

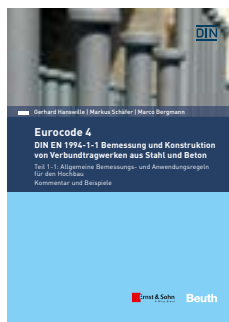
Gerhard Hanswille, Markus Schäfer, Marco Bergmann

Eurocode 4 – DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton

Teil 1-1: Allgemeine Bemessungs- und Anwendungsregeln für den Hochbau. Kommentar und Beispiele

- Normungsauslegung durch
Normenmacher
- lesbare und fehlerbereinigte
konsolidierte Fassung des für
Deutschland relevanten Normtextes

Der Kommentar erläutert die Bemessung, Konstruktion und Ausführung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton und unterstützt bei der Auslegung und Anwendung der Norm in der Ingenieurpraxis. Die Regelungen und Hintergründe werden erläutert und durch typische Beispiele ergänzt.



2020 • 375 Seiten • 335 Abbildungen •
25 Tabellen

Softcover

ISBN 978-3-433-03162-9 € 108*

eBundle (Print + PDF)

ISBN 978-3-433-03182-7 € 140,40*

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3162

ÜBER DAS BUCH

Der vorliegende Kommentar zu DIN EN 1994-1-1 richtet sich an alle Fachleute, die sich planend, bauend, prüfend oder überwachend mit der Bemessung, Konstruktion und Ausführung von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton befassen. Er bietet eine Unterstützung bei der Auslegung und Anwendung der Norm in der Ingenieurpraxis. Besonderer Wert wird auf die Erläuterung der den Bemessungsregeln zugrunde liegenden mechanischen Modelle gelegt, um auch bei praktischen Fragestellungen, die nicht durch spezielle Anwendungsregeln im Eurocode 4 abgedeckt sind, eine sachgerechte Anwendung der Norm zu ermöglichen. Ergänzt wird das Buch durch eine Reihe typischer Beispiele aus dem Hochbau, sodass der Praktiker sich einfach und schnell in das Regelwerk einarbeiten kann.

BESTELLUNG

Anzahl	ISBN / Bestell-Nr.	Titel	Preis
	978-3-433-03162-9	Eurocode 4 – DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton [...]	€ 108*
	978-3-433-03182-7	Eurocode 4 – DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton [...] (Print + PDF)	€ 140,40*

☐ Privat

☐ Geschäftlich

Bitte senden Sie Ihre Bestellung an:

Tel. +49 (0)30 47031-236

Fax +49 (0)30 47031-240

marketing@ernst-und-sohn.de

Firma

UST-ID Nr.

Name, Vorname

Telefon

Fax

Straße, Nr.

PLZ/Ort/Land

E-Mail

Datum/Unterschrift

www.ernst-und-sohn.de/3162

Inhalt

Autorenporträts	IX
Danksagung	X
1 Allgemeines	1
1.1 Einführung und Anwendungsbereich von DIN EN 1994-1-1	1
1.1.1 Einführung	1
1.1.2 Anwendungsbereich	1
1.1.3 Das Eurocodeprogramm	1
1.1.3.1 Historische Entwicklung der Normung im Stahlverbundbau	3
1.1.3.2 Zukünftige Entwicklung des Eurocode 4 – zweite Generation	6
1.1.4 Inhalt und Gliederung der Norm	9
1.2 Normative Verweise, Nationale Anwendungsdokumente und NDPs	12
1.2.1 Normative Verweise	12
1.2.2 Nationales Anwendungsdokument und NDPs	13
1.3 Annahmen	16
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	17
1.5 Bezeichnungen, Begriffe und Definitionen	17
1.5.1 Bezeichnungen	17
1.5.2 Begriffe und Definitionen	18
1.6 Bautechnische Unterlagen	20
2 Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept	23
2.1 Allgemeines	23
2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	23
2.3 Basisvariablen	23
2.4 Nachweise mit Teilsicherheitsbeiwerten	24
2.4.1 Bemessungswerte	24
2.4.1.1 Bemessungswert für Einwirkungen	24
2.4.1.2 Bemessungswert des Tragwiderstandes	25
2.4.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit – Kombinationsregeln	26
2.4.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit – Kombinationsregeln	28
3 Werkstoffe	31
3.1 Beton	31
3.2 Betonstahl	37
3.3 Baustahl	39
3.4 Verbindungs- und Verbundmittel	40
4 Dauerhaftigkeit	41
4.1 Allgemeines	41
4.2 Profilbleche für Verbunddecken in Tragwerken des Hochbaus	41
4.3 Dauerhaftigkeitskriterien für Stahlbauteile	41
4.4 Dauerhaftigkeitskriterien für schlaff bewehrte Betonbauteile	43
5 Tragwerksberechnung	51
5.1 Statisches System für die Berechnung	51
5.1.1 Statisches System und grundlegende Annahmen	51
5.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse	51
5.1.3 Boden-Bauwerk-Interaktion	51
5.2 Globale Tragwerksberechnung	52
5.2.1 Einflüsse aus Tragwerksverformungen	52

5.2.2	Schnittgrößenermittlung für Tragwerke des Hochbaus	52
5.3	Imperfektionen	53
5.4	Schnittgrößenermittlung	54
5.4.1	Verfahren der Schnittgrößenermittlung	54
5.4.1.1	Allgemeines	54
5.4.1.2	Mittragende Gurtbreite bei der Schnittgrößenermittlung	57
5.4.2	Linear-elastische Tragwerksberechnung	61
5.4.2.1	Allgemeines	61
5.4.2.2	Kriechen und Schwinden	61
5.4.2.3	Einflüsse aus der Rissbildung	70
5.4.2.4	Belastungsgeschichte	79
5.4.2.5	Einflüsse aus Temperatureinwirkungen	80
5.4.2.6	Einfluss aus Vorspannung	83
5.4.2.7	Beispiel zur elastischen Ermittlung der Schnittgrößen aus Kriechen und Schwinden unter Berücksichtigung der Rissbildung	87
5.4.3	Nichtlineare Tragwerksberechnung	99
5.4.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit – elastische Tragwerksberechnung mit Momentenumlagerung	100
5.4.5	Berechnung nach der Fließgelenktheorie	102
5.5	Klassifizierung der Querschnitte	105
5.5.1	Allgemeines	105
5.5.2	Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton	106
5.5.3	Klassifizierung von Verbundquerschnitten mit Kammerbeton	108
6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	113
6.1	Verbundträger	113
6.1.1	Verbundträger für Tragwerke des Hochbaus	113
6.1.2	Mittragende Gurtbreite beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeit	114
6.2	Querschnittstragfähigkeit von Verbundträgern	114
6.2.1	Momententragfähigkeit	114
6.2.1.1	Allgemeines	114
6.2.1.2	Vollplastische Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung	117
6.2.1.3	Vollplastische Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung	121
6.2.1.4	Dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit	124
6.2.1.5	Elastische Querschnittstragfähigkeit	126
6.2.1.6	Ergänzende Hinweise zur Ermittlung der Momententragfähigkeit	133
6.2.2	Querkrafttragfähigkeit	134
6.2.2.1	Anwendungsbereich	134
6.2.2.2	Vollplastische Querkrafttragfähigkeit	134
6.2.2.3	Querkrafttragfähigkeit bei Schubbeulen	134
6.2.2.4	Interaktion Biegung und Querkraft	135
6.3	Querschnittstragfähigkeit von kammerbetonierten Verbundträgern	137
6.3.1	Allgemeines	137
6.3.2	Momententragfähigkeit für Verbundquerschnitte mit Kammerbeton	138
6.3.3	Querkrafttragfähigkeit für Verbundquerschnitte mit Kammerbeton	139
6.3.4	Biegung und Querkraft bei Verbundquerschnitten mit Kammerbeton	140
6.4	Biegedrillknicken bei Verbundträgern	140
6.4.1	Allgemeines	140
6.4.2	Biegedrillknicknachweis für Durchlaufträger mit Querschnitten der Klassen 1, 2 und 3	141
6.4.3	Vereinfachter Nachweis für das Biegedrillknicken ohne weitere Berechnung	149

6.5	Stege mit Querbelastrung.....	150
6.6	Verbundficherung bei Verbundträgern.....	151
6.6.1	Allgemeines.....	151
6.6.1.1	Grundlagen	151
6.6.1.2	Mindestverdu�elungsgrad und Anwendungsgrenzen bei teilweiser Verdu�elung.....	153
6.6.1.3	Verteilung von Verbundmitteln bei Tragwerken des Hochbaus.....	155
6.6.2	Ermittlung der L�ngsschubkr�fte.....	156
6.6.3	Beanspruchbarkeit von Verbundmitteln – stehende und liegende Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten.....	161
6.6.4	Längsschubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Kombination mit Profilblechen	166
6.6.5	Konstruktionsregeln für die Ausbildung der Verbundficherung	172
6.6.6	Längsschubtragfähigkeit des Betongurtes	173
6.7	Verbundstützen	179
6.7.1	Allgemeines, Bemessungsverfahren	179
6.7.2	Allgemeines Nachweisverfahren	181
6.7.3	Nachweis der Gesamtstabilität nach dem vereinfachten Nachweisverfahren	185
6.7.3.1	Allgemeines.....	185
6.7.3.2	Querschnittstragfähigkeit.....	186
6.7.3.3	Einfluss des Kriechens und Schwindens	195
6.7.3.4	Berechnung der Schnittgrößen und geometrische Ersatzimperfektionen.....	196
6.7.3.5	Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck.....	199
6.7.3.6	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung	200
6.7.3.7	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung	202
6.7.3.8	Stützen mit speziellen Querschnitten – Gültigkeitsbereich des vereinfachten Verfahrens.....	203
6.7.4	Lasteinleitung	210
6.7.4.1	Allgemeines.....	210
6.7.4.2	Nachweis der Krafteinleitung.....	210
6.7.4.3	Verbundficherung außerhalb der Krafteinleitungsbereiche.....	221
6.7.5	Bauliche Durchbildung	222
6.7.5.1	Betondeckung von Stahlprofilen und Bewehrung.....	222
6.7.5.2	Längs- und Bügelbewehrung	223
6.8	Nachweis gegen Ermüdung	223
6.8.1	Allgemeines.....	223
6.8.2	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der Ermüdung für Tragwerke des Hochbaus	223
6.8.3	Ermüdungsfestigkeit.....	224
6.8.4	Einwirkungen, Schnittgrößen und Spannungen	228
6.8.5	Nachweisverfahren.....	229
7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	233
7.1	Allgemeines.....	233
7.2	Schnittgrößen und Spannungen.....	233
7.2.1	Allgemeines.....	233
7.2.2	Spannungsbegrenzungen	233
7.3	Begrenzung der Verformungen und Schwingungsverhalten	235
7.3.1	Durchbiegungen.....	235
7.3.2	Schwingungsverhalten	240
7.4	Begrenzung der Rissbreite und Nachweis der Dekompression	242
7.4.1	Allgemeines und Grundlagen	242
7.4.2	Ermittlung der Mindestbewehrung nach DIN EN 1994-1-1.....	245

7.4.3	Begrenzung der Rissbreite infolge direkter Einwirkungen.....	247
7.4.3.1	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung.....	247
7.4.3.2	Direkte Berechnung der Rissbreite	248
7.4.4	Träger mit Spanngliedvorspannung.....	249
7.5	Stabilitätsnachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	251
8	Verbundanschlüsse	253
8.1	Allgemeines	253
8.2	Berechnung, Modellbildung und Klassifikation.....	256
8.3	Nachweisverfahren	259
8.4	Tragfähigkeit von Grundkomponenten.....	262
8.5	Zur Frage der Rotationskapazität und Ausblick	270
9	Verbunddecken	273
9.1	Grundlagen und Definitionen	273
9.2	Konstruktionsgrundsätze	275
9.3	Einwirkungen und deren Auswirkungen.....	276
9.4	Ermittlung der Schnittgrößen	277
9.5	Erforderliche Nachweise für das Profilblech im Bauzustand – Grenzzustand der Tragfähigkeit	279
9.6	Erforderliche Nachweise für das Profilblech im Bauzustand – Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	280
9.7	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit im Endzustand	280
9.7.1	Allgemeines	280
9.7.2	Querschnittstragfähigkeit – Biegung	281
9.7.3	Nachweis der Längsschubtragfähigkeit	285
9.7.3.1	Allgemeines	285
9.7.3.2	Nachweis nach dem m + k-Verfahren	286
9.7.3.3	Nachweis nach der Teilverbundtheorie	288
9.7.4	Nachweis der Längsschubtragfähigkeit mit Endverankerung	289
9.7.5	Querschnittstragfähigkeit – Querkraft	291
9.8	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	293
10	Praxisorientierte Bemessungsbeispiele	295
	Beispiel 1: Einfeldträger in Verbundbauweise	295
	Beispiel 2: Durchlaufträger in Verbundbauweise	307
	Beispiel 3: Verbundstütze.....	334
	Beispiel 4: Verbunddecke.....	344
11	Literatur	355

Autorenporträts

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille ist Gesellschafter der HRA Ingenieurgesellschaft in Bochum und Prüfsachverständiger für Baustatik. Bis 2017 war er geschäftsführender Direktor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität in Wuppertal und Professor für Stahlbau und Verbundkonstruktionen. Er ist Mitglied der Akademie der Wissenschaften des Landes NRW und war von 1993 bis 2018 Vorsitzender des Arbeitsausschusses Verbundbau bei DIN und Mitglied der Project-Teams für DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1994-2. Er bringt seine Erfahrungen in mehrere Beratungsgremien und Arbeitsausschüsse des DIN, des Deutschen Instituts für Bautechnik, des Eisenbahn-Bundesamtes und des Bundesverkehrsministeriums ein.



Hauptarbeitsgebiete: Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Verbundbaus mit den Schwerpunkten Verbundtechnologie, Lebensdaueranalyse und Tragwerksstabilität. Neben dem Hoch- und Industriebau war er in den letzten Jahren als Tragwerksplaner und Prüfsachverständiger an der Realisierung von größeren Stahl- und Verbundbrücken beteiligt.

Prof. Dr.-Ing. Markus Schäfer wurde 2017 zum „Full Professor of Structural Engineering and Composite Structures“ an die Universität Luxemburg (Department of Engineering) berufen. Der Promotion an der Bergischen Universität Wuppertal im Bereich des Stahl- und Verbundbaus im Jahr 2007 folgten bis zur Berufung an die Universität internationale Ingenieurleistungen als technischer Leiter der Spannverbund S. A., als „Directeur des Études“ der CLE S. A. sowie Lehrtätigkeiten als Univ.-Dozent. Aktuell ist er auch stellvertretender Obmann des Spiegelausschusses zum Eurocode 4 bei DIN, Mitglied im CEN/TC 250/SC 4 sowie in weiteren nationalen und europäischen Arbeitsgruppen zum Verbundbau vertreten. Im Rahmen des EU-Mandates M/515 befasst er sich derzeit als Leiter des Project-Teams CEN/TC 250/ SC 4.T6 mit der Erstellung der zweiten Generation der EN 1994-1-1.

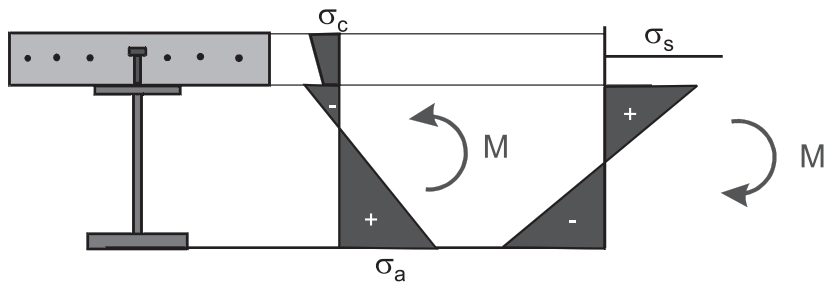


Hauptarbeitsgebiete: Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Verbundbaus mit den Schwerpunkten Verbund-/Slim-Floor-Träger, Verbundmittel, Verbundstützen und dem Einsatz hochfester Materialien. Darüber hinaus ist er stark in die Normenentwicklung eingebunden. In den letzten Jahren war er vielfach in die Tragwerksplanung und Ausführung von Projekten im Stahl- und Verbundbau involviert.

Dr.-Ing. Marco Bergmann ist Mitarbeiter der HRA Ingenieurgesellschaft in Bochum. 2011 promovierte er an der Bergischen Universität Wuppertal im Bereich Stahl- und Verbundbau zur Heißbemessung von Verbundstützen. Er ist seit 2015 Mitglied des Arbeitsausschusses Verbundbau im DIN und seit vielen Jahren Dozent im Studiengang Real Estate Management and Construction Project Management (REM + CPM) an der Bergischen Universität Wuppertal.



Hauptarbeitsgebiete: Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Verbundbaus mit den Schwerpunkten Verbundstützen und Verbundmittel. In den letzten Jahren war er an der Prüfung von größeren Stahl- und Verbundbrücken und der Tragwerksplanung von Verbundkonstruktionen im Hochbau beteiligt.



	Kombination	Grenzspannung	Beiwerte k_i
Baustahl	charakteristisch	$\sigma_{Ed} \leq k_a f_{yk}$	$k_a = 1,00$
Bewehrung	charakteristisch	$\sigma_{Ed} \leq k_s f_{sk}$	$k_s = 0,80$
Beton	charakteristisch	$\sigma_{Ed} \leq k_c f_{ck}$	$k_c = 0,60$
Verbundmittel	charakteristisch	$P_{Ed} \leq k_s P_{Rd}$	$k_s = 0,60$

Bild 226: Spannungsbegrenzungen nach DIN EN 1994-1-1

7.3 Begrenzung der Verformungen und Schwingungsverhalten

7.3.1 Durchbiegungen

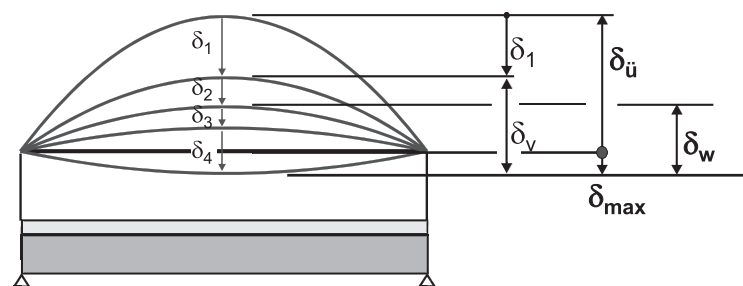
Detaillierte Angaben zu Grenzwerten der zulässigen Durchbiegung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind in DIN EN 1994-1-1 nicht enthalten. Als wesentliche Kriterien bezüglich der Gebrauchstauglichkeit werden in DIN EN 1990, 3.4(3) Verformungen und Verschiebungen genannt, die das Erscheinungsbild, das Wohlbefinden der Nutzer oder die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen. Ferner müssen Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen durch eine angemessene Begrenzung der Verformungen vermieden werden.

Bei Verbundtragwerken ist bei der Ermittlung der Verformungen grundsätzlich die Herstellungsgeschichte zu berücksichtigen. Bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund müssen die Eigengewichtslasten des Stahlträgers und des Betongurtes vom Stahlträger allein aufgenommen werden. Daraus resultieren bei großen Trägerstützweiten nennenswerte Durchbiegungen, die durch eine Überhöhung der Träger ausgeglichen werden müssen. Aber auch bei Trägern mit Eigengewichtsverbund sind bei größeren Stützweiten im Allgemeinen Überhöhungen erforderlich. Bei der Festlegung der Überhöhung sind dabei die in Bild 227 dargestellten Verformungsanteile δ_1 bis δ_4 zu unterscheiden.

Neben den Verformungsanteilen δ_1 , δ_2 und δ_3 werden in der Regel bei Bauwerken mit einem hohen ständigen Anteil der Verkehrslasten (z. B. Büchereien, Lagerräume usw.) auch die Verformungsanteile der ständig wirkenden Verkehrslast überhöht. Für Beschränkungen bezüglich des maximalen Durchhangs ist die in Bild 227 angegebene maximale Verformung δ_{max} maßgebend. Der mögliche Durchhang aus den nicht überhöhten Verkehrslastanteilen und Temperatur ist bei Verbundträgern relativ klein. Im Hinblick auf mögliche Schäden an Ausbauteilen (z. B. nichttragende Innenwände, Fassadenelemente) ist zu bedenken, dass die durch Überhöhung ausgeglichenen Verformungen aus Kriechen und Schwinden für die Ausbauteile voll wirksam werden. Zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Ausbauteilen ist somit die in Bild 227 angegebene Verformung δ_w zugrunde zu legen. Als Anhaltswerte für zulässige maximale Durchbiegungen können die in DIN EN 1992-1-1, 7.4(4) und (5) angegebenen Grenzwerte benutzt werden. Bei Gefahr von Schäden an angrenzenden Bauteilen können in der Praxis auch schär-

fere Bedingungen angezeigt sein. Ein typisches Beispiel sind hierfür Randträger mit angehängten verformungsempfindlichen Fassaden, bei denen dann anstelle der quasi-ständigen Kombination besser die häufige oder sogar die charakteristische Kombination gewählt werden sollte.

Bauteil	Kombination	Grenzwert
keine Gefahr von Schäden an angrenzenden Bauteilen	quasi-ständig	$\delta_{\max} \leq L / 250$
Gefahr von Schäden an angrenzenden Bauteilen	quasi-ständig (besser: häufig)	$\delta_w \leq L / 500$



δ_1 - Eigengewicht

δ_2 - Ausbaulasten

δ_3 - Kriechen und Schwinden

δ_4 - Verkehr und Temperatur

δ_1 Verformungen des Stahlträgers infolge Eigengewicht

δ_v Verformungen des Verbundträgers

$\delta_{\bar{u}}$ Überhöhung des Stahlträgers

$$\delta_{\bar{u}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \psi_2 \delta_4$$

$\delta_{\max}$ maximale Durchbiegung

δ_w für Ausbauteile wirksame Durchbiegung

Bild 227: Überhöhung und Verformungsbegrenzung bei Verbundträgern des Hoch- und Industriebaus

Wie bereits zuvor erläutert, müssen bei der Verformungsberechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Einflüsse aus dem Langzeitverhalten des Betons und aus der Rissbildung des Betons in den negativen Momentenbereichen berücksichtigt werden. Zum Einfluss der Rissbildung enthält DIN EN 1994-1-1 im Abschnitt 7.3.1(6) ein Näherungsverfahren, das nur bei einer groben Abschätzung der Verformungen benutzt werden sollte. Im Regelfall sollten die Einflüsse der Rissbildung auf die Verformungen mit den Verfahren nach DIN EN 1994-1-1, 5.4.2.3 ermittelt werden.

Bei Trägern ohne Eigengewichtsverbund sowie bei Trägern der Klassen 1 und 2, bei denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Momentenumlagerungen nach Tabelle 19 voll ausgenutzt werden, kann es im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu einem plastischen Verhalten des Baustahlquerschnitts kommen. Die daraus resultierenden Einflüsse auf die Verformungen und die erforderlichen Trägerüberhöhungen müssen im Rahmen der Bemessung berücksichtigt werden. Hierzu wird in DIN EN 1994-1-1, 7.3.1(6) ein Näherungsverfahren angegeben, mit dem die Momentenumlagerung aus dem nichtlinearen Verhalten der Werkstoffe abgeschätzt werden kann. Das Verfahren kann auf der sicheren Seite liegend für die Bestimmung eines oberen Grenzwertes des Durchhangs benutzt werden. Für die Festlegung einer erforderlichen Trägerüberhöhung ist es nicht geeignet. Wenn keine nichtlineare Tragwerksanalyse durchgeführt wird, können die Einflüsse aus dem Plastizieren im Baustahlquerschnitt näherungsweise durch die in Bild 228 angegebenen reduzierten Biegesteifigkeiten im plastizierten Trägerbereich erfasst werden. Weitere bei der Durchbiegungsberechnung zu beachtende Einflussfaktoren sind in [303] genannt.

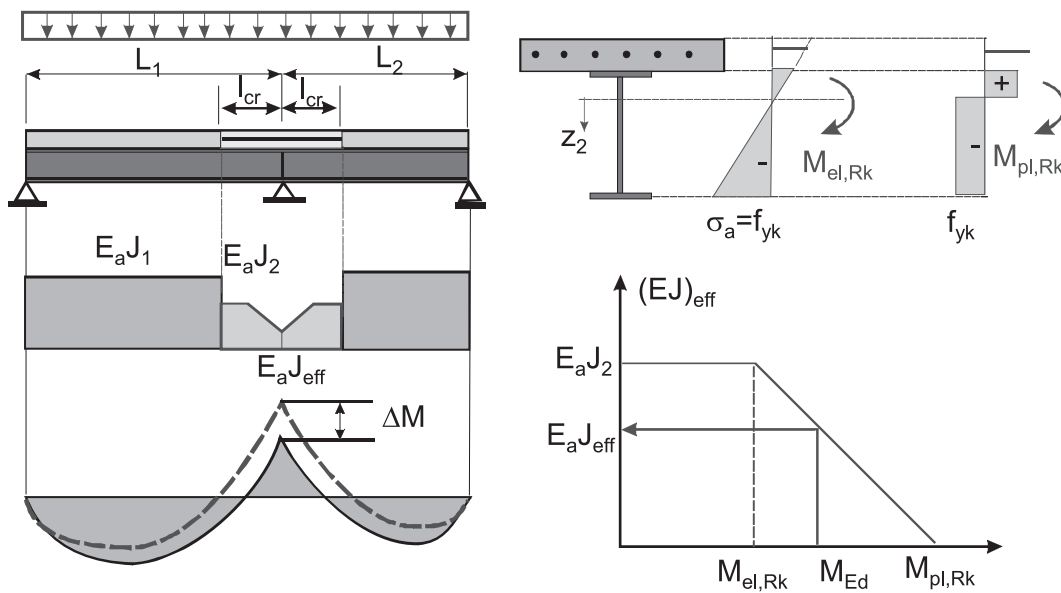


Bild 228: Abschätzung der maximalen Durchbiegung bei plastischem Verhalten des Baustahlquerschnitts

Die Auswirkungen der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge können bei Trägern mit vollständiger Verdübelung vernachlässigt werden. Bei Trägern mit teilweiser Verdübelung kann der Einfluss auf Verformungen ebenfalls vernachlässigt werden, wenn es sich um einen Träger handelt, bei dem der Verdübelungsgrad größer als 0,5 ist oder die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Beanspruchungen der Verbundmittel unter Gebrauchslasten (seltene Kombination) den Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit nach Bild 143 nicht überschreiten. Bei Trägern mit unterbrochener Verbundfuge und Rippenhöhen von mehr als 80 mm ist der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge stets so groß, dass der Einfluss auf die Verformungen rechnerisch verfolgt werden muss. Die Berechnung erfolgt dann zweckmäßig nach der Theorie des elastischen Verbundes [267], [268], [269], [270]. Bei beliebiger Anordnung der Verbundmittel und bei veränderlichen Querschnittseigenschaften in Trägerlängsrichtung ist die Berechnung nur mit geeigneten Programmen möglich. Im Hoch- und Industriebau besitzen die Träger vielfach in Trägerlängsrichtung konstante Querschnittseigenschaften. In diesen Fällen lassen sich nach der Theorie des elastischen Verbundes geschlossene Lösungen zur Bestimmung der Teilschnittgrößen, Spannungen und Verformungen angeben (Bild 230). Zur Erfassung des Einflusses der Nachgiebigkeit wird die Verbundfuge durch elastische Federn abgebildet. In Bild 229 sind exemplarisch für einige Verdübelungsarten mittlere Federkonstanten angegeben.

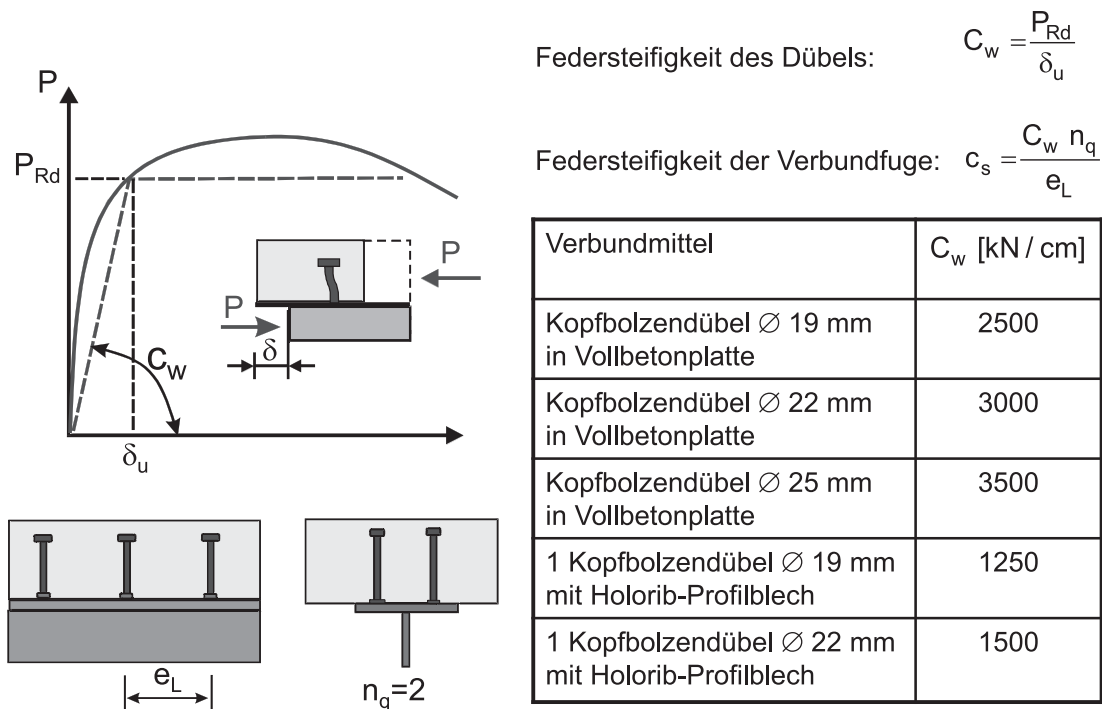
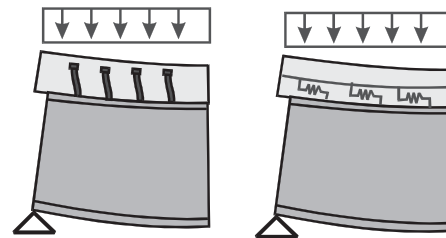
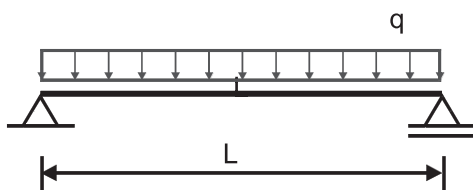


Bild 229: Federsteifigkeit der Verbundfuge nach [271]

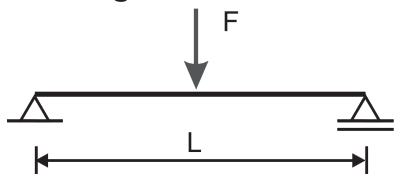
Einfeldträger mit Gleichstreckenbelastung:

$$w = \frac{5}{384} \frac{q L^4}{E_a J_{i,o}} \left[1 + \frac{48}{5} \frac{1}{\alpha \lambda^2} - \frac{384}{5} \frac{1}{\alpha \lambda^4} \frac{\cosh(\frac{\lambda}{2}) - 1}{\cosh(\frac{\lambda}{2})} \right]$$

$$\alpha = \frac{1}{\frac{J_{i,o}}{J_a + J_{c,o}} - 1}$$

$$\alpha_a = \frac{E_a J_a}{a^2} \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} \right)$$

$$\alpha_c = \frac{E_c J_c}{a^2} \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} \right)$$

Einfeldträger mit Einzellast in Feldmitte:

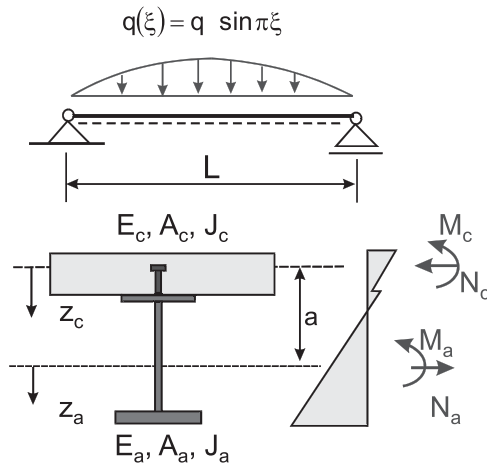
$$w = \frac{F L^3}{48 E_a J_{i,o}} \left[1 + \frac{12}{\alpha \lambda^2} - \frac{48}{\alpha \lambda^3} \frac{\sinh^2(\frac{\lambda}{2})}{\sinh(\lambda)} \right]$$

$$\beta = \frac{E_a A_{c,o} A_a}{A_{i,o} c_s L^2}$$

$$\lambda^2 = \frac{1 + \alpha}{\alpha \beta}$$

Bild 230: Durchbiegung in Feldmitte nach der Theorie des elastischen Verbundes

Aufbauend auf der Lösung für einen Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung kann ein einfaches Näherungsverfahren abgeleitet werden, mit dem der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundmittel auf die Durchbiegung einfach berücksichtigt werden kann [271]. In Bild 231 ist die Durchbiegung eines Einfeldträgers unter einer sinusförmigen Belastung angegeben. Vergleicht man die Lösung mit der Lösung eines starr verdübelten Trägers, so erkennt man, dass der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung durch eine abgeminderte Biegesteifigkeit $J_{io,eff}$ des Trägers berücksichtigt werden kann. Die effektive Biegesteifigkeit wird dabei wie bei einem starr verdübelten Träger unter Ansatz einer modifizierten Reduktionszahl $n_{o,eff}$ für die Querschnittsfläche des Betongurtes bestimmt.



Durchbiegung in Feldmitte nach der Theorie des elastischen Verbundes:

$$w_o = q \frac{L^4}{\pi^4} \frac{1}{E_{cm} J_c + E_a J_a + \frac{\beta_o E_{cm} A_c E_a A_a}{E_a A_a + \beta_o E_{cm} A_c} a^2}$$

$$\beta_o = \frac{1}{1 + \beta_s} \quad \beta_s = \frac{\pi^2 E_{cm} A_c}{L^2 c_s}$$

Ideelles Trägheitsmoment und Durchbiegung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge:

Reduktionszahl für die Betonfläche und ideale Betonquerschnittsfläche:

$$n_{o,eff} = n_o (1 + \beta_s) = \frac{E_a}{E_{cm}} (1 + \beta_s)$$

$$A_{c,eff} = \frac{A_c}{n_{o,eff}}$$

$$J_{io,eff} = J_{c,o} + J_a + \frac{A_{c,eff} A_a}{A_{c,eff} + A_a} a^2$$

$$w_o = q \frac{L^4}{\pi^4} \frac{1}{E_a J_{io,eff}}$$

Bild 231: Näherungslösung zur Berechnung der Verformungen, [271]

Bild 232 zeigt für unterschiedliche Verdübelungsgrade und Federsteifigkeiten einen Vergleich des Näherungsverfahrens mit den genauen Lösungen für einen Einfeldträger mit Gleichstreckenbelastung. Für andere Belastungsarten ergeben sich vergleichbar gute Übereinstimmungen. Das Näherungsverfahren kann auch mit guter Näherung zur Berechnung der Verformungen von Durchlaufträgern verwendet werden. Die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons können ebenfalls einfach erfasst werden. Hierzu wird bei der Bestimmung von $n_{o,eff}$ anstelle der Reduktionszahl n_o die Reduktionszahl n_p für ständige Einwirkungen angesetzt.

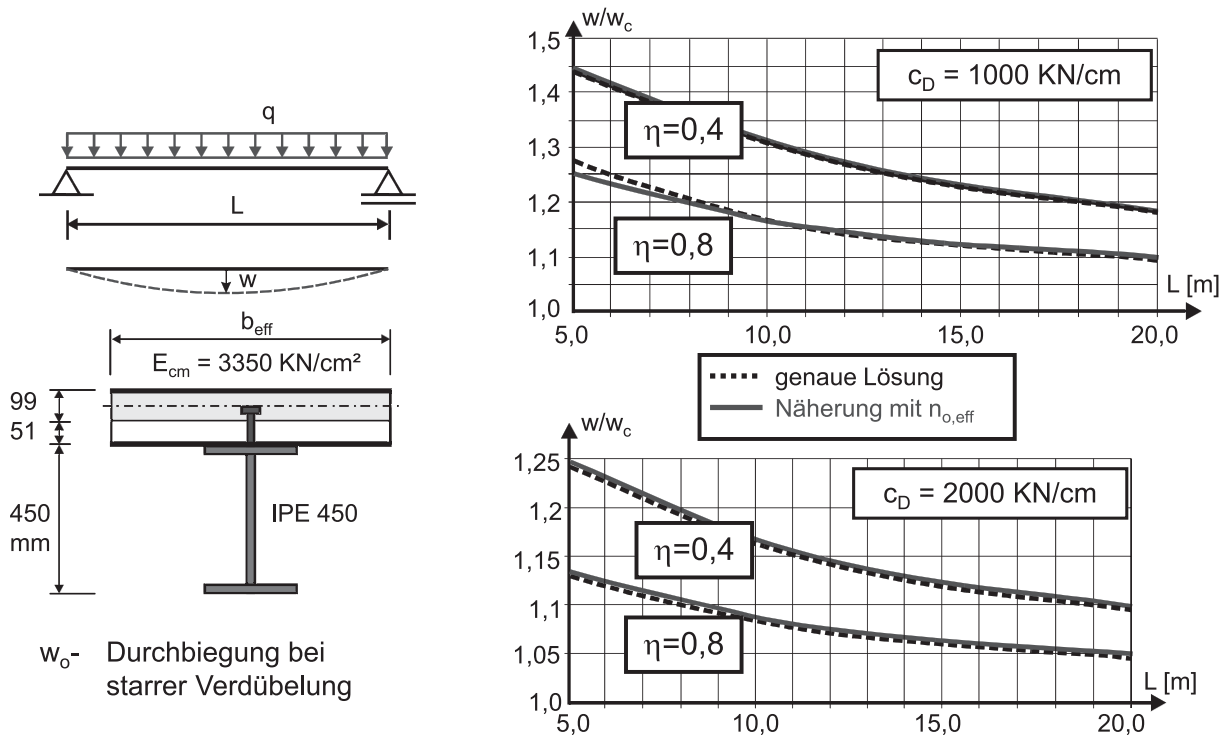


Bild 232: Vergleich der Näherungslösung mit den exakten Lösungen für unterschiedliche Federsteifigkeiten und Verdübelungsgrade, [271]

Wenn bei Durchlaufträgern und Rahmentragwerken verformbare Anschlüsse gemäß DIN EN 1994-1-1, Kapitel 8 ausgeführt werden, ist bei der Ermittlung der Verformungen gegebenenfalls auch die Nachgiebigkeit der Anschlüsse zu berücksichtigen. Siehe hierzu auch das nachfolgende Kapitel 8.

7.3.2 Schwingungsverhalten

Das Schwingungsverhalten kann in bestimmten Fällen für die Gebrauchstauglichkeit ein wesentliches Kriterium sein. Bei schlanken Geschossdecken, Fußgängerbrücken und Maschinenbetrieb mit periodischer Anregung sollte mit einer Schwingungsberechnung nachgewiesen werden, dass die Beschleunigung und der Schwingungsbereich unter Berücksichtigung der jeweiligen Nutzung kein deutliches Unbehagen für die Nutzer oder Beschädigungen an den Ausbauten hervorrufen. In der Literatur zu findende Angaben bezüglich einzuhaltender Mindestwerte der Eigenfrequenz bei Nutzung von Gebäuden durch Personen (3 Hz bei Bürogebäuden und 5 Hz bei Turnhallen und Tanzsälen) sind in vielen Fällen nicht ausreichend. Die Extremwerte der Schrittfrequenz f_s können z. B. beim Gehen [272] zwischen $f_s = 1,5 \text{ Hz}$ und maximal $f_s = 2,5 \text{ Hz}$ liegen (Bild 233). Dies bedeutet, dass Resonanz im Frequenzbereich von $1,5 \text{ Hz} \leq f_s \leq 2,5 \text{ Hz}$ infolge der 1. Harmonischen der Lastfunktion, im Frequenzbereich von $3,0 \text{ Hz} \leq f_s \leq 5,0 \text{ Hz}$ infolge der 2. Harmonischen der Lastfunktion und im Frequenzbereich von $4,5 \text{ Hz} \leq f_s \leq 7,5 \text{ Hz}$ infolge der 3. Harmonischen der Lastfunktion auftreten kann (Bild 234). In der Praxis werden vielfach auch Anregungen infolge der 2. und 3. Harmonischen der Lastfunktion als sehr störend empfunden.

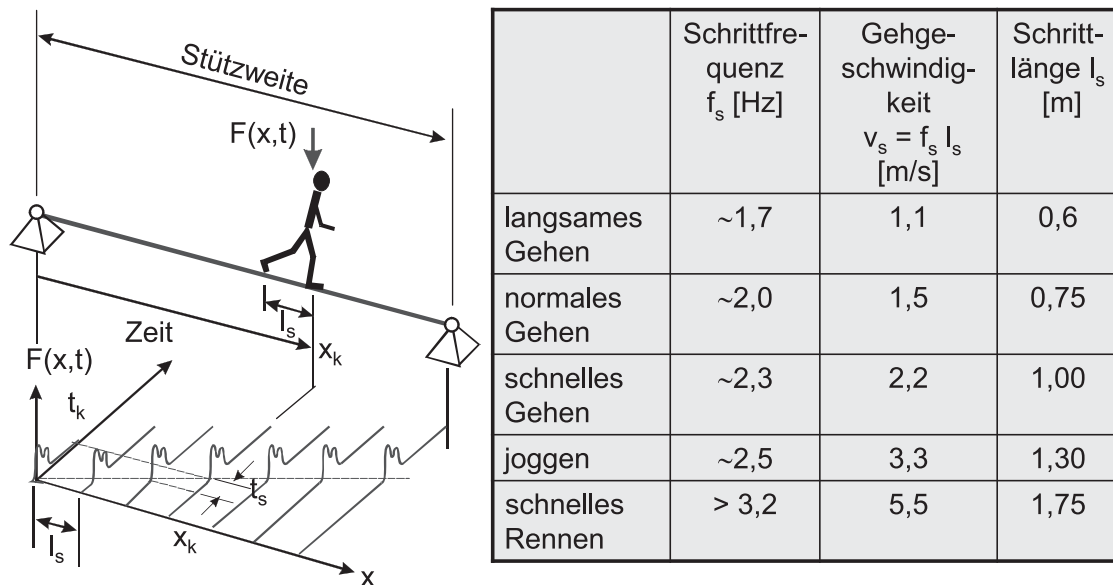
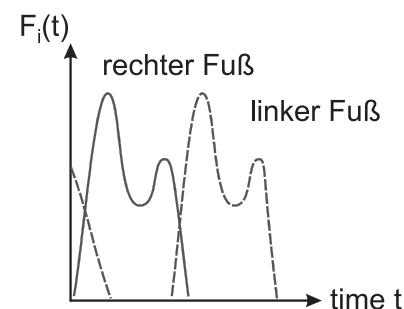
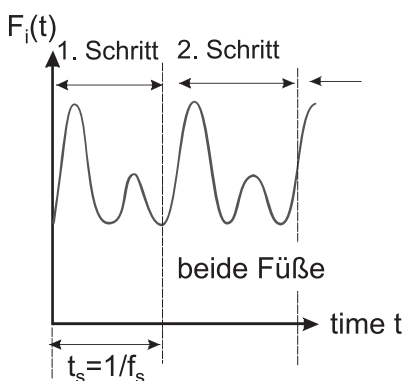


Bild 233: Typische Schrittfolgen beim Gehen oder Laufen, [274]



Während des Gehens ist ein Fuß stets in Kontakt mit dem Untergrund. Die Last-Zeit-Funktion kann in eine Fourierreihe zerlegt werden, bei der die ersten drei Reihenglieder berücksichtigt werden.

$$F(t) = G_o \left[1 + \sum_{n=1}^3 \alpha_n \sin(2n \pi f_s t - \Phi_n) \right]$$



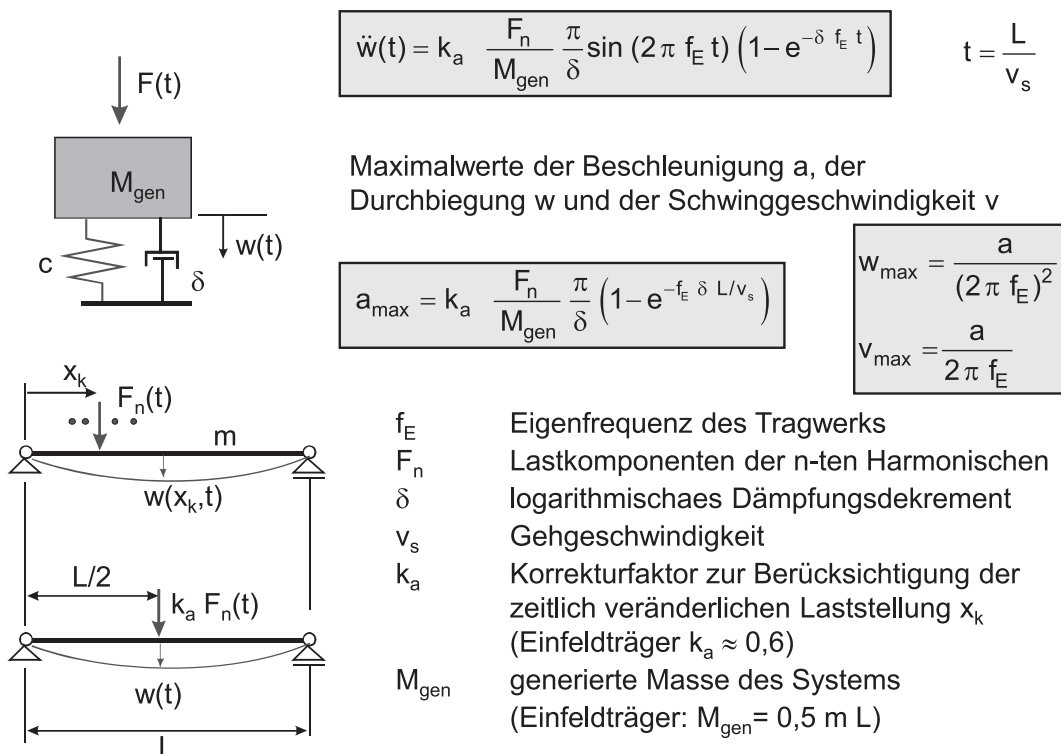
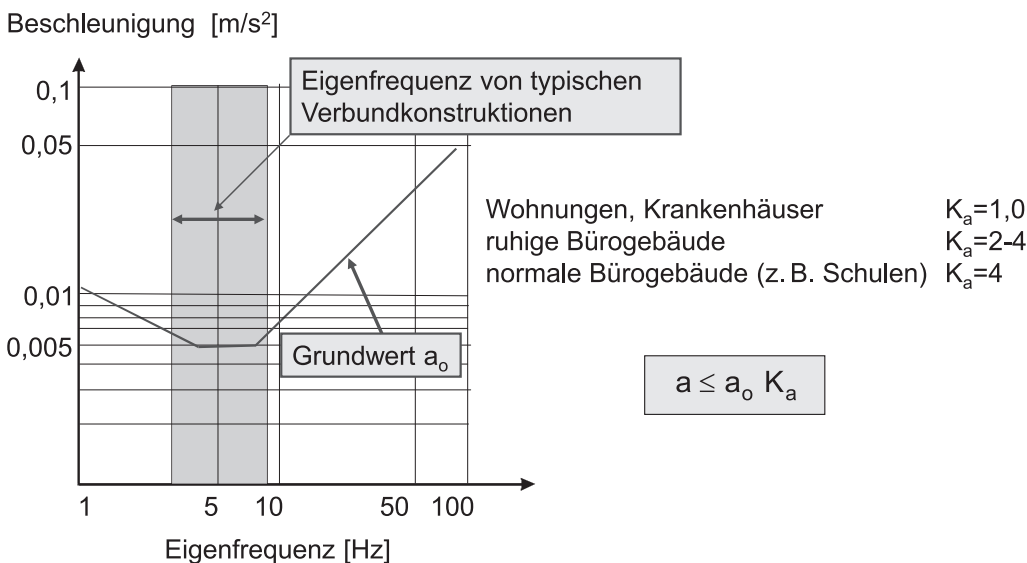
G_o Gewicht der Person (800 N)
 α_n Fourierkoeffizienten
 n Nummer der n-ten Harmonischen
 f_s Schrittfrequenz
 Φ_n Winkel der Phasenverschiebung

Fourierkoeffizienten und Phasenverschiebung

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,4-0,5 & \Phi_1 &= 0 \\ \alpha_2 &= 0,1-0,25 & \Phi_2 &= \pi/2 \\ \alpha_3 &= 0,1-0,15 & \Phi_3 &= \pi/2 \end{aligned}$$

Bild 234: Last-Zeit-Funktion zur Beschreibung der Einwirkungen aus dem Gehen, [274]

Bei schlanken Verbundträgern sollte daher stets eine genauere Untersuchung des Schwingungsverhaltens mittels Begrenzung der Schwinggeschwindigkeit bzw. Schwingbeschleunigung durchgeführt werden. Ein Näherungsverfahren wird z. B. in [273] vorgestellt (Bild 235). Die Grenzwerte der zulässigen Schwingweggeschwindigkeiten und Schwingbeschleunigungen finden sich in ISO 10137 [275] (Bild 236) sowie in der VDI-Richtlinie 2057. Weitere Informationen finden sich in [276], [354], [355].

**Bild 235:** Näherungsweise Ermittlung der Beschleunigung nach [273]**Bild 236:** Grenzwerte der Schwingbeschleunigung nach [275]

7.4 Begrenzung der Rissbreite und Nachweis der Dekompression

7.4.1 Allgemeines und Grundlagen

Die Anforderungen an die Beschränkung der Rissbreite werden in DIN EN 1994-1-1, 7.4 und in DIN EN 1992-1-1, 7.3 im Wesentlichen durch die von den Umweltbedingungen abhängige Expositionsklasse bestimmt. Grundlage ist die Forderung einer Mindestbewehrung zur Beschränkung von möglichen Einzelrissen in Trägerbereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung sowie die Beschränkung der Rissbreite für die maßgebende Einwirkungskombination. Die von der Anforderungsklasse abhängigen maßgebenden Einwirkungskombinationen sind in Tabelle 22 angegeben.

Tabelle 22: Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite und an die Dekompression nach DIN EN 1994-1-1 und DIN EN 1992-1-1

	1	2	3	4	
	Expositionsklasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
		mit Einwirkungskombination			
		quasi-ständig	häufig	häufig	selten
1	X0, XC1	0,4	0,2	0,2	
2	XC2–XC4	0,3	0,2	0,2	
3	XS1–XS3 XD1, XD2, XD3			Dekom- pression	0,2

Bei Anwendung der Tabelle 22 ist zu beachten, dass es sich bei den Stahlbetonbauteilen mit den Expositionsklassen X0 und XC1 (Rissbreite hat keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit) bei der Begrenzung auf 0,4 mm um eine Begrenzung handelt, die ausschließlich noch ein akzeptables Erscheinungsbild hinsichtlich der Rissbreite darstellt. Wenn derartige Anforderungen nicht bestehen, können auch größere Rissbreiten zugelassen werden. Dies ist im Ausland oft der Fall, wenn im Geschossbau Doppelböden in Kombination mit abgehängten Decken zur Ausführung kommen. Vor diesem Hintergrund sind die Regelungen in DIN EN 1994-1-1, 7.4.1(4) zu sehen. Bei einer Begrenzung der Rissbreite nach diesen Regelungen muss davon ausgegangen werden, dass sich Rissbreiten deutlich über $w_k = 0,4$ mm einstellen werden. Bei Bauteilen mit Spanngliedvorspannung mit nachträglichem Verbund muss bei den Umweltbedingungen nach den Zeilen 2 und 3 der Tabelle 22 zusätzlich noch der Nachweis der Dekompression für die quasi-ständige Kombination geführt werden. Für die Expositionsklasse XC2 bis XC4 ist dieser Nachweis auch bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erforderlich. Bei Dach- oder Verkehrsflächen mit einer Chloridbeaufschlagung aus Tausalzen (Expositionsklasse XD3) ist das Eindringen von Chloriden in Risse dauerhaft zu verhindern (siehe informative Beispiele in Tabelle 9: Einstufung in Expositionsklassen), s. a. DAfStb-Heft 600 [91].

Die Rissbreiten nach Tabelle 22 gelten für Tragwerke des Hoch- und Industriebaus. Für Verbundbrücken wird in DIN EN 1994-2/NA abweichend von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2 auch für Stahlbetonbauteile und bei Vorspannung ohne Verbund für die Expositionsklassen nach den Zeilen 2 und 3 der Tabelle 22 eine Begrenzung der Rissbreite auf $w_k = 0,2$ mm unter der häufigen Kombination gefordert.

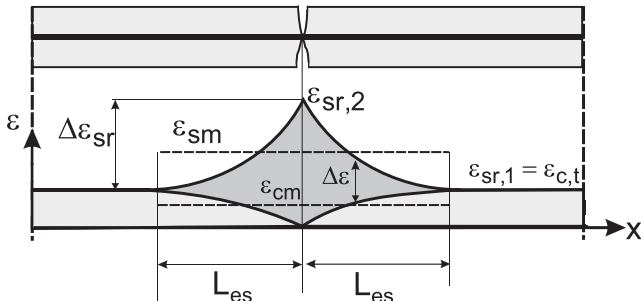
Die nachfolgenden Erläuterungen zum Nachweis der Rissbreite in DIN EN 1994-1-1 beziehen sich auf typische Verbundträger, bei denen die Biegesteifigkeit des Betongurtes klein im Vergleich zur Biegesteifigkeit des Verbundträgers ist. Verbunddecken und Slim-Floor-Träger [344] sind grundsätzlich nach DIN EN 1992-1-1 nachzuweisen.

c) Grundlagen

Bei den Nachweisen der Rissbreitenbeschränkung ist zwischen dem Zustand der Erstrissbildung und dem Zustand bei abgeschlossener Rissbildung zu unterscheiden. Die Rissbreite wird in beiden Fällen aus der Risseinleitungslänge L_{es} und dem über die Länge aufintegrierten Dehnungsunterschied zwischen Beton und Betonstahl, der mithilfe des Völligkeitsbeiwertes β ermittelt wird, berechnet.

Im Zustand der Erstrissbildung entspricht die Risseinleitungslänge der Einleitungslänge L_{es} nach Bild 237. Am Ende der Einleitungslänge liegt wieder der Zustand I vor und der Dehnungsunterschied $\Delta\varepsilon$ ist null.

Erstrisszustand



Differenz der mittleren Dehnungen im Bereich der Einleitungslänge

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{sr,2} - \beta (\varepsilon_{sr,2} - \varepsilon_{sr,1}) - \beta \varepsilon_{ct}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = (1 - \beta) \varepsilon_{sr,2} = (1 - \beta) \frac{\sigma_{sr,2}}{E_s}$$

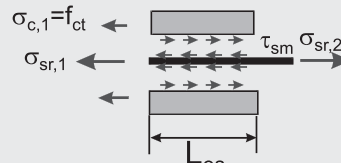
Erstrissbreite

$$w_k = 2 L_{es} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{sr,2} d_s}{2 \tau_{sm}} (1 - \beta) \frac{\sigma_{sr,2}}{E_s}$$

Einleitungslänge L_{es}

$$L_{es} U_s \tau_{sm} = \Delta \varepsilon_{sr} E_s A_s = \Delta \sigma_{sr} A_s$$

$$\Delta \sigma_{sr} = \sigma_{sr,2} - \sigma_{sr,1} = \frac{\sigma_{sr,2}}{1 + \rho_s n_o}$$



U_s - Stabumfang

A_s - Querschnittsfläche

ρ_s - Bewehrungsgrad

τ_{sm} - mittlere Verbundfestigkeit

d_s - Stabdurchmesser

$$L_{es} = \frac{\sigma_s d_s}{4 \tau_{sm}} \frac{1}{1 + n_o \rho_s} \approx \frac{\sigma_s d_s}{4 \tau_{sm}}$$

Bild 237: Ermittlung der Erstrissbreite

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung hat sich ein Rissabstand eingestellt, bei dem über Verbundwirkung zwischen Betonstahl und Beton nicht mehr so viel Kraft in den Betonquerschnitt eingeleitet werden kann, dass zwischen den Rissen die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Der maximal mögliche Rissabstand ergibt sich aus der Bedingung, dass über Verbund im Bereich der Einleitungslänge L_s gerade so viel Kraft eingeleitet wird, dass in der Mitte zwischen den Rissen gerade die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Dieser Zustand ist in Bild 238 dargestellt. Die Rissbreite w_k kann dann wiederum aus dem mittleren Dehnungsunterschied zwischen den Rissen berechnet werden.

Aus den Beziehungen für die Rissbreite nach Bild 237 und Bild 238 können für einen indirekten Nachweis der Rissbreite entsprechende Zusammenhänge zwischen Stabdurchmesser und Betonstahlspannung hergeleitet werden. Bei den Regelungen im Nationalen Anhang zu DIN EN 1992-1-1 ist man dabei von einer mittleren Verbundspannung $\tau_{sm} = 1,8 f_{c,eff}$ sowie $\beta = 0,4$ und $(1 + n_o \rho_s) \approx 1,0$ ausgegangen. Es ergeben sich dann die in Bild 239 dargestellten Zusammenhänge für die Grenzdurchmesser. Die effektive Betonfestigkeit wird bei der Ermittlung der Rissnormalkraft noch mit dem Faktor k abgemindert. Dieser Faktor berücksichtigt den Einfluss von nichtlinear über den Querschnitt verteilten Eigenspannungen, die z. B. aus dem unterschiedlichen Schwinden über die Gurtstärke oder aus dem Abfließen der Hydratationswärme resultieren.

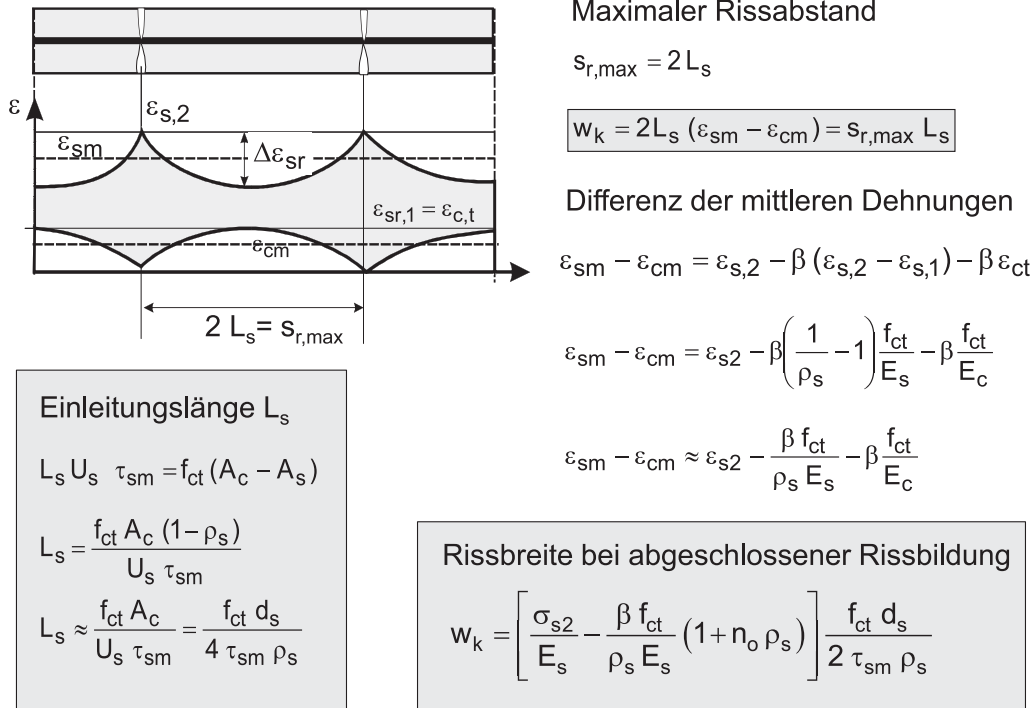
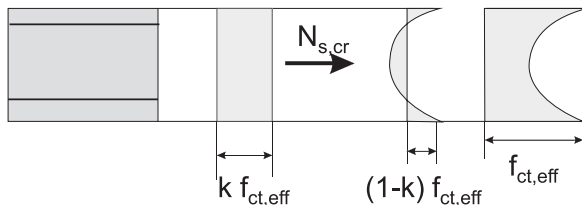


Bild 238: Rissabstand und Rissbreite bei abgeschlossener Rissbildung

Grenzdurchmesser bei Erstrissbildung

$$d_s = \frac{6 w_k E_s f_{ct,eff}}{\sigma_{s,2}^2} \quad \sigma_{s,2} = \frac{N_{s,cr}}{A_s} = A_c k f_{ct,eff} (1 + \rho_s n_0) \quad \text{mit } n_0 = \frac{E_s}{E_c}$$



Grenzdurchmesser bei abgeschlossener Rissbildung

$$d_s = \frac{3,6 w_k \rho_s E_s}{\sigma_{s,2} - 0,4 \frac{\beta f_{ct,eff}}{\rho_s E_s} (1 + n_0 \rho_s)}$$

Bild 239: Rissbreite und Grenzdurchmesser

7.4.2 Ermittlung der Mindestbewehrung nach DIN EN 1994-1-1

Nach DIN EN 1994-1-1, 7.4.2 ist in allen Trägerbereichen mit wahrscheinlicher Rissbildung eine Mindestbewehrung anzuordnen. Als Bereiche wahrscheinlicher Rissbildung sind diejenigen Trägerbereiche anzusehen, in denen sich bei schlaff bewehrten Trägern infolge der charakteristischen Lastkombination rechnerisch Zugbeanspruchungen im Beton ergeben. Bei Trägern mit Spanngliedvorspannung und/oder planmäßig eingepprägten Deformationen ist nach DIN EN 1992-1-1/NA, 7.3.2(4) eine Mindestbewehrung in Bereichen erforderlich, in denen Betondruckspannungen am Querschnittsrand auftreten, die dem Betrag nach kleiner als $1,0 \text{ N/mm}^2$ sind.

Bei der Festlegung der Trägerbereiche mit wahrscheinlicher Rissbildung ist zu bedenken, dass die Beanspruchungen aus dem Schwinden nur mit relativ großer Ungenauigkeit rechnerisch ermittelt werden können und in Verbundträgern zusätzlich aus der Entwicklung der Hydratationswärme primäre und sekundäre Beanspruchungen resultieren, die im Allgemeinen rechnerisch nicht berücksichtigt werden. Bei üblichen Durchlaufträgern, die ohne Eigengewichtsverbund hergestellt werden, ist daher in der Regel über die gesamte Trägerlänge eine Mindestbewehrung erforderlich.

In DIN EN 1994-1-1, 7.4.2 wird die erforderliche Mindestbewehrung in Anlehnung an die Regelungen für den Massivbau aus der bei Erstrissbildung resultierenden Betonstahlspannung und dem für die einzuhaltende Rissbreite w maßgebenden Stabdurchmesser bestimmt. Der Stabdurchmesser kann dabei auch alternativ nach Bild 238 bestimmt werden. Mit der in Bild 48 hergeleiteten Näherungslösung für die Rissnormalkraft bei Erstrissbildung ergeben sich dann die in Bild 240 angegebenen Beziehungen zur Ermittlung der Mindestbewehrung. Bei der Dicke h_c des Betongurtes in Bild 240 ist bei Vollbetonplatten die Gurtstärke und bei Gurten mit senkrecht zur Trägerrichtung verlaufenden Profilblechen die Aufbetondicke oberhalb des Profilbleches für die Berechnung von k_c zugrunde zu legen. Die Betonstahlspannung σ_s ergibt sich dabei in Abhängigkeit vom gewählten Stabdurchmesser nach Tabelle 23. Die darin angegebenen Grenzdurchmesser gelten für eine Betonzugfestigkeit von $2,9 \text{ N/mm}^2$. Da die Rissbreite bei Erstrissbildung nach Bild 238 unmittelbar von der Betonzugfestigkeit abhängt, ist der Stabdurchmesser bei anderen Betonzugfestigkeiten entsprechend Bild 240 umzurechnen. Als effektive Betonzugfestigkeit ist in der Regel der Mittelwert der Betonzugfestigkeit anzusetzen. Dabei ist diejenige Festigkeitsklasse anzunehmen, die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung bzw. die bei Rissbildung zu erwartende Festigkeit nicht ausreichend genau festgelegt werden kann, sollte bei Normalbeton mindestens eine Zugfestigkeit von $3,0 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

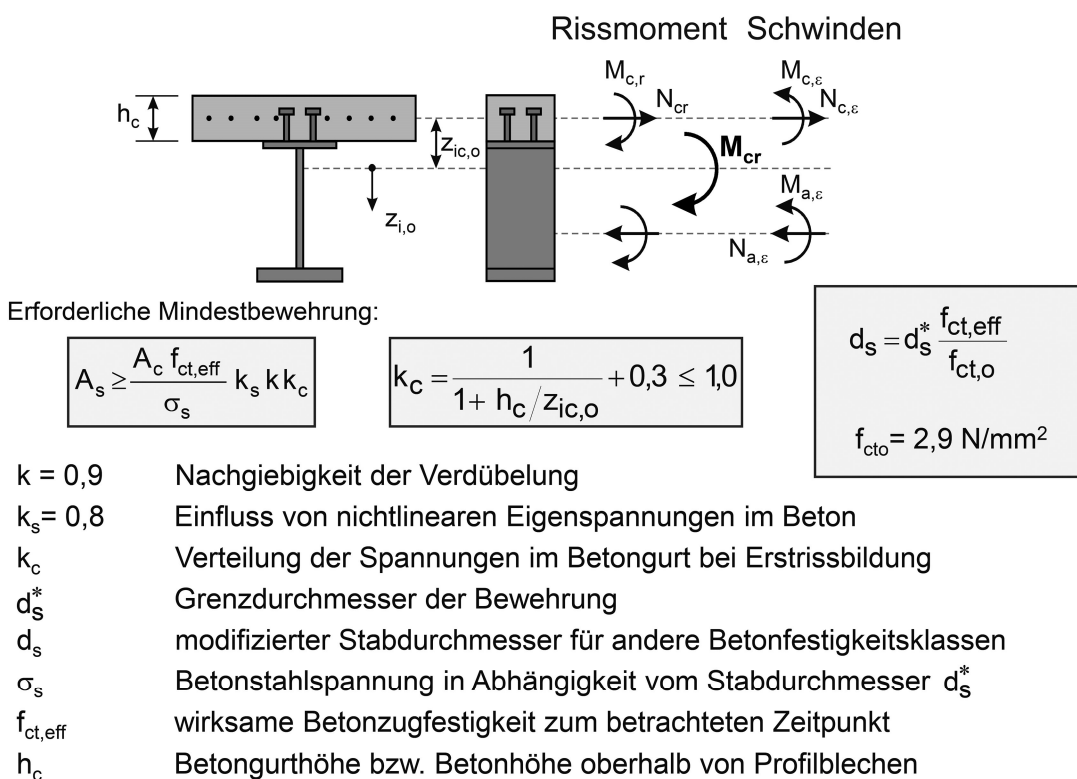


Bild 240: Ermittlung der Mindestbewehrung

Tabelle 23: Grenzdurchmesser nach DIN EN 1994-1-1, Tabelle 7.1 und DIN EN 1992/NA in Abhängigkeit von der Betonstahlspannung

DIN EN 1994-1-1				DIN EN 1992-1-1/NA			
σ_s [N/mm ²]	Grenzdurchmesser d_s^* für			σ_s [N/mm ²]	Grenzdurchmesser d_s^* für		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$		$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	40	32	25	160	54	41	27
200	32	25	16	200	35	26	17
240	20	16	12	240	24	18	12
280	16	12	8	280	18	13	9
320	12	10	6	320	14	10	7
360	10	8	5	360	11	8	5
400	8	6	4	400	9	7	4
450	6	5	–	450	7	5	3

Die in DIN EN 1994-1-1, Tabelle 7.1 angegebenen Werte weichen teilweise von den Grenzdurchmessern nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 7.2 DE ab. Die dort angegebenen Grenzdurchmesser wurden mit der vereinfachten Beziehung nach Bild 239 ermittelt. Es ergeben sich dann geringfügig größere Grenzdurchmesser, was zu einer etwas wirtschaftlicheren Bemessung führt. Die Werte können auch für Verbundträger verwendet werden.

Die erforderliche Mindestbewehrung ist entsprechend der resultierenden Zugkraft des Betongurtes im ungerissenen Zustand auf die obere und untere Bewehrungslage zu verteilen. Bei Trägern mit Profilblech-Verbunddecken darf auf eine untere Bewehrungslage verzichtet werden.

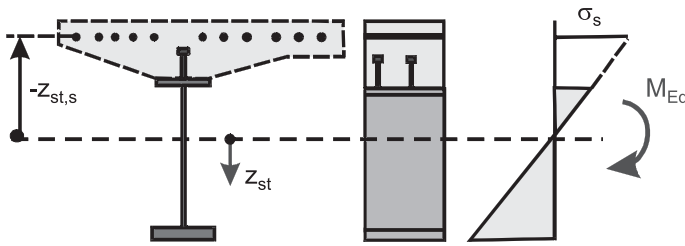
Wenn die Betongurte in Querrichtung eine veränderliche Dicke aufweisen, ist bei der Ermittlung der Mindestbewehrung die lokale Betongurtdicke zugrunde zu legen.

7.4.3 Begrenzung der Rissbreite infolge direkter Einwirkungen

7.4.3.1 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

In Trägerbereichen, in denen der für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderliche Bewehrungsquerschnitt den Mindestbewehrungsquerschnitt nach Bild 240 überschreitet, ist die Betonstahlspannung entweder in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser nach Tabelle 23 oder in Abhängigkeit vom Stababstand nach Tabelle 24 zu beschränken. Die Spannungen sind bei diesem Nachweis für die maßgebende Einwirkungskombination (siehe Tabelle 22) und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu ermitteln. Dies erfolgt nach Bild 241. Die Betonstahlspannung ergibt sich aus der am reinen Zustand-II-Querschnitt ermittelten Spannung $\sigma_{s,2}$ infolge M_{Ed} zuzüglich des in Bild 241 angegebenen additiven Anteils $\Delta\sigma_s$, der den Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen erfasst [137]. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich der Querschnitt im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung befindet. Die Spannungen im Betonstahl ergeben sich dann aus den in Bild 241 zusammengestellten Beziehungen (siehe hierzu auch Abschnitt 5.4.2.3, Bild 49).

Im Regelfall wird der Nachweis mithilfe der Stababstände nach Tabelle 24 geführt, da sie für das abgeschlossene Rissbild hergeleitet wurden. Der Nachweis kann alternativ auch mit den in Bild 239 angegebenen Grenzdurchmessern für das abgeschlossene Rissbild geführt werden.



Betonstahlspannung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen:

$$\sigma_s = \sigma_{s,2} + \Delta\sigma_s \quad \alpha_{st} = \frac{A_{st} J_{st}}{A_a J_a} \quad \beta = 0,4$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{J_{st}} z_{st,s} + \beta \frac{f_{ct,eff}}{\rho_s \alpha_{st}} \quad \rho_s = \frac{A_s}{A_c} \quad \text{Bewehrungsgrad}$$

Bild 241: Nachweis der Rissbreitenbeschränkung bei abgeschlossener Rissbildung

Tabelle 24: Höchstwerte der Stababstände von Betonstählen

σ_s [N/mm ²]	Stababstände in [mm] für		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

7.4.3.2 Direkte Berechnung der Rissbreite

Ein Nachweis mithilfe einer direkten Berechnung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 kann alternativ geführt werden (siehe Bild 242). Bei Anwendung der Regelungen von DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 für Verbundträger ist zu beachten, dass die maßgebende Spannung im Betonstahl am Riss unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen am Verbundquerschnitt, d. h. unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zu ermitteln ist (siehe Bild 241).

aus, so ergeben sich aus den in Bild 243 dargestellten Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen die auf den Beton- und Spannstahl einwirkenden Spannungen. Wie aus der Beziehung zur Ermittlung der Betonstahlspannung σ_s ersichtlich ist, kann bei Erstrissbildung der Spannstahl bei der Ermittlung der Mindestbewehrung mit der reduzierten Querschnittsfläche $\xi_1 A_p$ angerechnet werden. Siehe hierzu auch DIN EN 1992-1-1, 7.3.2(3).

Bei abgeschlossener Rissbildung kann die Verteilung der Spannungen auf den Spannstahl und die Bewehrung vereinfacht aus den in Bild 244 dargestellten Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen bestimmt werden.

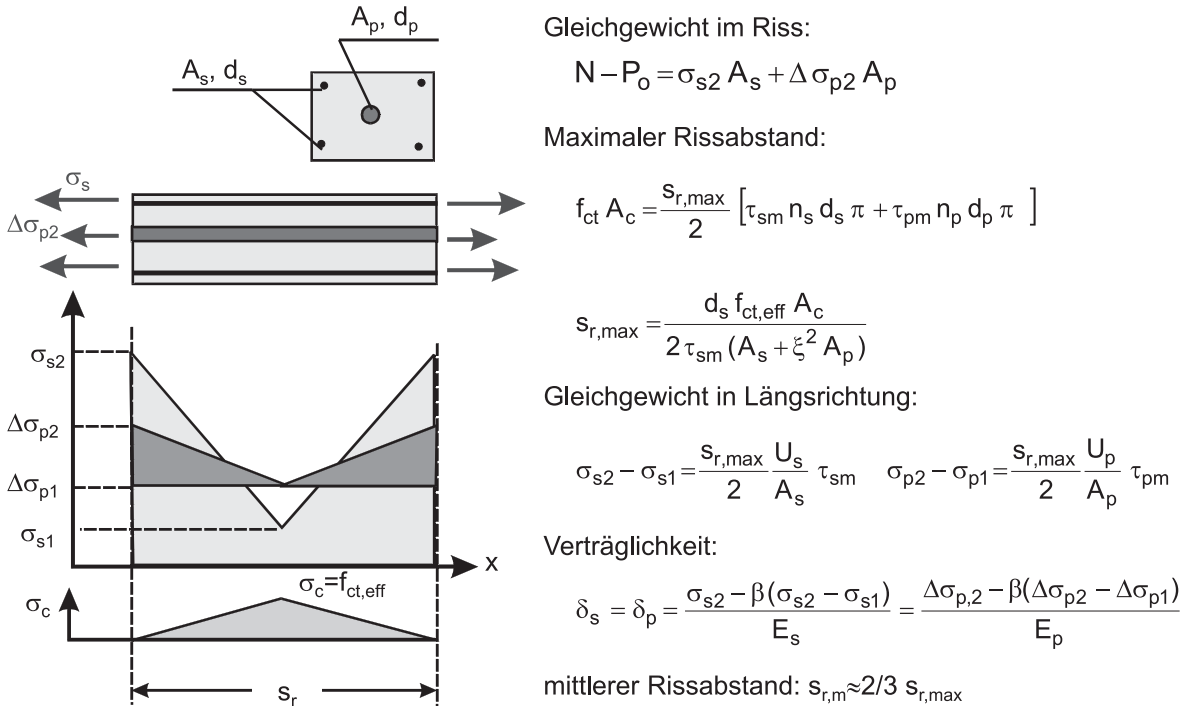


Bild 244: Verteilung der Spannungen im Beton- und Spannstahl bei abgeschlossener Rissbildung

Zur Ermittlung der Beton- und Spannstahlspannungen am Verbundquerschnitt muss zusätzlich der Einfluss aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei der Berechnung der Teilchnittgrößen des Betongurtes nach Bild 245 berücksichtigt werden.

Hierzu wird zunächst die im Riss wirkende Spannung im Beton- und Spannstahl unter der Annahme gleicher Verbundeigenschaften bestimmt, wobei anstelle des Bewehrungsgrades ρ_s der Bewehrungsgrad ρ_{tot} nach Bild 245 zu berücksichtigen ist. Mit dieser Spannung wird anschließend die lokale Umlagerung auf den Beton- und Spannstahl unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens nach Bild 245 ermittelt.

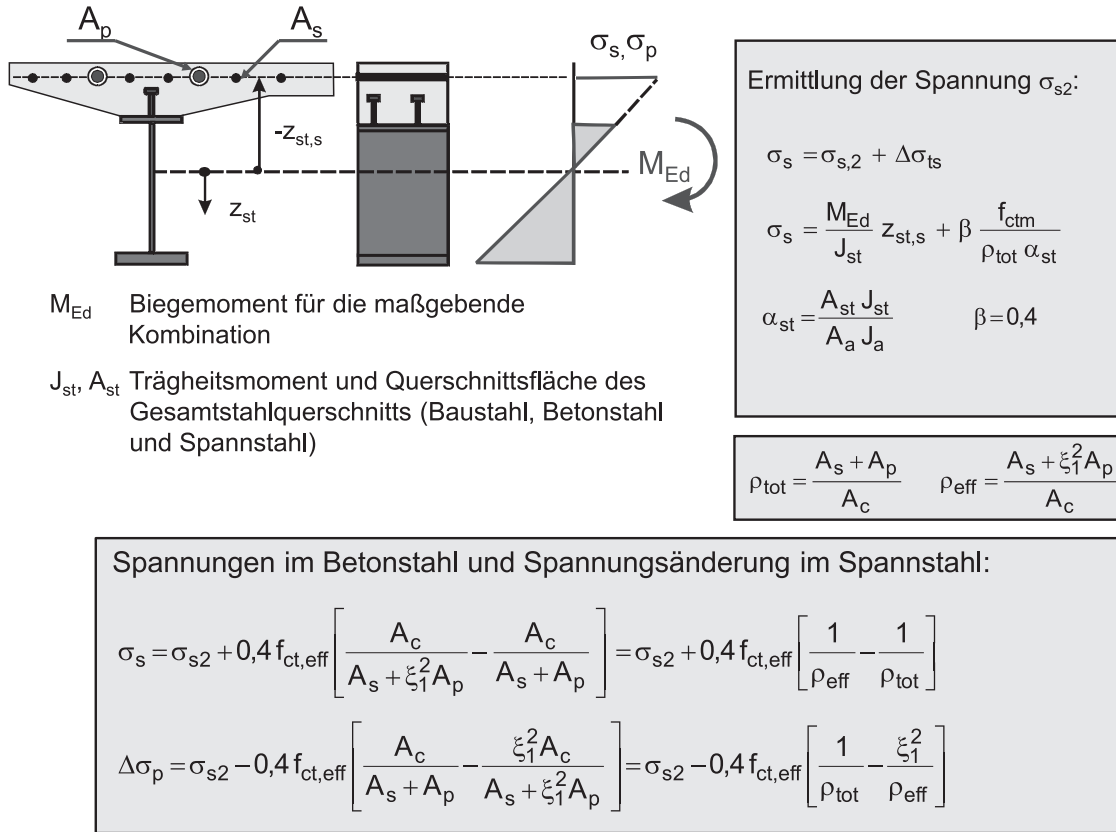


Bild 245: Ermittlung der Beton- und Spannstahlspannungen bei Verbundträgern unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Spann- und Betonstahl

7.5 Stabilitätsnachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Wenn bei Querschnitten der Klasse 4 der Nachweis der Beulsicherheit mithilfe der Methode der effektiven Querschnitte geführt wird, kann wegen der Ausnutzung der überkritischen Tragreserven der Fall eintreten, dass unter Gebrauchslasten ein Beulen der Stegbleche auftritt. Da dies in der Regel unter Verkehrslasten auftritt, kommt es zu sich ständig wiederholenden Beulverformungen, die als Stegblechatmen bezeichnet werden. In DIN EN 1993-2/NA wird im Kapitel 7.4 (Bild 246) eine Begrenzung des Stegblechatmens gefordert. Dieser Nachweis kann auch im Hochbau erforderlich werden, wenn die Bauteile durch ermüdungswirksame Einwirkungen beansprucht werden, da ansonsten Ermüdungsprobleme in den Schweißnähten zwischen Steg und Gurt im Bereich von Quersteifen und bei nicht ausgesteiften Trägern an den Auflagersteifen auftreten können.

Eine Beulproblematik im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann auch bei Querschnitten der Klassen 1 oder 2 vorliegen, wenn nach Bild 246 der Querschnitt bei positiver Momentenbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollplastisch nachgewiesen wird. In diesem Zustand wird der Stahlquerschnitt in der Regel auf Zug beansprucht, sodass keine Beulgefahr besteht. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann der Steg dagegen bei Berücksichtigung der Belastungsgeschichte und der Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden nennenswerte Druckbeanspruchungen aufweisen, die zu einem Beulen unter Gebrauchslasten führen können. Auf diesen Sachverhalt wird in DIN EN 1994-2/NA im NCI zu 7.2.2(5) hingewiesen. Für die Stege ist dann ein Beulnachweis nach DIN 1993-1-5, Abschnitt 10 für die charakteristische Einwirkungskombination zu führen.

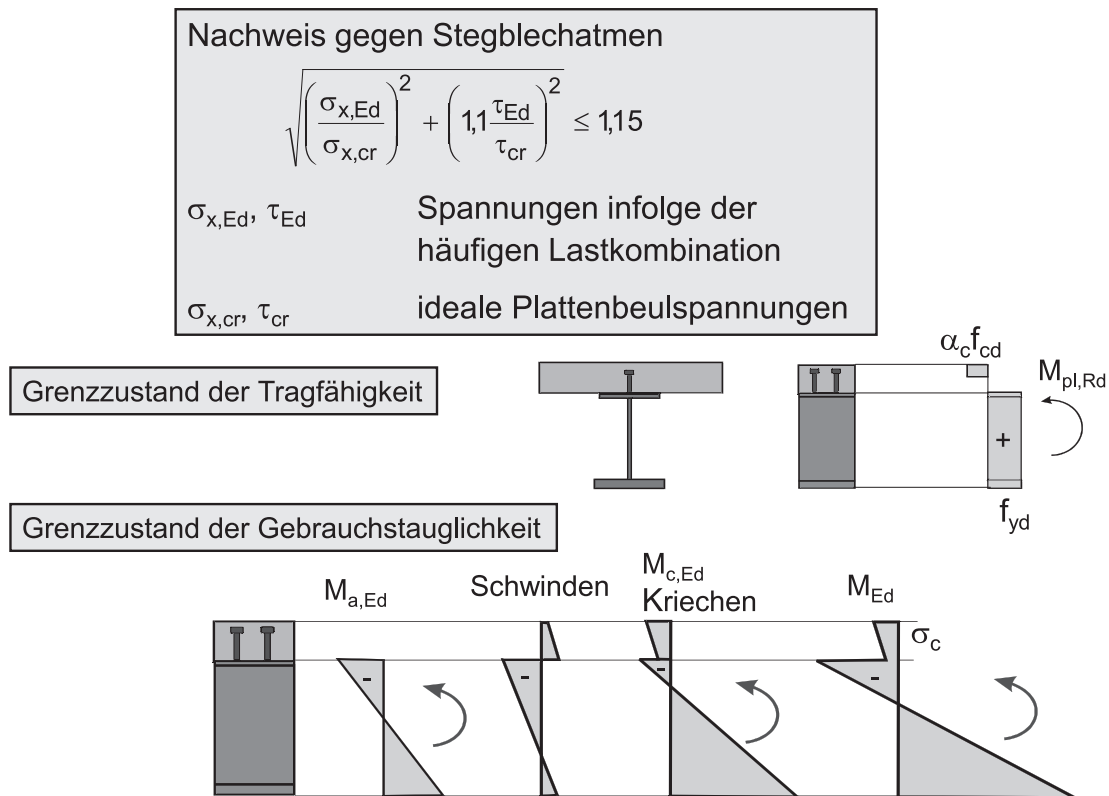


Bild 246: Nachweis gegen Stegblechatmen und Beulnachweis für Querschnitte der Klasse 1 oder 2 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit