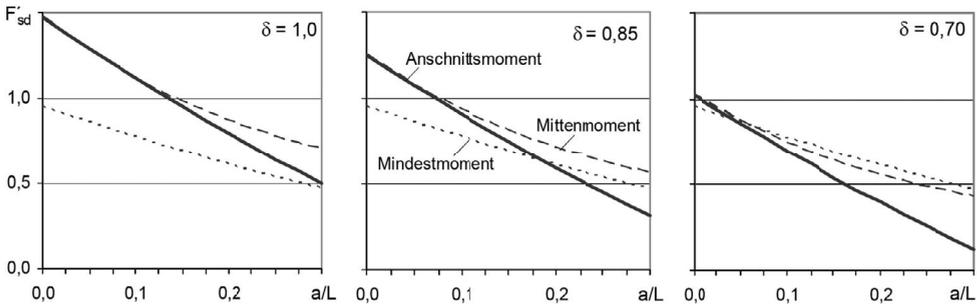


Abb. 4.15 Biegezugkraft an der Innenstütze eines Zweifeldträgers

nahme einer vollen Randeinspannung zu berücksichtigen. Für eine gleichmäßig verteilte Belastung erhält man

$$\min |M_{Ed}| \approx (1/12) \cdot f_d \cdot l_n^2 \quad \text{an der ersten Innenstütze im Randfeld (einseitige Einspannung)}$$

$$\min |M_{Ed}| \approx (1/18) \cdot f_d \cdot l_n^2 \quad \text{an den übrigen Innenstützen in Innenfeldern (beidseitige Einspannung)}$$

mit f_d als gleichmäßig verteilte Bemessungslast und l_n als lichte Weite zwischen den Auflagern.

Beispiel (Fortsetzung des Beispiels im Abschnitt 4.3)

Für eine zweifeldrige Platte soll das maßgebende Stützmoment bestimmt werden. Die Platte ist monolithisch mit dem Unterzug (Unterstützung) verbunden.

$$|M_{Ed,I}| = |M_{Ed}| - |V_{Ed,li}| \cdot a/2$$

$$= 41,00 - 41,83 \cdot 0,15 = 34,73 \text{ kNm/m}$$

$$|M_{Ed,II}| = |M_{Ed,I}| \quad \text{(wegen Symmetrie)}$$

Überprüfung des Mindestmoments

$$\min |M_{Ed}| \approx (1/12) \cdot F_d \cdot l_n^2 = (1/12) \cdot (8,78 + 4,88) \cdot 4,75^2 = 25,68 \text{ kNm/m}$$

Das Mindestmoment wird nicht maßgebend.

4.6 Schnittgrößen von durchlaufenden (Platten-)Balken und Rahmentragwerken

4.6.1 Linear-elastische Verfahren ohne Umlagerungen

Das übliche Berechnungsverfahren ist das linear-elastische Verfahren mit den Steifigkeiten des Zustandes I. Wegen Rissbildung des Betons in der Zugzone gibt dieses Rechenverfahren das tatsächliche Tragverhalten allerdings nur bedingt wieder (vgl. Abschnitt 4.1). Dennoch liefert eine auf dieser Basis geführte Bemessung nach dem ersten Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie ein sicheres Ergebnis, wenn

- a) ein statischer Gleichgewichtszustand vorliegt,
- b) die Fließmomente an keiner Stelle überschritten werden,
- c) eine hinreichende Verformungsfähigkeit gegeben ist;

(vgl. [DASTb-H.425 – 92]).

Bei einer linear-elastischen Berechnung sind Gleichgewichtsbedingungen grundsätzlich einzuhalten; sofern von Umlagerungen Gebrauch gemacht wird (s. nachfolgend), muss Gleichgewicht grundsätzlich beachtet werden. Die Bedingung a) ist daher bei diesen Berechnungsverfahren sichergestellt. Die Bedingung b), dass die Fließmomente an keiner Stelle überschritten werden, wird im Rahmen einer Bemessung selbst berücksichtigt, da die Querschnittstragfähigkeit unter Einhaltung von Grenzdehnungen und -spannungen zu bestimmen ist.

Eine hinreichende Verformungsfähigkeit in kritischen Abschnitten (Rotationsfähigkeit) gemäß Bedingung c) muss jedoch zusätzlich gewährleistet sein; sie wird entscheidend durch das Fließen der Bewehrung bestimmt. Sehr hohe Bewehrungsgrade sind daher zu vermeiden, und die Mindestbewehrung ist einzuhalten.

Neben den konstruktiven Regelungen zur Mindestbewehrung ist nach EC 2-1-1, 5.5 von den verschiedenen Einflüssen auf die Rotationsfähigkeit des Querschnitts das vorzeitige Versagen der Biegedruckzone bei hohen Bewehrungsgraden zu überprüfen. Dieser Nachweis gilt als erfüllt, wenn für Normalbeton bis zum C50/60 die Druckzonenhöhe auf $x_u/d \leq 0,45$ begrenzt wird (alternativ kommt ggf. auch eine enge Verbügelung infrage; vgl. DIN 1045-1:2008). Diese vereinfachende Regelung ist allerdings auf „regelmäßige“ Systeme begrenzt, d. h. auf durchlaufende Tragwerke – das sind in Querrichtung kontinuierlich gestützte Platten, Balken, Riegel in unverschieblichen Rahmen und andere überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile – mit einem Stützweitenverhältnis der benachbarten Felder $0,5 < l_1 / l_2 < 2,0$.

Wegen der großen praktischen Vorteile des linear-elastischen Verfahrens – übliche Rechenprogramme und Tabellenwerke gehen von der linear-elastischen Theorie aus und können daher angewendet werden, die Schnittgrößen können lastfallweise ermittelt und anschließend superponiert werden – ist es die überwiegend zur Anwendung kommende Berechnungsmethode (vgl. hierzu Abschnitt 4.3, Beispiel). Aus wirtschaftlichen und konstruktiven Gründen kann es jedoch bei statisch unbestimmten Systemen sinnvoll sein, im begrenzten Maße von den so ermittelten Schnittgrößen abzuweichen, d. h. eine Umlagerung zuzulassen (s. Abschnitt 4.6.2). Die Zulässigkeit dieses Vorgehens ist begründet durch von den rechnerischen Annahmen abweichenden Querschnittssteifigkeiten, durch nichtlineares Materialverhalten und vor allem durch die örtliche Ausbildung von Fließgelenken.

4.6.2 Linear-elastische Berechnung mit Umlagerungen

Die linear-elastisch ermittelten Momente dürfen unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen umgelagert werden. Eine Umlagerung darf jedoch nur vorgenommen werden, wenn das Rotationsvermögen bzw. eine ausreichende Verformbarkeit mit Sicherheit vorausgesetzt werden kann, d. h. die zur Umlagerung benötigten plastischen Verdrehungen θ im angenommenen Fließgelenk dürfen die zulässigen bzw. möglichen Verdrehungen des Querschnitts nicht überschreiten. Der Nachweis wird beim linear-elastischen Verfahren mit begrenzter Umlagerung in vereinfachter Form geführt.

Bei einer Momentenumlagerung werden i. d. R. zweckmäßigerweise die Stützmomente verringert, wodurch sich im betrachteten Lastfall die Feldmomente vergrößern. Daraus können sich folgende Vorteile ergeben:

- Eine übermäßige Bewehrungskonzentration im Stützbereich wird vermieden.
- Beim Plattenbalken mit obenliegender Platte werden Feld- und Stützmomente besser entsprechend den tatsächlichen Steifigkeiten ausgenutzt.
- Durch lastfallweise unterschiedliche Umlagerungen wird man zu wirtschaftlichen Konstruktionen kommen, wenn man nur die für die Stützmomente maßgebenden Lastfälle von der Stütze zum Feld umlagert, die Schnittgrößen der für die Feldmomente maßgebenden Lastfälle unverändert lässt. Bei Systemen mit großen Verkehrslastanteilen können auf diese Weise die obere und untere Momentengrenzlinie sich einander annähern.

Allerdings hat eine Umlagerung – abgesehen vom erhöhten Rechenaufwand – auch Nachteile, dass es nämlich zu größeren Verformungen im Tragwerk und zu einer verstärkten Rissbildung im Fließgelenk kommt.

Der Nachweis einer ausreichenden Verdrehungsfähigkeit in kritischen Schnitten wird für „Regelfälle“ in vereinfachter Form geführt. Generell gilt jedoch zunächst, dass für verschiebbliche Rahmen, in den Ecken vorgespannter Rahmen, bei großer Zwangbeanspruchung eine Umlagerung nicht zulässig ist (ebenso für Leichtbetonkonstruktionen, die hier nicht behandelt werden). Für Durchlaufträger – das sind in Querrichtung kontinuierlich gestützte Platten, Balken, Riegel in unverschiebblichen Rahmen und andere überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile – mit einem Stützweitenverhältnis der benachbarten Felder $0,5 < l_1 / l_2 < 2,0$ wird der Nachweis in der Form geführt, dass der Umlagerungsfaktor $\delta (= M_{\text{mit Uml.}} / M_{\text{ohne Uml.}})$ zu begrenzen ist auf

$$\delta \geq 0,64 + 0,80 \cdot x_u / d \quad \text{für Betonfestigkeitsklassen } C \leq C50/60 \quad (4.5)$$

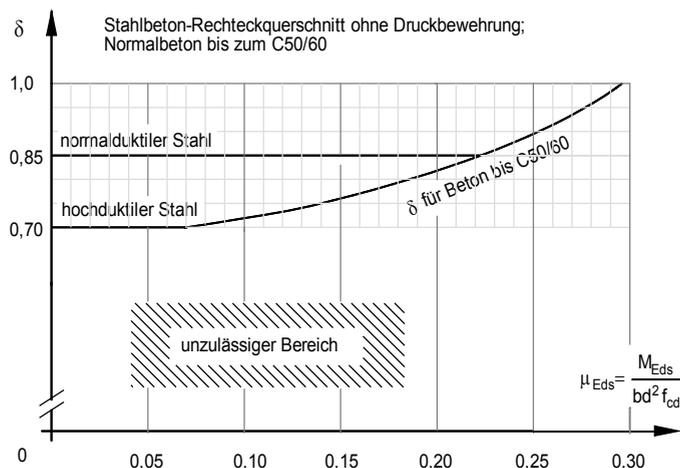
$$\delta \geq 0,70 \quad \text{für hochduktilen Stahl} \quad (4.6a)$$

$$\delta \geq 0,85 \quad \text{für normalduktilen Stahl} \quad (4.6b)$$

mit x_u / d als Verhältnis der Druckzonenhöhe x zur Nutzhöhe d nach Umlagerung. Für die Eckknoten unverschieblicher Rahmen sollte außerdem die Umlagerung auf $\delta = 0,9$ begrenzt werden. Für hochfesten Beton ($C > C50/60$) gelten verschärfte Bedingungen (s. EC 2-1-1).

Eine Umlagerung ist damit nicht zulässig (d. h. $\delta = 1$), wenn das Verhältnis x_u / d den Wert 0,45 erreicht. Dieser Wert ist generell einzuhalten, wenn keine geeigneten konstruktiven Maßnahmen (z. B. enge Verbügelung) getroffen werden (s. Abschnitt 4.6.1).

Generell gilt zudem, dass eine Umlagerung nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässig ist.


Abb. 4.16 Zulässiger Umlagerungsfaktor δ

Die Einhaltung der Bedingungen nach Gln. (4.5) und (4.6) erfordert im Regelfall eine Iteration, da der Faktor δ mit der bezogenen Druckzonenhöhe x_u/d nach Umlagerung zu ermitteln ist. Der zulässige Umlagerungsfaktor kann jedoch auch unmittelbar mit dem Diagramm in Abb. 4.16 bestimmt werden; bei der Aufstellung des Diagramms wurde für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm der Querschnittsbemessung berücksichtigt. Eingangswert für das Diagramm ist das auf die Bewehrung bezogene Moment μ_{Eds} vor Umlagerung. Es kann dann unmittelbar in Abhängigkeit von der Duktilität des Stahls der zulässige Umlagerungsfaktor δ abgelesen werden. Wie zu sehen ist, können für den hochduktilen Stahl die größtmöglichen Umlagerungen nur bei geringer Beanspruchung ausgenutzt werden.

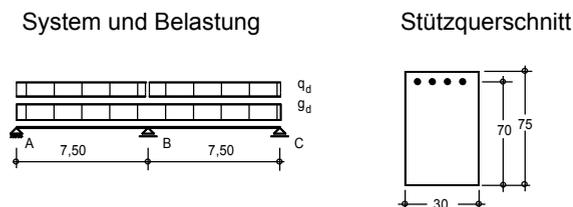
Beispiel

Für einen Zweifeldträger mit den Querschnittsabmessungen $b/h/d = 30/75/70$ cm (Abb. 4.17a) und den charakteristischen Lasten $g_k = 40$ kN/m und $q_k = 20$ kN/m soll die Momentengrenzlinie unter Ausnutzung der größtmöglichen Umlagerung des Stützmoments bestimmt werden.

$$\text{Bemessungslasten: } g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 40 = 54 \text{ kN/m}$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 20 = 30 \text{ kN/m}$$

Baustoffe: Beton C30/37;
Stahl B500 (B) (hochduktil)


Abb. 4.17a Zweifeldträger mit Stützquerschnitt

Linear-elastische Berechnung

Für die Ermittlung der Momentengrenzlinie müssen drei Lastfälle untersucht werden:

- Eigenlast g_d in beiden Feldern, Verkehrslast q_d in beiden Feldern
- Eigenlast g_d in beiden Feldern, Verkehrslast q_d im linken Feld
- Eigenlast g_d in beiden Feldern, Verkehrslast q_d im rechten Feld

Man erhält

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,b} &= -0,125 \cdot (54 + 30) \cdot 7,50^2 &= -591 \text{ kNm} & (q_d \text{ im Feld 1 und 2}) \\
 \text{zug } M_{Ed,b} &= -(0,125 \cdot 54 + 0,063 \cdot 30) \cdot 7,50^2 &= -485 \text{ kNm} & (q_d \text{ im Feld 1}) \\
 \text{zug } V_{Ed,a} &= 0,5 \cdot (54 + 30) \cdot 7,50 - 485 / 7,50 &= 250 \text{ kN} & (q_d \text{ im Feld 1}) \\
 \max M_{Ed,1} &= 250^2 / [2 \cdot (54+30)] &= 373 \text{ kNm} & (q_d \text{ im Feld 1})
 \end{aligned}$$

Lineare Berechnung mit begrenzter Umlagerung

Es wird zunächst mit Hilfe von Abb. 4.16 der zulässige Umlagerungsfaktor bestimmt. Eingangswert ist das bezogene Moment **vor** Umlagerung.

$$\begin{aligned}
 \mu_{Eds} &= 0,591 / [0,30 \cdot 0,70^2 \cdot (0,85 \cdot 30/1,5)] = 0,236 \\
 \Rightarrow \text{zul } \delta &= 0,87 \text{ (hier unabhängig von der Duktilität des Stahls; s. Abb. 4.16)} \\
 M_{Ed,b; \delta=0,87} &= 0,87 \cdot (-591) = -514 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Zur Kontrolle wird der zulässige Umlagerungsfaktor mit Gl. (4.5) bestimmt. Es wird die Druckzonenhöhe **nach** Umlagerung benötigt.

$$\begin{aligned}
 \mu_{Eds} &= 0,514 / [0,30 \cdot 0,70^2 \cdot (0,85 \cdot 30/1,5)] = 0,206 \quad (M_{Ed} \text{ s. o}) \\
 \Rightarrow \xi &= 0,29 \quad (\text{s. } \mu_s\text{-Tafeln; Tafel 6.3a}) \\
 \delta &= 0,64 + 0,80 \cdot x_d / d = 0,64 + 0,80 \cdot 0,29 = 0,87 \geq 0,70
 \end{aligned}$$

Das Stützmoment $|M_{Ed}| = 514 \text{ kNm}$ nach Umlagerung in der Lastfallkombination „Volllast“ (g_d und q_d in beiden Feldern) ist noch größer als das zugehörige Stützmoment $|M_{Ed}| = 485 \text{ kNm}$ in der Lastfallkombination „einseitige Verkehrslast“. Für das Feldmoment bleibt damit das in der linear-elastischen Berechnung ermittelte Moment $\max M_{Ed,1} = 373 \text{ kNm}$ maßgebend. Die für die Bemessung maßgebende Momentengrenzlinie ist in Abb. 4.17b dargestellt.

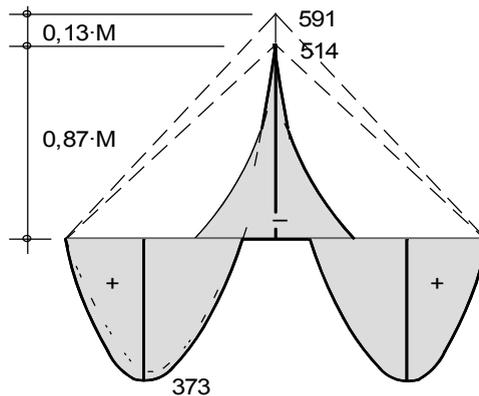


Abb. 4.17b Momentengrenzlinie nach umgelagertem Stützmoment

4.6.3 Verfahren nach der Plastizitätstheorie / nichtlineare Verfahren (Allgemeine Grundlagen)

Bei nichtlinearen Berechnungsverfahren wird für die Schnittgrößenermittlung (Querschnittswerte bzw. -steifigkeit) und die Bemessung dasselbe Materialgesetz verwendet. Damit entfällt der im Abschnitt 4.6.2 beschriebene Widerspruch, und das tatsächliche Tragwerksverhalten kann zutreffender beschrieben werden.

Um die Beanspruchungen und Schnittgrößenverteilungen eines Tragwerks zu ermitteln, muss zur Bestimmung der Querschnittswerte zunächst die Bewehrung geschätzt werden. In einer Berechnung wird dann das Verhalten unter schrittweiser Laststeigerung verfolgt und so die Traglast bestimmt. Ist mit der so ermittelten Tragfähigkeit die tatsächlich vorhandene Beanspruchung nicht aufnehmbar, muss eine erneute Berechnung mit veränderter Bewehrung durchgeführt werden. Für die Berechnung selbst sind neben der schrittweisen Laststeigerung auch räumlich feine Unterteilungen zu wählen (vgl. a. [Schmitz – 12]).

Wenn neben dieser physikalischen Nichtlinearität zusätzlich das Gleichgewicht bei jedem Berechnungsschritt auch am verformten System formuliert und damit die geometrische Nichtlinearität berücksichtigt wird, eignen sich derartige genaue allgemeingültige Berechnungsverfahren für einen direkten Nachweis nach Theorie II. Ordnung und für Stabilitätsnachweise.

Eine Superposition von Schnittgrößen und Verformungen ist bei nichtlinearen Verfahren nicht zulässig, jede Lastfallkombination muss daher völlig separat betrachtet werden. Als Spannungs-Dehnungs-Linie ist für Beton das Parabeldiagramm gemäß Abb. 4.18, für Betonstahl ein bilineares Diagramm mit ansteigendem oberem Ast zu verwenden (Abb. 4.19).

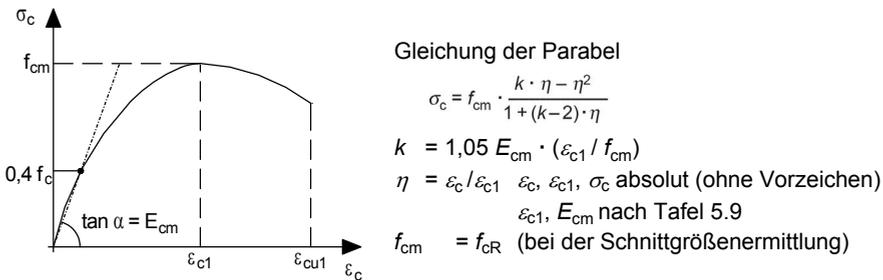


Abb. 4.18 Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons für die Schnittgrößenermittlung

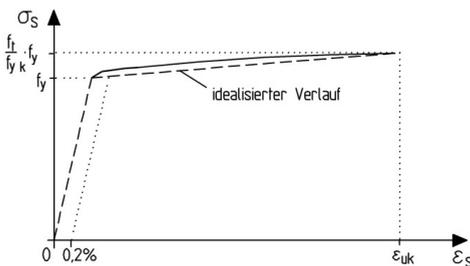
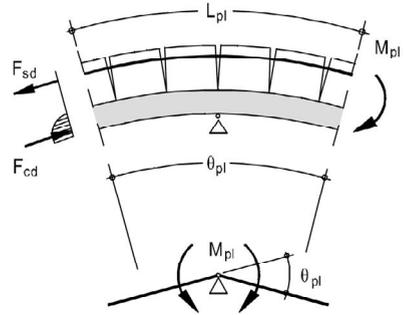


Abb. 4.19 Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung

Eine auf diesen Ansätzen beruhende nichtlineare Berechnung mit wirklichkeitsnaher Berücksichtigung des Materialverhaltens unter Einbeziehung des Rotationsvermögens ist wegen des hohen Aufwands im Allgemeinen nur EDV-gestützt durchzuführen.

Einen Sonderfall der nichtlinearen Berechnung stellen Verfahren nach der Plastizitätstheorie dar. Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden (s. EC 2-1-1, 5.6.1). Anwendungsvoraussetzungen sind Betonstahl hoher Duktilität und die Verwendung von Normalbeton.

Tragwerksberechnungen nach der Elastizitätstheorie gehen von Systemversagen aus, wenn an einer beliebigen Stelle die Tragfähigkeit überschritten wird. Bei statisch unbestimmten Tragwerken kann sich jedoch noch ein stabiler Gleichgewichtszustand einstellen, wenn sich an dieser Stelle ein plastisches Gelenk ausbildet. Das plastische Gelenk bildet sich dabei in einem plastischen Bereich auf einer Länge L_{pl} aus (s. Skizze).



Erst wenn sich im Tragwerk eine kinematische Kette gebildet hat, d. h. ein instabiles System entstanden ist, ist die Systemtraglast erreicht (vgl. Abb. 4.20). Für eine plastische Berechnung ist zu beachten, dass eine Fließgelenkkette zu wählen ist, die zur niedrigsten Traglast führt. Eine beliebig gewählte Fließgelenkkette liefert i. d. R. keine sichere Lösung. Voraussetzung für die Ausbildung von Fließgelenken ist eine ausreichende Duktilität des Tragwerks bzw. eine ausreichende Rotationsfähigkeit der plastischen Gelenke. Das Rotationsvermögen wird im Wesentlichen durch die Materialeigenschaften, die Belastungen und Systemeinflüsse beeinflusst.

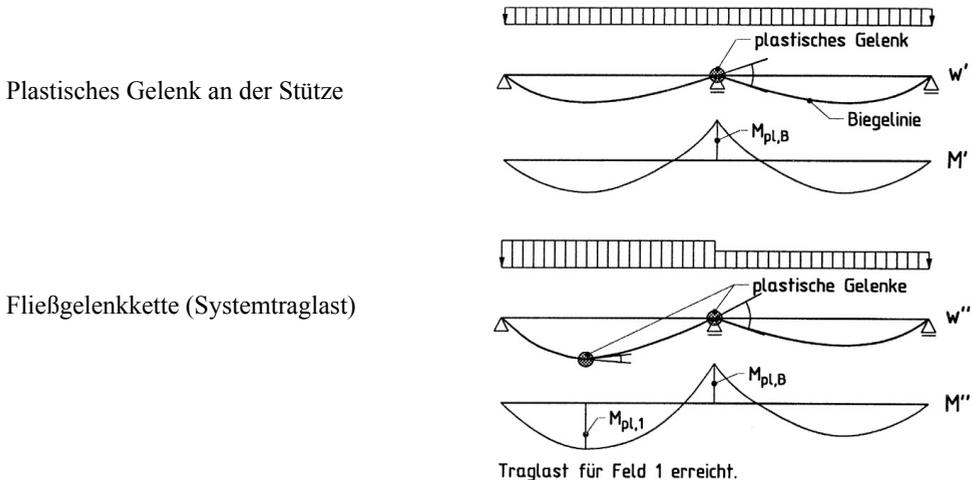


Abb. 4.20 Ausbildung eines plastischen Gelenks bei ausreichend duktilem Tragwerk [Schmitz – 12]

Eine ausführliche Darstellung der Verfahren erfolgt im Band 2, Abschnitt 8. An dieser Stelle wird daher auf weitere Erläuterungen verzichtet.

4.7 Schnittgrößenermittlung bei Platten

4.7.1 Allgemeines

Bei Platten erfolgt eine Schnittgrößenermittlung bei „Von-Hand-Rechnungen“ i. d. R. nur an ausgewählten Stellen und für regelmäßige Systeme. Andere Bereiche und „Unregelmäßigkeiten“ werden häufig konstruktiv und durch Näherungsverfahren erfasst. Hierzu gehören insbesondere

- ungewollte (rechnerisch nicht berücksichtigte) Einspannungen,
- Öffnungen,
- punkt- oder linienförmige Lasten,
- unterbrochene Stützungen,
- freie Ränder.

In diesem Abschnitt erfolgt daher nur eine kurze grundsätzliche Einführung zur Schnittgrößenermittlung. Weitere und detailliertere Hinweise zu üblichen Näherungsverfahren und zur Bewehrungsführung sind im Band 2, Abschnitt 4.1 wiedergegeben.

4.7.2 Einachsig gespannte Platten

Bei Platten unter *Gleichflächenlasten* liegt in folgenden Fällen eine einachsige Tragwirkung vor (vgl. a. Abschnitt 4.2.1):

- Die Platte ist nur an den zwei gegenüberliegenden parallelen Rändern gelagert, die Haupttragrichtung ist dann parallel zum freien Rand (bzw. Stützweite ist der Abstand der aufgelagerten Ränder).
- Eine vierseitig gelagerte Platte weist ein Stützweitenverhältnis $l_{\max} / l_{\min} \geq 2$ auf, es liegt überwiegend einachsiges Tragverhalten in Richtung der kürzeren Spannweite vor.
- Nach [Leonhardt-T3 – 77] können außerdem dreiseitig gelagerte Platten, deren ungestützter Rand kürzer als $2/3$ der dazu senkrechten Seitenlänge ist, als einachsig gespannt betrachtet werden mit einer zum freien Rand parallelen Richtung als Hauptspanrichtung.

In diesen Fällen sind die infolge Querdehnung oder unregelmäßiger Lastverteilung auftretenden Querbiegemomente durch die konstruktive Querbewehrung (nach EC 2-1-1, mindestens 20 % der Hauptbewehrung) abgedeckt. Die Schnittgrößenermittlung einachsig gespannter Platten erfolgt nach den Grundsätzen der Balkenstatik (s. Abschnitt 4.6). Auf weitere Erläuterungen zu den Berechnungsverfahren kann daher an dieser Stelle verzichtet werden.

Für die Bemessung und Konstruktion sind jedoch teilweise abweichende Vorschriften und Regelungen zu beachten. Diese gelten bei Bauteilen mit

$$\begin{array}{ll} b \geq 5h & \text{(andernfalls handelt es sich um einen Balken)} \\ l_{\min} \geq 3h & \text{(andernfalls gilt das Bauteil als Scheibe)} \end{array}$$

mit b als Breite, h als Bauhöhe und l_{\min} als kürzere Stützweite der Platte.

Auf die Besonderheiten der Bewehrungsführung und baulichen Durchbildung, insbesondere auch unter Einschluss der im Abschnitt 4.7.1 genannten Sonderfälle, wird im Band 2, Abschnitt 4.1 eingegangen.

4.7.3 Schnittgrößenermittlung bei zweiachsig gespannten Platten

4.7.3.1 Einführung

Bei zweiachsig gespannten Platten erfolgt die Lastabtragung über zwei Richtungen. Dieses zweidimensionale Tragverhalten ist schon bei der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen. Zweiachsig gespannt gelten Platten dann, wenn das Verhältnis der längeren Stützweite zur kürzeren kleiner als 2 ist (s. a. Abschnitt 4.7.2).

Für die Schnittgrößenermittlung stehen verschiedene Tabellenwerke zur Verfügung. In der Regel werden allerdings nur die üblichen Grundfälle der einfeldrigen Platte behandelt. Davon ausgehend wurden Verfahren zur Anwendung auf durchlaufende Platten entwickelt (vgl. Abschnitte 4.7.3.2 und 4.7.3.3).

Von Bedeutung ist bei Plattentragwerken insbesondere, inwieweit eine ausreichende Drillsteifigkeit oder Drilltragfähigkeit gegeben ist. Eine zweiachsig gespannte Platte verformt sich mulden- oder schüsselförmig. Infolge dieser „Schüsselbildung“ neigen die Plattenecken zum Abheben (vgl. Abb. 4.21). Nur wenn dieses Abheben durch Auflasten und/oder Verankerungen verhindert wird, ist eine volle Drilltragfähigkeit gegeben.

Die Drillmomente müssen dabei selbstverständlich durch eine entsprechende Bewehrung aufgenommen werden. Die daraus resultierenden Spannungen sind etwa in Richtung der Diagonale bzw. unter 45° (Oberseite) und senkrecht dazu (Unterseite) gerichtet. Das wird anschaulich direkt einsichtig, wenn man die Ecken der in Abb. 4.21 dargestellten „schüsselnden“ Platte belastet und damit wieder nach unten drückt. Aus baupraktischen Gründen wird man für die Drillmomente allerdings i. Allg. ein orthogonales Bewehrungsnetz wählen, das dann an Ober- und Unterseite vorhanden sein muss (vgl. Band 2, Abschnitt 4.1).

Entsprechend der zweiachsigen Beanspruchung erhält man eine statisch erforderliche Bewehrung in beiden Richtungen. Bei Ortbetonkonstruktionen liegen diese Bewehrungen i. d. R. direkt übereinander, so dass nahezu gleiche Nutzhöhen und damit dieselben Steifigkeiten in beiden Richtungen vorliegen. Insbesondere bei Deckenkonstruktionen mit Teilfertigung können die beiden Bewehrungslagen jedoch relativ weit voneinander entfernt liegen. Berechnungsansätze mit gleicher Steifigkeit in beiden Richtungen gelten nur, wenn die Längsbewehrung und die Querbewehrung in der Höhe max. 50 mm bzw. $d/10$ (der größere Wert ist maßgebend) auseinanderliegen.

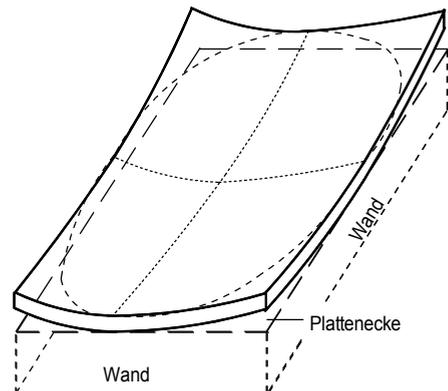


Abb. 4.21 „Schüsselbildung“ einer Platte, deren Ecken nicht gegen Abheben gesichert sind

Für die Berechnung von **einfeldrigen Platten** stehen umfangreiche Tabellenwerke zur Verfügung. Dabei werden i. d. R. sechs unterschiedliche Lagerungsarten der Ränder berücksichtigt (vgl. Abb. 4.22), die sich aus den unterschiedlichen Kombinationen von gelenkiger Lagerung und Einspannung und – bei zwei- oder dreiseitig gelagerten Platten – von ungestützten Rändern ergeben. Bei den in Abb. 4.22 dargestellten Lagerungsarten 2, 3 und 5 ist zusätzlich zu beachten, ob jeweils ein längerer oder kürzerer Rand eingespannt ist.

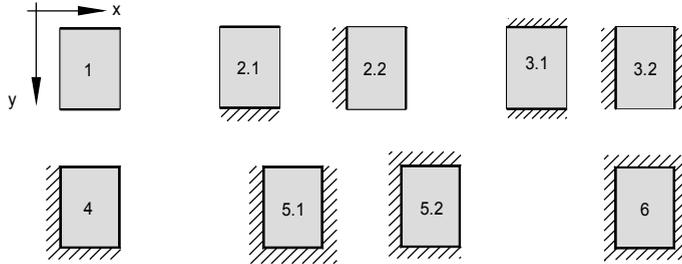


Abb. 4.22 Grundfälle der Lagerungen bei vierseitig gelagerten Platten

Durchlaufende Plattensysteme sind ebenso wie Balken unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigen Anordnung einer veränderlichen Last zu berechnen. Für die Feldmomente ist die Verkehrslast schachbrettartig aufzubringen, wobei das betrachtete Feld selbst ebenfalls belastet ist. Bei den Stützmomenten sind die Verkehrslasten auf den beiden der betrachteten Stützung benachbarten Felder aufzubringen und die weiteren Felder dann ebenfalls schachbrettartig weiter zu belasten (vgl. Abb. 4.23).

Die Schnittgrößenermittlung von durchlaufenden Platten erfolgt häufig mit EDV-Programmen (FE-Methode), es wird auf Band 2, Abschnitt 8.3 und die einschlägige Literatur verwiesen. Bei „Von-Hand-Rechnungen“ stehen prinzipiell zwei (Näherungs-)Verfahren zur Verfügung, die mit vertretbarem Aufwand genügend genaue Ergebnisse liefern:

- das Lastumordnungsverfahren nach [DIN 1045 – 88] bzw. [DAfStb-H240 – 91]
- das Einspanngradverfahren (insbesondere das Verfahren nach [Pieper/Martens – 66])

Beide Verfahren beruhen darauf, dass nicht das Gesamtsystem, sondern jeweils Vergleichseinfeldplatten betrachtet werden.

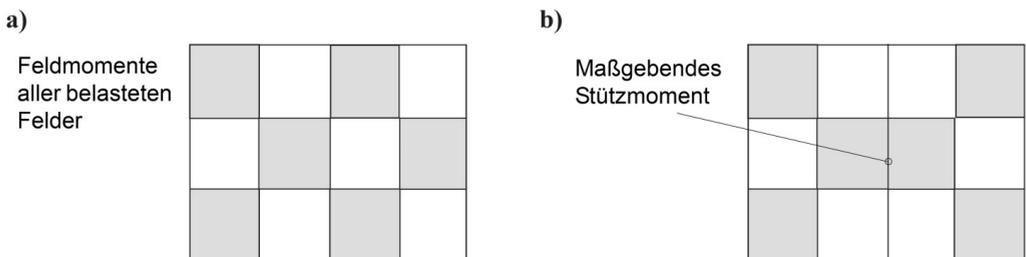


Abb. 4.23 Belastungsanordnung bei durchlaufenden Platten

- a) für die Feldmomente
- b) für die Stützmomente

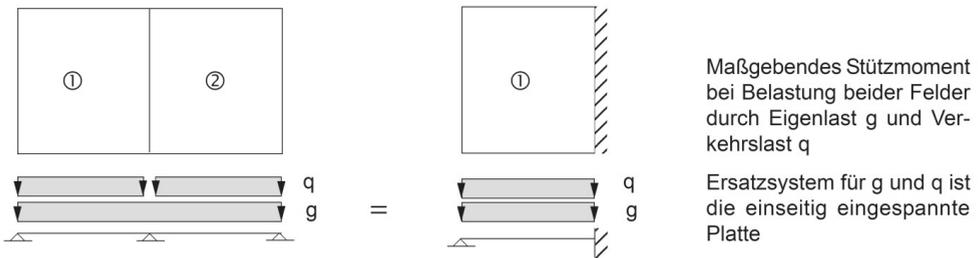
4.7.3.2 Lastumordnungsverfahren

Beim Lastumordnungsverfahren wird die Berechnung am einfeldrigen Ersatzsystem durchgeführt. Die *Stützmente* werden für die Gesamlast – Eigenlasten und veränderliche Lasten – unter der Annahme einer starren Einspannung über den Stützen ermittelt. Bei der Ermittlung der *Feldmomente* gilt für die Eigenlast und für die halbe Verkehrslast wie vorher eine volle Einspannung, für die andere Hälfte der Verkehrslast jedoch eine freie Drehbarkeit über den Stützen, d. h., es wird für die veränderliche Last eine 50%ige Einspannung unterstellt. Das Lastumordnungsverfahren ist auf Fälle mit $l_{\min} / l_{\max} \geq 0,75$ beschränkt.

Bei diesem Verfahren werden Symmetriebedingungen ausgenutzt; es ist daher nur exakt, wenn diese auch tatsächlich vorliegen (vgl. hierzu die Erläuterungen in Abb. 4.24).

(Beispiel zur Berechnung s. Abschnitt 4.7.3.5)

a) Ermittlung des Stützmomentes



b) Ermittlung des Feldmomentes

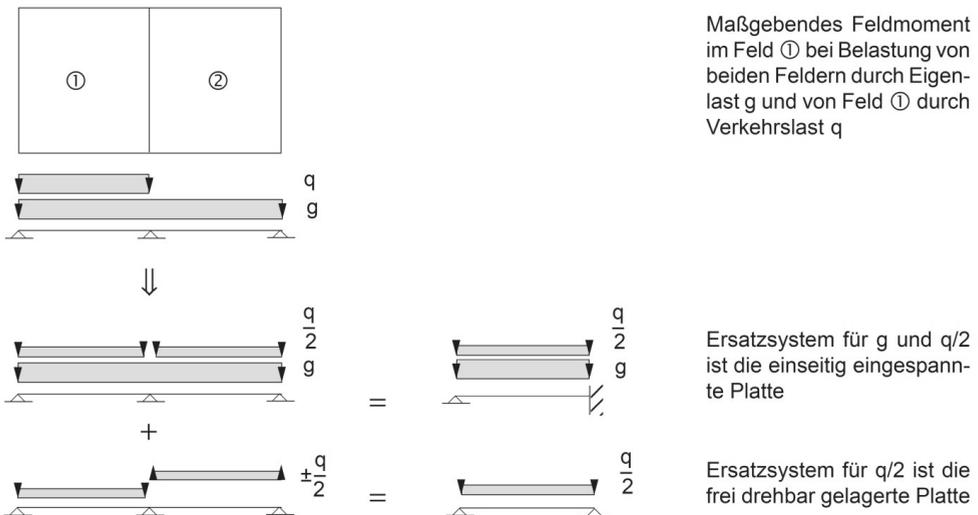


Abb. 4.24 Lastumordnungsverfahren; Ausnutzung von Symmetriebedingungen

(dargestellt für eine zweifeldrige Platte)

a) für das Stützmoment

b) für das Feldmoment im Feld 1

Die nachfolgenden Tafeln gehen – anders als die im Abschnitt 4.7.3.3 wiedergegebene Tafel nach [Pieper/Martens – 66] – exakt von den dargestellten Lagerungsbedingungen aus. Soweit infolge Durchlaufwirkung eine nur teilweise Einspannung vorliegt, sind beispielsweise die entsprechenden Feldmomente nach dem zuvor dargestellten Lastumlagerungsverfahren zu ermitteln. Bei den Tafelwerten wird eine volle Drillsteifigkeit unterstellt und angenommen, dass die Ecken gegen Abheben gesichert sind (z. B. durch Auflasten).

Weitere Erläuterungen am Beispiel (s. Abschnitt 4.7.3.5).

Tafel 4.4 Tafeln für gleichmäßig vollbelastete vierseitig gelagerte Rechteckplatten
(Auszug*) aus [Czerny – 96]

Einspannungsfreie Lagerung der vier Ränder		Stützweitenverhältnis l_y / l_x ($l_x = l_{\min}$)											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
	} $q \cdot l_x^2 :$	$m_{xm} =$	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4
$m_{ymax} =$		27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	
$m_{xye} = \pm$		21,6	19,7	18,4	17,5	16,8	16,3	15,9	15,6	15,4	15,3	15,1	

Starre Lagerung des kurzen Randes und einspannungsfreie Lagerung der drei anderen Ränder		Stützweitenverhältnis l_y / l_x ($l_x = l_{\min}$)											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
	} $q \cdot l_x^2 :$	$m_{xm} =$	41,2	31,9	25,9	21,7	18,8	16,6	15,0	13,8	12,8	12,0	11,4
$m_{ymax} =$		29,4	28,8	28,9	29,7	30,8	32,3	33,6	34,9	36,2	37,5	38,8	
$m_{yerm} = -$		11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	
$m_{xye} = \pm$		26,2	23,2	21,0	19,4	18,3	17,4	16,8	16,3	15,9	15,6	15,4	

Starre Lagerung des langen Randes und einspannungsfreie Lagerung der drei anderen Ränder		Stützweitenverhältnis l_y / l_x ($l_x = l_{\min}$)											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
	} $q \cdot l_x^2 :$	$m_{xm} =$	31,4	27,3	24,5	22,4	21,0	19,8	19,0	18,3	17,8	17,4	17,1
$m_{xerm} = -$		11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	
$m_{ymax} =$		41,2	45,1	48,8	51,8	54,3	55,6	56,8	57,8	58,6	59,0	59,2	
$m_{xye} = \pm$		26,2	24,9	24,0	23,5	23,0	22,8	22,6	22,5	22,4	22,4	22,4	

Erläuterungen

- m_{xm} , m_{ym} Feldmomente in Plattenmitte
 m_{xmax} , m_{ymax} größte Feldmomente im Plattenmittenschnitt
 m_{xerm} , m_{yerm} Einspannmomente im Randmittelpunkt des starr eingespannten Plattenrandes
 m_{xye} Drillmomente in der Plattenecke, in der zwei frei drehbar gelagerte Ränder zusammentreffen

*) Die Tafeln sind hier nur so weit wiedergegeben, wie es zur Erläuterung des Beispiels im Abschnitt 4.7.3.5 (s. nachfolgend) erforderlich ist. Bezüglich weiterer Lagerungsfälle und Schnittgrößen (Querkräfte u. a.) wird auf [Czerny – 96] verwiesen.

4.7.3.3 Verfahren nach Pieper/Martens

Das Verfahren nach *Pieper/Martens* [Pieper/Martens – 66] ist – auch für komplexe Systeme – einfach von der Handhabung her und liefert ausreichend zutreffende Ergebnisse. Es geht von folgenden Annahmen aus:

- Für die Stützmomente wird eine starre Einspannung an dem jeweils betrachteten Rand angenommen; unterschiedliche Stützmomente zweier benachbarter Platten für denselben Plattenrand werden gemittelt, jedoch sind mindestens immer 75 % des größeren Momentes zu berücksichtigen.
- Die Feldmomente werden für Vollast bei Annahme einer 50%igen Einspannung am durchlaufenden Plattenrand ermittelt. Diese Annahme liegt insbesondere bei Systemen mit gleichen Stützweiten auf der sicheren Seite, da dann tatsächlich für die Eigenlast allein eine 100%ige Einspannung – mit entsprechend kleineren Feldmomenten – vorliegt (vgl. Abb. 4.24).

Das Berechnungsverfahren nach [Pieper/Martens – 66] geht von gleicher Steifigkeit in Längs- und Querrichtung aus. Es gelten folgende Belastungsgrenzen:

$$q \leq 2 \cdot (g + q) / 3 \quad \text{bzw.} \quad q \leq 2 \cdot g$$

Die *Feldmomente* werden im Regelfall (Sonderfälle s. nachfolgend) wie folgt ermittelt

$$\text{Platten mit voller Drilltragfähigkeit:} \quad m_{fx} = (g + q) \cdot l_x^2 / f_x \quad m_{fy} = (g + q) \cdot l_x^2 / f_y$$

$$\text{Platten mit begrenzter Drilltragfähigkeit:} \quad m_{fx} = (g + q) \cdot l_x^2 / f_x^0 \quad m_{fy} = (g + q) \cdot l_x^2 / f_y^0$$

$$\text{Für die Stützmomente gilt:} \quad m_{s0,x} = -(g + q) \cdot l_x^2 / s_x \quad m_{s0,y} = -(g + q) \cdot l_x^2 / s_y$$

Bei unterschiedlichen Einspannmomenten von zusammenstoßenden Plattenrändern werden die Momente m_{s0} gemittelt (nicht zu mitteln sind Kragmomente und Einspannmomente in sehr steifen Bauteilen; s. u.):

$$\text{Stützweitenverhältnis } l_1 : l_2 < 5 : 1 \rightarrow m_s \geq \begin{cases} |0,5 \cdot (m_{s0,1} + m_{s0,2})| \\ 0,75 \cdot \max(|m_{s0,1}|; |m_{s0,2}|) \end{cases}$$

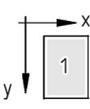
$$\text{Stützweitenverhältnis } l_1 : l_2 > 5 : 1 \rightarrow m_s \geq \max(|m_{s0,1}|; |m_{s0,2}|)$$

Die so gemittelten Stützmomente gelten direkt als Bemessungswerte (s. [DAfStb-H240 – 91]).

Kragarme oder einspannende Systeme gelten hinsichtlich der Stützungsart des angrenzenden Feldes dann als einspannend, wenn das Kragmoment aus Eigenlast größer ist als das halbe Volleinspannmoment des Feldes bei Belastung durch $(g + q)$. Bei angrenzenden anderen einspannenden Systemen, z. B. dreiseitig gelagerten Platten, ist sinngemäß zu verfahren.

Das Verfahren muss jedoch modifiziert werden, wenn besondere Stützweitenverhältnisse vorliegen. Wenn zwei kurze Felder auf ein langes Feld folgen, kann das Stützmoment zwischen den beiden kurzen Feldern positiv werden (vgl. Abb. 4.25); die Feldmomente der kurzen Felder – und natürlich auch das Stützmoment zwischen den beiden kurzen Feldern – werden dann mit den Tafelwerten nicht mehr zutreffend ermittelt. Für diesen Sonderfall werden in [Pieper/Martens – 66] ausführliche Diagramme bereitgestellt (abgedruckt auch in [Schneider – 22]). Näherungsweise können jedoch nach [Schriever – 79] folgende Momente als Mindestwerte angesetzt werden:

Tafel 4.5 Momentenbeiwerte für eine Berechnung nach [Pieper/ Martens – 66]

Stützungsart	Beiwert	Stützweitenverhältnis l_y/l_x bzw. l'_y/l'_x (l_x bzw. $l'_x = l_{\min}$)											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rightarrow \infty$
	f_x	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4	8,0
	f_y	27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	*
	f_x^0	20,0	16,6	14,5	13,0	11,9	11,1	10,6	10,2	9,8	9,5	9,3	8,0
	f_y^0	20,0	20,7	22,1	24,0	26,2	28,3	30,2	31,9	33,4	34,7	35,9	*
	f_x	32,8	26,3	22,0	18,9	16,7	15,0	13,7	12,8	12,0	11,4	10,9	8,0
	f_y	29,1	29,2	29,8	30,6	31,8	33,5	34,8	36,1	37,3	38,4	39,5	*
	s_y	11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	8,0
	f_x^0	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_y^0	22,4	22,8	23,9	25,1	26,7	28,6	30,4	32,0	33,4	34,8	36,2	*
	f_x	29,1	24,6	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	14,4	13,8	13,3	12,9	10,2
	f_y	32,8	34,5	36,8	38,8	40,9	42,7	44,1	45,3	46,5	47,2	47,9	*
	s_x	11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	8,0
	f_x^0	22,4	19,2	17,2	15,7	14,7	13,9	13,2	12,7	12,3	12,0	11,8	10,2
	f_y^0	26,4	28,1	30,3	32,7	35,1	37,3	39,1	40,7	42,2	43,3	44,8	*
	f_x	38,0	30,2	24,8	21,1	18,4	16,4	14,8	13,6	12,7	12,0	11,4	8,0
	f_y	30,6	30,2	30,3	31,0	32,2	33,8	35,9	38,3	41,1	44,9	46,3	*
	s_y	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,5	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	f_x	30,6	26,3	23,2	20,9	19,2	17,9	16,9	16,1	15,4	14,9	14,5	12,0
	f_y	38,0	39,5	41,4	43,5	45,6	47,6	49,1	50,3	51,3	52,1	52,9	*
	s_x	14,3	13,5	13,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	f_x	33,2	27,3	23,3	20,6	18,5	16,9	15,8	14,9	14,2	13,6	13,1	10,2
	f_y	33,2	34,1	35,5	37,7	39,9	41,9	43,5	44,9	46,2	47,2	48,3	*
	s_x	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	s_y	14,3	13,6	13,1	12,8	12,6	12,4	12,3	12,2	12,2	12,2	12,2	11,2
	f_x^0	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	f_y^0	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	*
	f_x	33,6	28,2	24,4	21,8	19,8	18,3	17,2	16,3	15,6	15,0	14,6	12,0
	f_y	37,3	38,7	40,4	42,7	45,1	47,5	49,5	51,4	53,3	55,1	58,9	*
	s_x	16,2	14,8	13,9	13,2	12,7	12,5	12,3	12,2	12,1	12,0	12,0	12,0
	s_y	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
	f_x	37,3	30,3	25,3	22,0	19,5	17,7	16,4	15,4	14,6	13,9	13,4	10,2
	f_y	33,6	34,1	35,1	37,3	39,8	43,1	46,6	52,3	55,5	60,5	66,1	*
	s_x	18,3	15,4	13,5	12,2	11,2	10,6	10,1	9,7	9,4	9,0	8,9	8,0
	s_y	16,2	14,8	13,9	13,3	13,0	12,7	12,6	12,5	12,4	12,3	12,3	11,2
	f_x	36,8	30,2	25,7	22,7	20,4	18,7	17,5	16,5	15,7	15,1	14,7	12,0
	f_y	36,8	38,1	40,4	43,5	47,1	50,6	52,8	54,5	56,1	57,3	58,3	*
	s_x	19,4	17,1	15,5	14,5	13,7	13,2	12,8	12,5	12,3	12,1	12,0	12,0
	s_y	19,4	18,4	17,9	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5

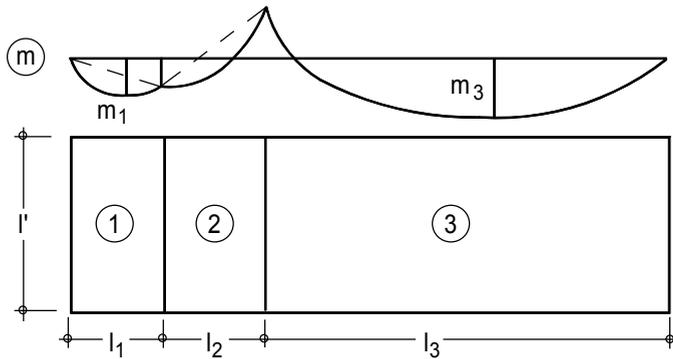


Abb. 4.25 Auf zwei kurze Felder folgt ein langes Feld

$$\begin{aligned}
 l' / l_3 &\geq 1,00 &\rightarrow & m_1 \geq 0,6 m_3 \\
 1,00 > l' / l_3 &\geq 0,77 &\rightarrow & m_1 \geq 0,5 m_3 \\
 0,77 > l' / l_3 &&\rightarrow & m_1 \geq 0,3 m_3
 \end{aligned}$$

Zusätzlich sind die Momente nach dem „Regel“-Verfahren (s. vorher) zu ermitteln, der ungünstigere Wert ist maßgebend.

Das positive Stützmoment und das Feldmoment im Feld 2 werden konstruktiv abgedeckt, indem die für das Feld 1 ermittelte Bewehrung über beide Felder durchgeführt wird. Die obere Bewehrung über der Stütze zwischen den Feldern 1 und 2 ist nach dem Verfahren für normale Stützweitenverhältnisse zu bestimmen und entsprechend anzuordnen.

4.7.3.4 Momentenverläufe; Auflager-, Querkräfte und Eckabhebekräfte

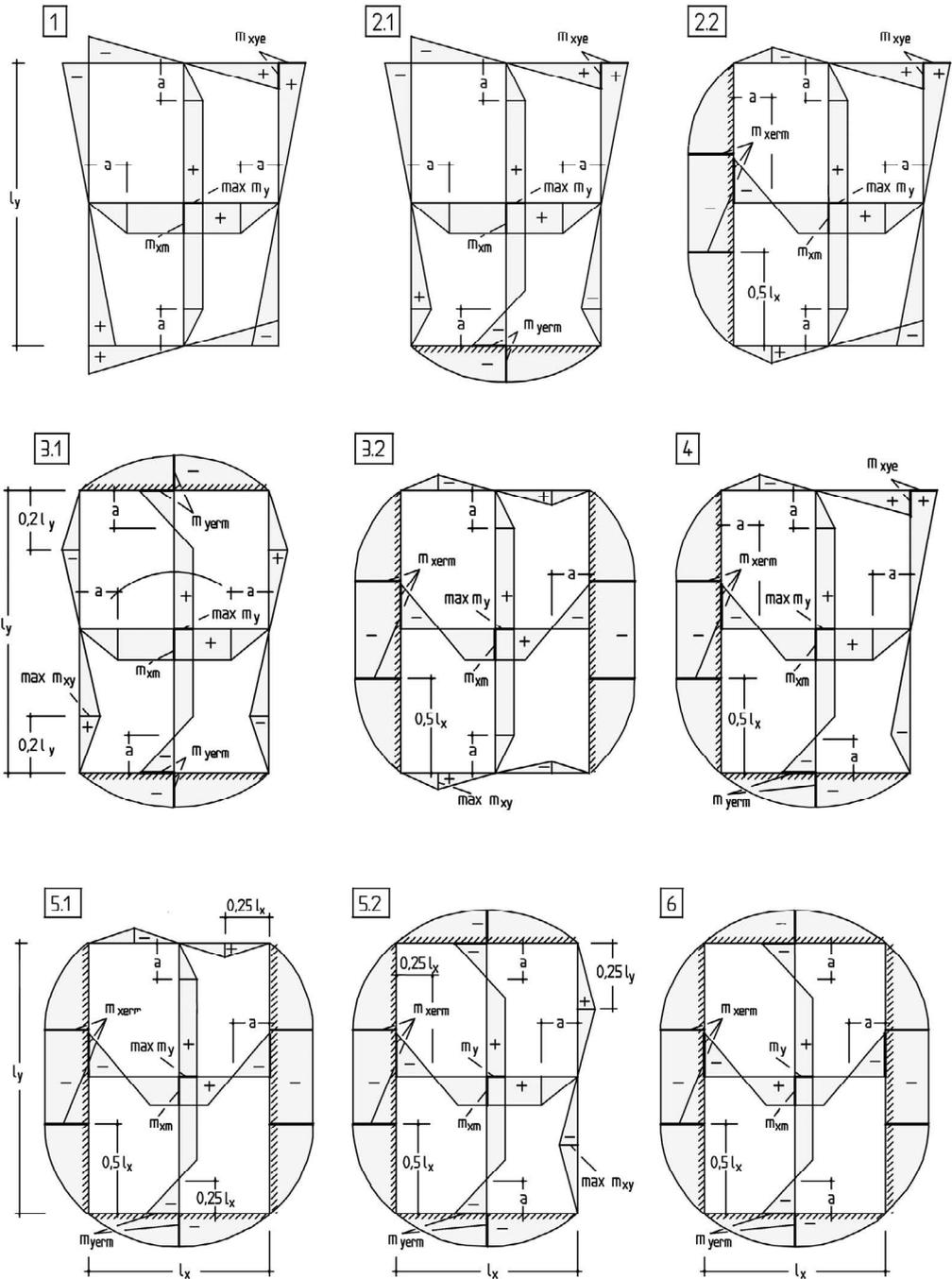
Vereinfachte *Momentenverläufe* für zweiachsig gespannte Platten sind in [Czerny – 96] enthalten und in Tafel 4.6 für ein Stützweitenverhältnis $l_y / l_x = 1,5$ wiedergegeben. Sie können als Grundlage für eine Bewehrungsführung herangezogen werden.

Die *Auflagerkräfte* können näherungsweise nach Tafel 4.7 bestimmt werden. Für Balken (Unterzüge) als Auflager von zweiachsig gespannten, gleichmäßig belasteten Platten werden die Lastbilder näherungsweise berechnet aus der Zerlegung der Grundrissfläche der Platte in Trapeze und Dreiecke [DAfStb-H240 – 91]. Für den Zerlegungswinkel gilt in Ecken mit zwei Rändern gleichartiger Stützung 45° , in Ecken mit einem eingespannten und einem frei drehbar gelagerten Rand 60° zum eingespannten Rand hin. Bei Platten mit teilweiser Einspannung darf der Zerlegungswinkel zwischen 45° und 60° angenommen werden.

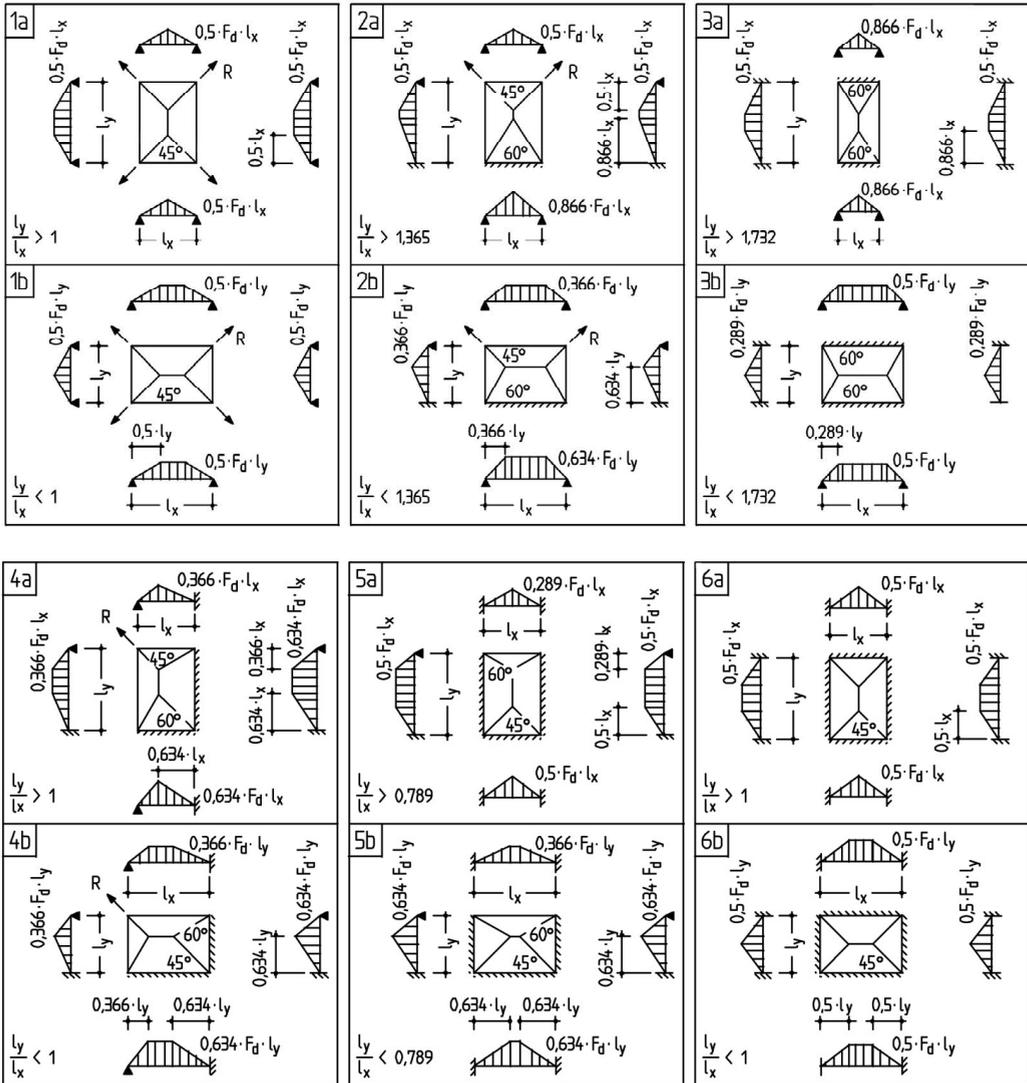
Aus der Zerlegung der Last F_d unter 45° und 60° ergeben sich die dargestellten Ersatzlastbilder. Werden die Eckabhebekräfte R (Berechnung s. unten) in den Plattenecken nicht gesondert erfasst, wird in [DAfStb-H240 – 91] empfohlen, eine *rechteckförmige* Ersatzlast mit dem angegebenen Maximalwert als Lastordinate anzusetzen.

Die *Eckabhebekräfte* werden aus den Drillmomenten berechnet. Es können die Werte nach Tafel 4.7 angesetzt werden. Die Platten sind in den Ecken entsprechend gegen Abheben zu sichern (entsprechende Auflasten oder Verankerungen). Soweit die Ecken nicht gegen Abheben gesichert werden, können sie nicht als drillsteif angesehen werden. Falls die Biegemomente dennoch z. B. mit Tafel 4.4 oder 4.5 ermittelt werden, sind sie angemessen zu erhöhen (Erhöhungsfaktoren s. z. B. [DAfStb-H240 – 91]).

Tafel 4.6 Vereinfachte Momentengrenzlinien für Einfeldplatten mit $l_y / l_x = 1,5$



Tafel 4.7 Auflagerkräfte vierseitig gelagerter Platten



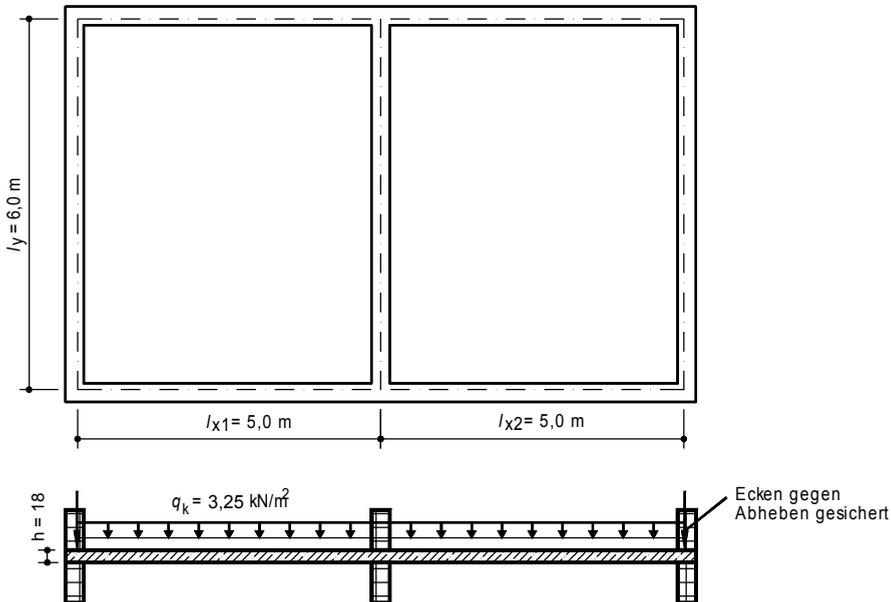
Tafel 4.8 Eckabhebekräfte vierseitig gelagerter Platten bei Gleichflächenlast F_d

$$R = F_d \cdot l_x^2 / \kappa \quad (\kappa \text{ nach Tafel})$$

$\varepsilon = l_y / l_x$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
Stützung											
1	10,8	9,85	9,20	8,75	8,40	8,15	7,95	7,80	7,70	7,65	7,55
2a	13,1	11,6	10,5	9,70	9,10	8,70	8,40	8,10	7,90	7,80	7,70
2b	13,1	12,4	12,0	11,7	11,5	11,4	11,3	11,2	11,2	11,2	11,2
4	13,9	13,0	12,4	12,0	11,7	11,5	11,4	11,3	11,2	11,2	11,2

Beispiel 1

Zunächst sollen an einem einfachen Beispiel (zweifeldrige Platte gem. Abb.) die im Abschnitt 4.7.3.2 und Abschnitt 4.7.3.3 dargestellten Verfahren erläutert werden.



Baustoffe: C20/25; B500

Belastung Eigenlasten:	Konstruktion	$g_{k1} = 0,18 \cdot 25,0$	$= 4,50 \text{ kN/m}^2$
	Ausbaulast	g_{k2}	$= \underline{1,00} \text{ kN/m}^2$
		g_k	$= \mathbf{5,50} \text{ kN/m}^2$
Nutzlast (veränderliche Lasten):		q_k	$= \mathbf{3,25} \text{ kN/m}^2$

Ermittlung der Biegemomente

$$\begin{aligned} \text{Bemessungslasten: } g_d &= \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 5,50 = 7,43 \text{ kN/m}^2 \\ q_d &= \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 3,25 = 4,88 \text{ kN/m}^2 \\ g_d + q_d &= \mathbf{12,31} \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Stützweitenverhältnis } l_y / l_x = 6,0 / 5,0 = 1,2$$

Berechnung nach dem Lastumordnungsverfahren
(Tabellenwerte nach [Czerny – 96]; vgl. Tafel 4.4)

Die Feldmomente werden für die Belastung ($g_d + 0,5q_d$) am statischen System der einseitig starr eingespannten Platte (Lagerungsfall 2.2 gem. Tafel 4.4), für $0,5q_d$ an der frei drehbar gelagerten Platte (Lagerungsfall 1 gem. Tafel 4.4) ermittelt. Das Einspannmoment wird für Volllast an der einseitig starr eingespannten Platte bestimmt.