

DIN EN 1992-2



ICS 91.010.30; 91.080.40; 93.040

Ersatz für
DIN EN 1992-2:2007-02

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken –
Teil 2: Betonbrücken –
Bemessungs- und Konstruktionsregeln;
Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008**

Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 2: Concrete bridges –
Design and detailing rules;
German version EN 1992-2:2005 + AC:2008

Eurocode 2: Calcul des structures en béton –
Partie 2: Ponts en béton –
Calcul et dispositions constructives;
Version allemande EN 1992-2:2005 + AC:2008

Gesamtumfang 100 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN



Nationales Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1992-2:2005 + AC:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Auf nationaler Ebene ist im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. der NABau-Arbeitsausschuss NA 005-07-20 AA „Betonbrücken“ (CEN/TC 205/SC 2/PT 2) als Spiegelgremium zuständig.

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 25. April 2005 angenommen.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Der Beginn und das Ende des hinzugefügten oder geänderten Textes wird im Text durch die Textmarkierungen AC AC angezeigt.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1992-2:1997-10 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vornorm-Charakter wurde aufgehoben;
- b) die Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute sind eingearbeitet und der Text ist vollständig überarbeitet worden;
- c) sprachlich wurde weitgehend die Terminologie von DIN 1045-1 übernommen.

Gegenüber DIN EN 1992-2:2007-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Vorgänger-Norm mit der europäischen Berichtigung EN 1992-2/AC:2008 konsolidiert;
- b) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1992-2: 1997-10
DIN EN 1992-2: 2007-02

Deutsche Fassung

**Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion
von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken —
Teil 2: Betonbrücken —
Bemessungs- und Konstruktionsregeln**

Eurocode 2: Design of concrete structures —
Part 2: Concrete bridges —
Design and detailing rules

Eurocode 2: Calcul des structures en béton —
Partie 2: Ponts en béton —
Calcul et dispositions constructives

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 25. April 2005 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 30. Juli 2009 in Kraft und wurde in EN 1993-2:1992-2:2005 eingearbeitet.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

© 2008 CEN Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. Nr. EN 1992-2:2005 + AC:2008 D

Inhalt

	Seite
Vorwort	7
Hintergrund des Eurocode-Programms	7
Status und Gültigkeitsbereich des Eurocode	7
Nationale Normen, die Eurocodes implementieren	7
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN's und ETA's)	7
Zusätzliche Informationen, spezifisch für EN 1992-2 und in Verbindung mit EN 1992-1-1	7
Nationaler Anhang für EN 1992-2	9
1 Allgemeines	9
1.1 Anwendungsbereich	9
1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 2	9
1.106 Formelzeichen	10
2 Grundlagen für die Tragwerksplanung	15
3 Baustoffe	15
3.1 Beton	15
3.1.2 Festigkeiten	15
3.1.6 Bemessungswert der Betondruck- und Zugfestigkeit	16
3.2 Betonstahl	16
3.2.4 Duktilitätsmerkmale	16
4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung	16
4.2 Umgebungseinflüsse	17
4.3 Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit	17
4.4 Nachweisverfahren	17
4.4.1 Betondeckung	17
5 Ermittlung der Schnittgrößen	18
5.1 Allgemeines	18
5.1.1 Grundlagen	18
5.1.3 Lastfälle und Kombinationen von Einwirkungen	19
5.2 Imperfektionen	19
5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen	19
5.3.1 Tragwerksmodelle für statische Berechnungen	19
5.3.2 Geometrische Angaben	19
5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung	20
5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie	20
5.6.1 Allgemeines	20
5.6.2 Plastische Berechnung für Balken, Rahmen und Platten	21
5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation	21
5.7 Nichtlineare Verfahren	21
5.8 Berechnungen der Effekte aus Theorie II. Ordnung mit Normalkraft	22
5.8.3 Vereinfachter Nachweis für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung	22
5.8.4 Kriechen	22
5.10 Tragwerke aus Spannbeton	22
5.10.1 Allgemeines	22
5.10.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit	23
6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	23
6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft	23
6.2 Querkraft	25
6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	25

6.2.3	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	27
6.2.4	Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten	30
6.2.5	Schubkraftübertragung in Fugen	32
6.2.106	Querkraft und Querbiegung	32
6.3	Torsion.....	32
6.3.2	Nachweisverfahren.....	32
6.7	Teilflächenbelastung.....	35
6.8	Nachweis gegen Ermüdung	35
6.8.1	Allgemeines	35
6.8.4	Nachweisverfahren für Beton- und Spannstahl	36
6.8.7	Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung	36
6.109	Membranelemente	37
7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	39
7.2	Begrenzung der Spannungen	39
7.3	Begrenzung der Rissbreiten.....	39
7.3.1	Allgemeines	39
7.3.2	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite.....	40
7.3.3	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung	42
7.3.4	Berechnung der Rissbreite.....	42
7.4	Begrenzung der Biegeverformungen	42
7.4.1	Allgemeines	42
8	Allgemeine Bewehrungsregeln.....	43
8.9	Stabbündel	43
8.9.1	Allgemeines	43
8.10	Spannglieder.....	43
8.10.3	Verankerungsbereiche bei Spanngliedern mit nachträglichem oder ohne Verbund	43
8.10.4	Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder	44
9	Konstruktionsregeln	45
9.1	Allgemeines	45
9.2	Balken	45
9.2.2	Querkraftbewehrung	45
9.5	Stützen.....	46
9.5.3	Querbewehrung	46
9.7	Wandartige Träger	46
9.8	Gründungen	46
9.8.1	Pfahlkopfplatten und -balken	46
9.10	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen	46
10	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen	46
10.1	Allgemeines	47
10.9	Bemessungs- und Konstruktionsregeln	47
10.9.7	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen	47
11	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton	47
11.9	Konstruktionsregeln	47
12	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton.....	47
113	Bemessung für Bauzustände	47
113.1	Allgemeines	47
113.2	Einwirkungen während der Bauausführung.....	48
113.3	Nachweiskriterien.....	48
113.3.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	48
113.3.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	48

Anhang A (informativ) Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe	50
Anhang B (informativ) Kriechen und Schwinden.....	51
B.100 Allgemeines.....	51
B.103 Hochfester Beton	52
B.103.1 Chemisches Schwinden.....	52
B.103.2 Trocknungsschwinden.....	53
B.103.3 Kriechen.....	53
B.103.4 Grundfließen.....	53
B.103.5 Trocknungsfließen.....	54
B.104 Experimentelle Untersuchungsverfahren	54
B.104.1 Chemisches Schwinden.....	54
B.104.2 Trocknungsschwinden.....	55
B.104.3 Grundfließen.....	55
B.104.4 Trocknungsfließen.....	55
B.105 Abschätzung der verzögerten Langzeitverformungen	56
Anhang C (normativ) Eigenschaften von Betonstählen, die mit diesem Eurocode zu verwenden sind.....	57
Anhang D (informativ) Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten	57
Anhang E (informativ) Indikative Festigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit.....	57
Anhang F (informativ) Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand	58
F.1 Allgemeines.....	58
Anhang G (informativ) Boden-Bauwerk-Wechselwirkungen	60
Anhang H (informativ) Nachweis am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung.....	60
Anhang I (informativ) Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben	60
I.1.2 Modellierung und Berechnung als Rahmen	60
I.1.3 Ungleiche Stützweiten.....	60
I.2 Wandscheiben.....	60
Anhang J (informativ) Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele.....	61
J.104 Teilflächenbelastung	61
J.104.1 Auflagerbereiche bei Brücken.....	61
J.104.2 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund.....	62
Anhang KK (informativ) Auswirkungen auf das Tragwerk aus zeitabhängigen Effekten des Betonverhaltens.....	64
KK.1 Einleitung.....	64
KK.2 Allgemeine Vorbetrachtungen.....	64
KK.3 Allgemeine Methode.....	65
KK.4 Inkrementelle Methode.....	66
KK.5 Anwendung von linear-viskoelastischen Ansätzen	66
KK.6 Methode mit Alterungsbeiwert	68
KK.7 Vereinfachte Formeln	68
Anhang LL (informativ) Beton-Schalenelemente	70
Anhang MM (informativ) Querkraft und Querbiegung	77
Anhang NN (informativ) Schadensäquivalente Spannungen für den Ermüdungsnachweis.....	79
NN.1 Allgemeines.....	79
NN.2 Straßenbrücken.....	79
NN.2.1 Beton- und Spannstahl	79
NN.3 Eisenbahnbrücken.....	82
NN.3.1 Beton- und Spannstahl	82
NN.3.2 Beton unter Druckspannungen	86

Anhang OO (informativ) Typische Diskontinuitäts(D)-Bereiche bei Brücken	89
OO.1 Querträger mit direkter Lagerung eines Hohlkastenüberbaus auf der Stützung	89
OO.2 Querträger mit indirekter Lagerung eines Überbaus auf der Stützung	91
OO.3 Querträger in monolithischen Pfeiler-Überbau-Verbindungen.....	92
OO.4 Querträger in Überbauten aus zweistegigen Plattenbalken bei Stützungen unter den Stegen.....	93
Anhang PP (informativ) Sicherheitsformat für nichtlineare Berechnungen	95
PP.1 Praktische Anwendung.....	95
Anhang QQ (informativ) Beschränkung der Schubrisse in Stegen	98

Bilder

Bild 6.3 — Definition von λ_{sl} in Gleichung (6.2)	27
Bild 6.101 — Verteilung der Vorspannung auf die Gurte durch Aufweitungen an den Enden	28
Bild 6.102N — Überlagertes Widerstandsmodell für Beanspruchung aus Querkraft	29
Bild 6.103 — Diagonale Spannungsfelder durch eine Verbindungsfuge im Steg	30
Bild 6.7 — Bezeichnungen für den Anschluss von Gurt und Steg	31
Bild 6.104 — Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kastenquerschnittes	33
Bild 6.105 — Veränderung des Torsionsverhaltens durch die Veränderung von einer geschlossenen zu einer offenen Verbindungsfuge	35
Bild 6.106 — Membranelement.....	38
Bild 7.101 — Beispiel für eine Unterteilung eines gegliederten Querschnitts zur Berechnung der Rissbildung	41
Bild J.107 — Gleitmodell.....	62
Bild LL.1 — Schalenelement	70
Bild LL.2 — Das Sandwich-Modell.....	71
Bild LL.3a — Normalbeanspruchungen und Biegemomente in der äußeren Schicht	73
Bild LL.3b — Membran-Schubbeanspruchung und Drillmomente in der äußeren Schicht	74
Bild MM.1 — Innere Schnittgrößen an einem Scheibenelement	77
Bild MM.2 — Verändertes Sandwich-Modell.....	78
Bild NN.1 — $\lambda_{s,1}$-Beiwert für den Ermüdungsnachweis im Bereich des Zwischenauflagers.....	80
Bild NN.2 — $\lambda_{s,1}$-Beiwert für den Ermüdungsnachweis im Feld und an lokalen Bauteilen.....	81
Bild OO.1 — Horizontalschub und Lagerreaktion.....	89
Bild OO.2 — Torsion im Überbau und Lagerreaktion	89
Bild OO.3 — Stabwerkmodell für einen massiven Querträger ohne Durchgang.....	90
Bild OO.4 — Stabwerkmodell für einen massiven Querträger mit Durchgang.....	90
Bild OO.5 — Querträger mit indirekter Unterstützung. Stabwerkmodell.....	91
Bild OO.6 — Querträger mit indirekter Stützung. Verankerung der Aufhängebewehrung.....	91
Bild OO.7 — Querträger mit indirekter Unterstützung. Bügel als Aufhängebewehrung	92

Bild OO.8 — Aufgelöster Querträger in monolithischer Verbindung mit dem Unterbau. Vergleichssystem aus Druck- und Zugstreben	92
Bild OO.9 — Horizontalschub und Lagerreaktion	93
Bild OO.10 — Torsion in der Fahrbahnplatte und Lagerreaktion	93
Bild OO.11 — Stabwerkmodell für einen typischen Querträger einer Platte	94
Bild PP.1 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes bei skalar-unterproportionalem Verhalten	95
Bild PP.2 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes bei skalar-überproportionalem Verhalten	96
Bild PP.3 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes für unterproportionales Verhalten der vektoriellen (M,N)-Kombinationen	96
Bild PP.4 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes für überproportionales Verhalten der vektoriellen (M,N)-Kombinationen	97

Vorwort

Diese Europäische Norm (EN 1992-2:2005 + AC:2008) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis April 2006, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1992-2:1997.

Hintergrund des Eurocode-Programms

Siehe EN 1992-1-1.

Status und Gültigkeitsbereich des Eurocode

Siehe EN 1992-1-1.

Nationale Normen, die Eurocodes implementieren

Siehe EN 1992-1-1.

Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN's und ETA's)

Siehe EN 1992-1-1.

Zusätzliche Informationen, spezifisch für EN 1992-2 und in Verbindung mit EN 1992-1-1

EN 1992-2 beschreibt die Prinzipien und Anforderungen für Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit zusammen mit spezifischen Angaben für den Brückenbau. Sie basiert auf dem Konzept der Definition von Grenzzuständen, das in Verbindung mit der Teilsicherheits-Methode verwendet wird.

- EN 1992-2 beschreibt die Prinzipien und Anforderungen für die Planung von Brücken zusätzlich zu den in EN 1992-1-1 angeführten. Alle relevanten Abschnitte aus EN 1992-1-1 sind für die Bemessung von Brücken anwendbar, wenn sie nicht durch die EN 1992-2 im Speziellen gelöscht oder modifiziert worden sind. Es wird als sinnvoll erachtet, in EN 1992-2 einige Inhalte in der Form von neuen Absätzen oder Verstärkungen der Abschnitte aus EN 1992-1-1 einzuführen, die nicht brückenspezifisch sind und streng genommen zu EN 1992-1-1 gehören. Diese neuen Absätze und Verstärkungen sind als gültige Interpretationen der EN 1992-1-1 aufzufassen und Bemessungen, die die Anforderungen von EN 1992-2 erfüllen, sind erklärtermaßen übereinstimmend mit den Prinzipien der EN 1992-1-1.

- Absätze in EN 1992-2, die entsprechende in EN 1992-1-1 modifizieren, sind mit dem Zusatz von '100' zu dem zugehörigen Absatz aus EN 1992-1-1 bezeichnet.
- Wenn zusätzliche Absätze oder Unterpunkte in EN 1992-2 eingeführt werden, entstehen die Nummerierungen durch Addition von '101' zum letztem relevanten Absatz in EN 1992-1-1.

Für die Planung neuer Tragwerke ist die direkte Anwendung der EN 1992-2 mit anderen Teilen von EN 1992 sowie den Eurocodes EN 1990, 1991, 1997, 1998 vorgesehen.

EN 1992-2 dient auch als Referenzdokument für andere CEN/TC, die sich mit Tragwerken auseinander setzen.

Die Anwendung von EN 1992-2 ist gedacht für:

- Komitees zur Erstellung von Spezifikationen für Bauprodukte, Normen für Prüfverfahren sowie Normen für die Bauausführung;
- Auftraggeber (z. B. für die Formulierung ihrer spezieller Anforderungen an Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit);
- Tragwerksplaner und Ausführende;
- zuständige Behörden.

Die Zahlenwerte für Teilsicherheitsbeiwerte und andere Parameter, die die Zuverlässigkeit festlegen, gelten als Empfehlungen, mit denen ein akzeptables Sicherheitsniveau erreicht werden soll. Bei ihrer Festlegung wurde vorausgesetzt, dass ein angemessenes Niveau der Ausführungsqualität und Qualitätsprüfung vorhanden ist. Wird EN 1992-2 von anderen CEN/TC als Grundlage benutzt, müssen die gleichen Werte benutzt werden.

Nationaler Anhang für EN 1992-2

Diese Norm enthält Werte mit Hinweisen, wo eine nationale Wahlmöglichkeit besteht. Dazu sollte bei der Übernahme von EN 1992-2 als nationale Norm ein Nationaler Anhang alle national festgelegten Parameter enthalten, die beim Bau für die Bemessung und Konstruktion von Brücken im jeweiligen Land verwendet werden.

Nationale Festlegungen sind in EN 1992-2 in folgenden Abschnitten möglich:

3.1.2 (102)P	5.3.2.2 (104)	6.8.1 (102)	9.1 (103)
3.1.6 (101)P	5.5 (104)	6.8.7 (101)	9.2.2 (101)
3.1.6 (102)P	5.7 (105)	7.2 (102)	9.5.3 (101)
3.2.4 (101)P	6.1 (109)	7.3.1 (105)	9.7 (102)
4.2 (105)	6.1 (110)	7.3.3 (101)	9.8.1 (103)
4.2 (106)	6.2.2 (101)	7.3.4 (101)	11.9 (101)
4.4.1.2 (109)	6.2.3 (103)	8.9.1 (101)	113.2 (102)
5.1.3 (101)P	6.2.3 (107)	8.10.4 (105)	113.3.2 (103)
5.2 (105)	6.2.3 (109)	8.10.4 (107)	

An den Stellen, wo in dieser Norm auf Nationale Behörden verwiesen wird, sollte dieser Begriff in dem Nationalen Anhang des jeweiligen Landes definiert werden.

1 Allgemeines

Die folgenden Abschnitte von EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4

1.1 Anwendungsbereich

1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 2

(101)P Teil 2 des Eurocode 2 gibt eine Grundlage für die Bemessung und konstruktive Durchbildung von Brücken und Teilen von Brücken aus unbewehrtem Beton sowie Stahl- und Spannbeton, die mit normalen oder leichten Gesteinskörnungen hergestellt werden.

(102)P Die folgenden Inhalte werden in Teil 2 geregelt:

- 1: Allgemeines
- 2: Grundlagen für die Tragwerksplanung
- 3: Baustoffe
- 4: Dauerhaftigkeit und Betondeckung
- 5: Ermittlung der Schnittgrößen
- 6: Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

- 7: Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- 8: Allgemeine Bewehrungsregeln
- 9: Konstruktionsregeln
- 10: Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
- 11: Zusätzliche Regeln für Tragwerke aus Leichtbeton
- 12: Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton
- 113: Bemessung für Bauzustände

1.106 Formelzeichen

Im Rahmen dieser Norm werden die folgenden Formelzeichen verwendet.

ANMERKUNG Die verwendeten Bezeichnungen basieren auf ISO 3898:1987. So weit wie möglich sind Symbole mit nur einer einzigen Bedeutung verwendet worden. Trotzdem können einige unter Umständen und in Abhängigkeit von ihrer Einbindung in einen anderen Zusammenhang mehr als eine Bedeutung haben.

Große lateinische Buchstaben

A	außergewöhnliche Einwirkung
A	Querschnittsfläche
A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
A_{ct}	Betonfläche in der Zugzone
A_p	Querschnittsfläche des Spannstahls oder Zuggliedes
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
$A_{s,min}$	Querschnittsfläche der Mindestbewehrung
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraft- und Torsionsbewehrung
D	Biegerollendurchmesser
D_{Ed}	Schädigungssumme (Ermüdung)
E	Auswirkung der Einwirkung
$E_c, E_{c(28)}$	Elastizitätsmodul für Normalbeton als Tangentenmodul im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie allgemein und nach 28 Tagen
$E_{c,eff}$	effektiver Elastizitätsmodul des Betons
E_{cd}	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekantenmodul
$E_c(t)$	Elastizitätsmodul für Normalbeton als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie und nach t Tagen
E_p	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Spannstahl
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
EI	Biegesteifigkeit
EQU	statisches Gleichgewicht
F	Einwirkung
F_d	Bemessungswert einer Einwirkung
F_k	charakteristischer Wert einer Einwirkung
G_k	charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

I	Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts
J	Kriechfunktion
K_c	Faktor für Rissbreitenbeschränkung und Kriecheffekte
K_s	Faktor für den Bewehrungsbeitrag
L	Länge
M	Biegemoment
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments im Bemessungsquerschnitt
M_{rep}	Rissmoment aus Biegung
N	Normalkraft
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Zug oder Druck)
P	Vorspannkraft
P_0	aufgebrachte Höchstkraft am Spannanker während des Spannens
Q_k	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
Q_{fat}	charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung beim Nachweis gegen Ermüdung
R	Widerstand oder Funktion der Relaxation
S	Schnittgrößen
S	Flächenmoment ersten Grades
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – GZG (Serviceability limit state)
T	Torsionsmoment
T_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit – GZT (Ultimate limit state)
V	Querkraft
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
Vol	Verkehrsaufkommen
X	empfohlene Obergrenze von gekoppelten Spanngliedern in einem Schnitt in Prozent

Kleine lateinische Großbuchstaben

a	Abstand
a	geometrische Angabe
Δa	Sicherheitselement für eine geometrische Angabe
b	Breite eines Querschnitts, oder Breite des Gurtes eines T- oder L-Trägers
b_w	Breite des Steges eines T-, I- oder L-Trägers
c_{min}	Mindestbetondeckung
d	Durchmesser; Tiefe
d	statische Nutzhöhe
d_g	Durchmesser des Größtkorns einer Gesteinskörnung
e	Lastausmitte (Exzentrizität)

f	Frequenz
f_c	einaxiale Druckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ctb}	Zugfestigkeit vor der Erstrissbildung im biaxialen Spannungszustand
f_{ctk}	charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons
f_{ctx}	sinnvoll gewählte Zugfestigkeit für die Ermittlung des Rissmoments
f_p	Zugfestigkeit des Spannstahls
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
$f_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{0,2k}$	charakteristischer Wert der 0,2 %-Dehngrenze des Betonstahls
f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
f_y	Streckgrenze des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{ywd}	Bemessungswert der Streckgrenze von Querkraftbewehrung
h	Höhe
h	Gesamthöhe eines Querschnitts
i	Trägheitsradius
k	Beiwert; Faktor
l	Länge, Stützweite oder Spannweite
m	Masse oder Schnittgrößen des Plattenanteils
n	Schnittgrößen des Scheibenanteils
q_{ud}	erreichter Maximalwert der Kombination von Einwirkungen in einer nichtlinearen Berechnung
r	Radius oder Korrekturfaktor für Vorspannung
$1/r$	Krümmung in einem bestimmten Schnitt
s	Rissabstand
t	Dicke
t	angenommene Zeit
t_0	Betonalter zu Belastungsbeginn
u	Umfang eines Beton-Querschnitts mit der Fläche A_c
u	Argument des Verschiebungsvektors

v	Ordinaten des Verschiebungsvektors
w	Ordinaten des Verschiebungsvektors
x	Höhe der Druckzone
x, y, z	Koordinaten
x_u	Druckzonenhöhe im GZT nach Umlagerung
z	Hebelarm der inneren Kräfte

Große griechische Buchstaben

Φ	dynamischer Beiwert nach EN 1991-2
--------	------------------------------------

Kleine griechische Buchstaben

α	Winkel; Verhältnis; Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten oder Verhältnis zwischen Hauptspannungen
α_e	E_s/E_{cm} -Verhältnis
α_h	Abminderungsfaktor für θ_l
β	Winkel; Verhältnis; Beiwert
γ	Teilsicherheitsbeiwert
γ_A	Teilsicherheitsbeiwerte für außergewöhnliche Einwirkungen A
γ_C	Teilsicherheitsbeiwerte für Beton
γ_F	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen F
$\gamma_{F,fat}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Ermüdungsbeanspruchung
$\gamma_{C,fat}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonermüdung
γ_O	globale Teilsicherheit
γ_G	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen, G
γ_M	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Schwankungen der Baustoffeigenschaft selbst sowie geometrischen Abweichungen und Unsicherheiten des verwendeten Bemessungsmodells
γ_P	Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkung infolge Vorspannung, P
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen, Q
γ_S	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl
$\gamma_{S,fat}$	Teilsicherheitsbeiwerte für Betonstahl und Spannstahl beim Nachweis gegen Ermüdung
γ_f	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_g	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_m	Teilsicherheitsbeiwerte für eine Baustoffeigenschaft allein unter Berücksichtigung von Schwankungen der Baustoffeigenschaft selbst
δ	Inkrement, Umlagerungsverhältnis

ξ	Kriechumlagerungsfunktion oder Verbundfestigkeitsverhältnis
ζ	Abminderungsbeiwert / Verteilungsbeiwert
ε_c	Betonstauchung
ε_{ca}	chemisches Schwinden
ε_{cc}	Kriechverformung
ε_{cd}	Trocknungsschwinden
ε_{cl}	Stauchung des Betons unter Maximalspannung f_c
ε_{cu}	rechnerische Bruchdehnung des Betons
ε_u	rechnerische Bruchdehnung des Beton- oder Spannstahls
ε_{uk}	charakteristische Bruchdehnung des Beton- oder Spannstahls
θ	Winkel
θ_l	Neigungswinkel geometrischer Imperfektionen
λ	Schlankheit oder schädigungsäquivalenter Faktor für Ermüdung
μ	Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
ν	Querdehnzahl
ν	Abminderungsbeiwert für unter Querkraftbeanspruchung gerissenen Beton
ρ	ofentrockene Dichte des Betons in kg/m ³
$\rho_{1\,000}$	Verlust aus Relaxation (in %), 1 000 Stunden nach Aufbringung der Vorspannung bei einer mittleren Temperatur von 20 °C
ρ_l	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
ρ_w	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung
σ_c	Spannung im Beton
σ_{cp}	Spannung im Beton aus Normalkraft oder Vorspannung
σ_{cu}	Spannung im Beton bei der rechnerischen Bruchdehnung des Betons ε_{cu}
τ	Schubspannung aus Torsion
ϕ	Durchmesser eines Bewehrungsstabs oder eines Hüllrohrs
ϕ_n	Vergleichsdurchmesser eines Stabbündels
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 beschreibt, bezogen auf die elastische Verformung nach 28 Tagen
$\varphi(\infty, t_0)$	Endkriechzahl
φ_{fat}	schädigungsäquivalenter Faktor für Anprall in Ermüdung
ψ	Beiwerte für die Kombination veränderlicher Einwirkungen
ψ_0	Beiwert für Werte der veränderlichen Einwirkungen
ψ_1	Beiwert für häufige Werte der veränderlichen Einwirkungen
ψ_2	Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkungen

χ Alterungsbeiwert

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

Alle Abschnitte der EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

3 Baustoffe

Die folgenden Abschnitte der EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

3.1 Beton

3.1.2 Festigkeiten

(102)P Die Festigkeitsklassen (C) in dieser Norm beziehen sich auf die charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten f_{ck} für ein Alter nach 28 Tagen mit einem minimalen Wert von C_{min} und einem maximalen Wert von C_{max} .

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte $C_{\min}$ und $C_{\max}$ dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind C30/37 und C70/85.

3.1.6 Bemessungswert der Betondruck- und Zugfestigkeit

(101)P Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit wird definiert als:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

Dabei ist

γ_c der Teilsicherheitsfaktor für Beton, siehe 2.4.2.4, und

α_{cc} ein Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert α_{cc} sollte zwischen 0,80 und 1,00 liegen und darf dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für α_{cc} ist 0,85.

(102)P Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit, f_{ctd} , wird definiert als:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

Dabei ist

γ_c der Teilsicherheitsfaktor für Beton, siehe 2.4.2.4, und

α_{ct} der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert α_{ct} sollte zwischen 0,80 und 1,00 liegen und darf dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für α_{ct} ist 1,0.

3.2 Betonstahl

3.2.4 Duktilitätsmerkmale

(101)P Die Bewehrung muss angemessene Duktilität aufweisen. Diese wird durch das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze, $(f_t/f_y)_k$, und der Dehnung bei Höchstlast, ε_{uk} , definiert.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Bewehrungsklassen, die für Brücken genutzt werden dürfen, können dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Klassen sind die Klassen B und C.

4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Die folgenden Abschnitte der EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)

4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.2 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

4.2 Umgebungseinflüsse

(104) Das Eindringen von Wasser oder die Möglichkeit des Auslaufens von Flüssigkeiten von der Fahrbahn in das Innere von Hohlräumen in Tragwerken sollte bei der Planung berücksichtigt werden.

(105) Für Betonoberflächen, die durch Dichtschichten geschützt werden, sollte die Expositionsklasse im jeweiligen Nationalen Anhang vorgegeben werden.

ANMERKUNG Für Oberflächen, die durch Dichtschichten geschützt werden, darf die Expositionsklasse dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Expositionsklasse für Oberflächen, die durch Dichtschichten geschützt werden, ist XC 3.

(106) Wo Tausalz benutzt wird, sollten alle Betonoberflächen innerhalb von x m seitlich von der Fahrbahn bzw. y m über der Fahrbahn so berücksichtigt werden, als würden sie direkt durch Tausalz betroffen. Die Oberfläche von Auflagern unter Fahrbahnübergängen bzw. Ausgleichsfugen sollte ebenfalls so berücksichtigt werden, als wäre sie direkt durch Tausalz betroffen.

ANMERKUNG 1 Die landesspezifischen Werte für die Abstände x und y dürfen dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für x ist 6 m und der empfohlene Wert für y ist 6 m.

ANMERKUNG 2 Die Expositionsklassen für Oberflächen, die direkt durch Tausalz beeinflusst werden, dürfen dem jeweiligen Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Expositionsklassen für Oberflächen, die direkt durch Tausalz beeinflusst werden, sind XD 3 und XF 2 oder XF 4, soweit erforderlich, mit den Betondeckungen, die in den Tabellen 4.4N und 4.5N für XD-Klassen angegeben werden.

4.3 Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit

(103) Spannglieder für externe Vorspannung sollten den Anforderungen der nationalen Behörden entsprechen.

4.4 Nachweisverfahren

4.4.1 Betondeckung

4.4.1.2 Mindestbetondeckung, $c_{\min}$

(109) Für Fälle, in denen Ortbeton gegen existierende Betonflächen (Fertigteile oder Ortbeton) eingebaut wird, dürfen die Anforderungen an die Mindestbetondeckung zwischen Bewehrung und Kontaktfläche geändert werden.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Anforderungen dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden.

Als Anforderung wird empfohlen, dass die Betondeckung nur die Anforderungen für den Verbund (siehe EN 1992-1-1, 4.4.1.2 (3)) erfüllen muss, vorausgesetzt, dass folgende Bedingungen anzutreffen sind:

- Die vorhandene Betonoberfläche ist nicht für mehr als 28 Tage Außenklima ausgesetzt gewesen.
- Die vorhandene Betonoberfläche ist rau.
- Die Festigkeitsklasse des vorhandenen Betons ist mindestens C25/30.

(114) Ungeschützte Betonfahrbahnplatten von Straßenbrücken, ohne Dicht- oder Schutzschichten, sollten in die Verschleißbeanspruchungsklasse XM2 eingeordnet werden.

(115) Dort wo eine Betonoberfläche einer Abrasion durch Eis oder Sedimenttransport in fließendem Wasser ausgesetzt ist, sollte die Betondeckung um mindestens 10 mm erhöht werden.

5 Ermittlung der Schnittgrößen

Die folgenden Abschnitte der EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

5.1.1 (1)P	5.4 (1)	5.8.2 (5)P	5.8.7.3 (1)	5.10.2.2 (3)P
5.1.1 (2)	5.4 (2)	5.8.2 (6)	5.8.7.3 (2)	5.10.2.2 (4)
5.1.1 (3)	5.4 (3)	5.8.3.1 (1)	5.8.7.3 (3)	5.10.2.2 (5)
5.1.1 (4)P	5.5 (1)P	5.8.3.1 (2)	5.8.7.3 (4)	5.10.2.3 (1)P
5.1.1 (5)	5.5 (2)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.1 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.1 (6)P	5.5 (3)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.1 (2)	5.10.3 (2)
5.1.1 (7)	5.5 (6)	5.8.3.2 (3)	5.8.8.2 (1)	5.10.3 (3)
5.1.2 (1)P	5.6.1 (2)P	5.8.3.2 (4)	5.8.8.2 (2)	5.10.3 (4)
5.1.2 (2)	5.6.1 (3)P	5.8.3.2 (5)	5.8.8.2 (3)	5.10.4 (1)
5.1.2 (3)	5.6.1 (4)	5.8.3.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.5.1 (1)
5.1.2 (4)	5.6.2 (1)P	5.8.3.2 (7)	5.8.8.3 (1)	5.10.5.1 (2)
5.1.2 (5)	5.6.2 (3)	5.8.4 (1)P	5.8.8.3 (2)	5.10.5.2 (1)
5.1.4 (1)P	5.6.2 (4)	5.8.4 (2)	5.8.8.3 (3)	5.10.5.2 (2)
5.1.4 (2)	5.6.2 (5)	5.8.4 (3)	5.8.8.3 (4)	5.10.5.2 (3)
5.1.4 (3)	5.6.3 (1)	5.8.4 (4)	5.8.9 (1)	5.10.5.2 (4)
5.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.5 (1)	5.8.9 (2)	5.10.5.3 (1)
5.2 (2)P	5.6.3 (4)	5.8.5 (2)	5.8.9 (3)	5.10.5.3 (2)
5.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.5 (3)	5.8.9 (4)	5.10.6 (1)
5.2 (7)	5.6.4 (2)	5.8.5 (4)	5.9 (1)P	5.10.6 (2)
5.3.1 (1)P	5.6.4 (3)	5.8.6 (1)P	5.9 (2)	5.10.6 (3)
5.3.1 (3)	5.6.4 (4)	5.8.6 (2)P	5.9 (3)	5.10.7 (1)
5.3.1 (4)	5.6.4 (5)	5.8.6 (3)	5.9 (4)	5.10.7 (2)
5.3.1 (5)	5.7 (1)	5.8.6 (4)	5.10.1 (1)P	5.10.7 (3)
5.3.1 (7)	5.7 (2)	5.8.6 (5)	5.10.1 (2)	5.10.7 (4)
5.3.2.1 (1)P	5.7 (3)	5.8.6 (6)	5.10.1 (3)	5.10.7 (5)
5.3.2.1 (2)	5.7 (4)P	5.8.7.1 (1)	5.10.1 (4)	5.10.7 (6)
5.3.2.1 (3)	5.8.1	5.8.7.1 (2)	5.10.1 (5)P	5.10.8 (1)
5.3.2.1 (4)	5.8.2 (1)P	5.8.7.2 (1)	5.10.2.1 (1)P	5.10.8 (2)
5.3.2.2 (1)	5.8.2 (2)P	5.8.7.2 (2)	5.10.2.1 (2)	5.10.9 (1)P
5.3.2.2 (2)	5.8.2 (3)P	5.8.7.2 (3)	5.10.2.2 (1)P	5.11 (1)P
5.3.2.2 (3)	5.8.2 (4)P	5.8.7.2 (4)	5.10.2.2 (2)P	5.11 (2)P

5.1 Allgemeines

5.1.1 Grundlagen

(108) Zur Ermittlung zeitabhängiger Effekte in Brücken dürfen anerkannte Berechnungsmethoden angewendet werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen können Anhang KK entnommen werden.

5.1.3 Lastfälle und Kombinationen von Einwirkungen

(101)P Bei der Ermittlung der Einwirkungskombinationen (siehe Kapitel 6 und Anhang A2 in EN 1990) sind die relevanten Lastfälle so zu wählen, dass kritische Bemessungsbedingungen an allen Querschnitten des betrachteten Tragwerks oder Tragwerkteils zur Verfügung stehen.

ANMERKUNG Landesspezifische Vereinfachungen der Anzahl der Laststellungen dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Empfehlungen für Vereinfachungen werden in diesem Standard nicht gegeben.

5.2 Geometrische Imperfektionen

(104) Die folgenden Regeln (105) und (106) dieses Teiles und (7) aus EN 1992-1-1 gelten für Bauteile unter Normalkraft und für Tragwerke mit vertikaler Belastung. Die numerischen Werte beziehen sich auf normale Abweichungen der Bausausführungen (Klasse 1 in ENV 13670). Wenn andere Ausführungsabweichungen erwartet werden, sind in der Regel die Werte entsprechend anzupassen.

(105) Imperfektionen dürfen durch eine Neigung θ_1 dargestellt werden, die folgendermaßen ermittelt wird:

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \quad (5.101)$$

Dabei ist

θ_0 der Grundwert;

α_h der Abminderungsfaktor für Länge oder Höhe: $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $\alpha_h \leq 1$;

l die Länge oder Höhe in m.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert θ_0 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 1/200.

(106) Für Bogenbrücken sollte die Form der Imperfektionen in horizontalen und vertikalen Ebenen auf der ersten horizontalen und vertikalen Eigenform basieren. Jede Eigenform darf durch eine Sinusform idealisiert werden. Die Amplitude sollte als $a = \theta_1 \frac{l}{2}$ angenommen werden, wobei l die halbe Wellenlänge ist.

(8) und (9) aus EN 1992-1-1 sind nicht anzuwenden.

5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen

5.3.1 Tragwerksmodelle für statische Berechnungen

(2) und (6) aus EN 1992-1-1 sind nicht anzuwenden.

5.3.2 Geometrische Angaben

5.3.2.2 Effektive Stützweite von Balken und Platten

ANMERKUNG (1), (2) und (3) aus EN 1992-1-1 sind anzuwenden, trotz der Tatsache, dass die Überschrift des Abschnittes auf Bauwerke des Hochbaus verweist.

(104) Der Bemessungswert des Stützmoments durchlaufender Balken oder Platten, deren Auflager als frei drehbar angesehen werden dürfen (z. B. über Wänden) und für die Punktstützung angenommen wird, darf um einen Betrag ΔM_{Ed} reduziert werden. Hierbei sollte bei der Berechnung der Stützmomente als effektive Stützweite der Abstand zwischen den Auflagermitten angenommen werden:

$$\Delta M_{\text{Ed}} = F_{\text{Ed,sup}} \cdot t/8 \quad (5.9)$$

Dabei ist

$F_{\text{Ed,sup}}$ der Bemessungswert der Auflagerreaktion.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für t darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist die Breite des Auflagers.

5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

(104) Bei durchlaufenden Balken oder Platten, die:

- a) vorwiegend auf Biegung beansprucht sind und
- b) bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder 0,5 bis 2,0 beträgt,

darf die Umlagerung von Biegemomenten ohne ausdrücklichen Nachweis der Rotationskapazität ausgeführt werden, vorausgesetzt:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{für } f_{\text{ck}} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{für } f_{\text{ck}} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$, wenn Betonstahl der Klasse B oder C verwendet wird (siehe Anhang C).

Für Klasse-A-Stahl ist keine Umlagerung erlaubt (siehe Anhang C).

Dabei ist

δ das Verhältnis des umgelagerten Momentes zum linear- elastisch berechneten Biegemoment;

x_u die Druckzonenhöhe im GZT nach der Umlagerung;

d die statische Nutzhöhe des Querschnitts.

ANMERKUNG 1 Die landesspezifischen Zahlenwerte für k_1 , k_2 , k_3 , k_4 und k_5 dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind für $k_1 = 0,44$, für $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{\text{cu}}^2)$, für $k_3 = 0,54$, für $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{\text{cu}}^2)$ und für $k_5 = 0,85$.

ANMERKUNG 2 Die Grenzen aus EN 1992-1-1 dürfen für Vollplatten angewendet werden.

(105) Eine Umlagerung ist in der Regel nicht auszunützen, wenn die Rotationsfähigkeit nicht mit Sicherheit bestimmt werden kann (z. B. in gekrümmten oder schiefwinkligen Brücken).

5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

5.6.1 Allgemeines

(101)P Verfahren nach der Plastizitätstheorie sollten nur für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit verwendet werden und nur dann, wenn dies durch die nationale Behörden für zulässig erklärt ist.

5.6.2 Plastische Berechnung für Balken, Rahmen und Platten

(102) Die erforderliche Duktilität darf als ausreichend angenommen werden, wenn alle nachfolgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

i) Die Fläche der Zugbewehrung ist so begrenzt, dass in jedem Querschnitt gilt:

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ für Betonfestigkeitsklassen } \leq C50/60;$$

$$\leq 0,10 \text{ für Betonfestigkeitsklassen } \geq C55/67;$$

ii) der verwendete Betonstahl ist entweder Klasse B oder C;

iii) das Verhältnis von Stützmomenten zu Feldmomenten sollte zwischen 0,5 und 2 liegen.

ANMERKUNG Die Grenzen aus EN 1992-1-1 können für die Bemessung von Vollplatten angewandt werden.

5.6.3 Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation

(102) Für die Bereiche der plastischen Gelenke sollte das Verhältnis x_u/d die Werte 0,30 für Beton bis zur Festigkeitsklasse C50/60 und 0,23 für Beton ab der Festigkeitsklasse C55/67 nicht überschreiten.

5.7 Nichtlineare Verfahren

(105) Nichtlineare Berechnungen dürfen angewandt werden unter der Voraussetzung, dass das Modell alle möglichen Versagensfälle in angemessener Weise einschließt (z. B. Biegeversagen, Normalkraftversagen, Querkraftversagen, Druckversagen infolge reduzierter effektiver Betonfestigkeit, usw. ...) und sichergestellt ist, dass die Betonzugfestigkeit nicht primär den Betonwiderstand bildet.

Ist innerhalb einer Berechnung die Überprüfung aller möglichen Versagensmechanismen nicht vollständig möglich, sollten verschiedene separate Berechnungen durchgeführt werden.

ANMERKUNG 1 Nähere Angaben für akzeptable Methoden nichtlinearer Berechnungen und das Sicherheitsformat dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Spezifizierungen sind folgende:

Bei der Anwendung nichtlinearer Berechnungen sollten folgende Annahmen getroffen werden:

- Für Betonstahl sollte das anzuwendende Spannungs-Dehnungs-Diagramm auf Bild 3.8, Kurve A basieren. In diesem Diagramm sollten f_{yk} und kf_{yk} durch $1,1 f_{yk}$ und $1,1 kf_{yk}$ ersetzt werden.
- Für Spannstahl sollte das idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramm verwendet werden, das in 3.3.6 (Bild 3.10, Kurve A) gegeben ist. In diesem Diagramm sollte f_{pk} durch $1,1 f_{pk}$ ersetzt werden.
- Für Beton sollte das Spannungs-Dehnungs-Diagramm auf Gleichung (3.14) in 3.1.5 basieren. In dieser Gleichung und im k -Wert sollte f_{cm} durch $\gamma_{cf} \cdot f_{ck}$ mit $\gamma_{cf} = 1,1 \cdot \gamma_S/\gamma_C$ ersetzt werden.

Das folgende Bemessungsverfahren sollte verwendet werden:

- Der Widerstand sollte für verschiedene Niveaus zutreffender Einwirkungen untersucht werden. Diese sollten aus dem Gebrauchstauglichkeitsniveau schrittweise gesteigert werden, so dass die Werte für $\gamma_G \cdot G_k$ und $\gamma_Q \cdot Q_k$ im selben Schritt erreicht werden. Das abschnittsweise Verfahren sollte darüber hinaus fortgesetzt werden, bis ein Bereich des Tragwerks die unter Berücksichtigung von α_{cc} ermittelte Versagensfestigkeit erreicht oder das gesamte Tragwerk versagt. Die zugehörige Last wird als q_{ud} bezeichnet.
- Ein globaler Sicherheitsfaktor γ_O ist anzuwenden und die zugehörige Gesamttragfähigkeit $R\left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O}\right)$ zu ermitteln.

— Eine der folgenden Ungleichungen sollte erfüllt werden:

$$\gamma_{Rd} E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ aN})$$

oder

$$E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ bN})$$

$$(\text{z. B.}) \quad R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}}$$

oder

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E (\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ cN})$$

Dabei ist

γ_{Rd} der Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten auf der Seite des Widerstandes, $\gamma_{Rd} = 1,06$;

γ_{Sd} der Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten auf der Seite der Einwirkungen/Lastansatz, $\gamma_{Sd} = 1,15$;

γ_O ein globaler Sicherheitsfaktor, $\gamma_O = 1,20$.

Für nähere Angaben, siehe Anhang PP.

Für den Fall, dass Modellunsicherheiten γ_{Rd} und γ_{Sd} nicht gesondert berücksichtigt (d. h. $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$) werden, sollte als globaler Sicherheitsfaktor $\gamma_O = 1,27$ verwendet werden.

ANMERKUNG 2 Werden die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten (z. B. wie in 5.8.6 der EN 1992-1-1) für nichtlineare Berechnungen verwendet, sollte besonders dafür Sorge getragen werden, dass genügend Reserve für Beanspruchungen aus indirekter Belastung (z. B. durch Zwängungen) besteht.

5.8 Berechnungen der Effekte aus Theorie II. Ordnung mit Normalkraft

5.8.3 Vereinfachter Nachweis für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

5.8.3.3 Nachweise am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung im Hochbau

Dieser Abschnitt ist nicht anzuwenden.

5.8.4 Kriechen

(105) Genauere Methoden für die Untersuchung von Kriecheffekten dürfen verwendet werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen können Anhang KK entnommen werden.

5.10 Tragwerke aus Spannbeton

5.10.1 Allgemeines

(106) Ein Versagen ohne Ankündigung ist unter Nutzung der Methode aus 6.1 (109) zu verhindern.

5.10.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(103) Wird der Spannungszuwachs in externen Spanngliedern mittels des Verformungszustands des gesamten Bauteils errechnet, sollte die nichtlineare Berechnungsmethode verwendet werden (siehe 5.7).

6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

Die folgenden Abschnitte der EN 1992-1-1 sind anzuwenden.

6.1 (1)P	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)P	6.5.4 (9)
6.1 (2)P	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)P
6.1 (3)P	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)P
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)P	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)P	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)P
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)P
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)P
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)P
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)P
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)P
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)P	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)P	6.5.1 (1)P	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)P
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)P
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)P
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)P	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)P	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft

(108) Bei extern angeordneten Spanngliedern wird die Dehnung im Spannstahl zwischen zwei aufeinander folgenden Kontaktpunkten (Verankerungs- und Umlenkstellen) als konstant vorausgesetzt. Die Dehnung im Spannstahl entspricht dann der verbleibenden Dehnung nach Verlusten, die um die Dehnung erhöht wird, die aufgrund der Verformung des Tragwerks zwischen den entsprechenden Festpunkten auftritt.

(109) Der Absatz 5(P) aus 5.10.1 für Spannbetontragwerke kann durch jede der nachfolgenden Methoden erfüllt werden:

- a) Nachweis der Tragfähigkeit unter Verwendung einer reduzierten Spannstahlfläche. Dieser Nachweis sollte wie folgt geführt werden:
- i) Berechnung des maßgebenden Biegemoments infolge der häufigen Einwirkungskombination.
 - ii) Ermittlung der reduzierten Spannstahlfläche, die zu einer Zugspannung in der am stärksten gezogenen Randfaser führt, die dann f_{ctm} erreicht, wenn der Querschnitt dem unter i) berechneten Biegemoment ausgesetzt wird.
 - iii) Berechnung der Gesamtbiegetragfähigkeit unter Verwendung dieser reduzierten Spannstahlfläche. Es sollte sichergestellt werden, dass diese größer ist als das Biegemoment aus der häufigen Einwirkungskombination. Umlagerungen innerer Schnittgrößen können in diesem Nachweis mit berücksichtigt werden und der Gesamtbiegewiderstand sollte unter Nutzung der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in außergewöhnlichen Bemessungssituationen, die in Tabelle 2.1N in 2.4.2.4 angegeben sind, berechnet werden.
- b) Einbau einer Mindestbewehrung entsprechend Gleichung (6.101a). Betonstahl zur Abdeckung anderer Beanspruchungen darf auf $A_{s,min}$ angerechnet werden:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (6.101a)$$

Dabei ist

M_{rep} das Rissmoment, berechnet unter der Annahme einer zutreffenden Betonzugspannung f_{ctx} und unter Vernachlässigung eines jeglichen Vorspannungseffektes an der am stärksten gezogenen Faser des Querschnitts. In der Fuge von vorgefertigten Segmenten sollte $M_{rep} = 0$ vorausgesetzt werden.

z_s der Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Bewehrung.

ANMERKUNG Der Wert f_{ctx} für die Nutzung im jeweiligen Land darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für f_{ctx} ist f_{ctm} .

- c) Vereinbarung mit den relevanten nationalen Behörden über ein sinnvolles Inspektionsregime auf der Grundlage hinreichender Beweismittel.

ANMERKUNG Die im jeweiligen Land anzuwendende(n) Methode oder Methoden (ausgewählt aus a), b) oder c)) dürfen im Nationalen Anhang vorgegeben werden.

(110) Folgende Regeln sind anzuwenden in den Fällen, in denen Verfahren b) aus (109) gewählt worden ist:

- i) Die Mindestbewehrung sollte in den Bereichen eingebaut werden, wo unter der seltenen Einwirkungskombination Zugspannungen im Beton auftreten. In diesem Nachweis sollte die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung berücksichtigt werden und die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung vernachlässigt werden.
- ii) Bei Bauteilen mit Vorspannung im sofortigen Verbund sollte Gleichung (6.101a) unter Nutzung einer der nachfolgend beschriebenen alternativen Näherungen angewandt werden:
 - a) Litzen mit einer Betondeckung von mindestens dem k_{cm} -fachen des in 4.4.1.2 angegebenen Minimums werden als wirksam für $A_{s,min}$ betrachtet. In der Gleichung ist ein Wert für z_s auf Basis der effektiv mitwirkenden Litzen zu verwenden und f_{yk} ist durch $f_{p0,1k}$ zu ersetzen.

- b) Litzen, die Spannungen aus der charakteristischen Einwirkungskombination nach Spannkraftverlusten kleiner als $0,6 f_{pk}$ ausgesetzt sind, werden als voll mitwirkend berücksichtigt. In diesem Fall ist die Gleichung (6.101a) wie folgt zu ersetzen:

$$A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (6.101b)$$

Dabei ist $\Delta \sigma_p$ der kleinere Wert von $0,4 f_{ptk}$ und 500 N/mm^2 .

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_{cm} darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_{cm} ist 2,0.

- iii) Zur Sicherstellung einer adäquaten Duktilität sollte die Mindestbewehrung $A_{s,min}$, definiert in Gleichung (6.101a), in durchlaufenden Balken bis zum Zwischenaufleger des untersuchten Feldes durchgeführt werden.

Jedoch ist dieses Verlängern der Bewehrung nicht notwendig, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit die widerstehende Zugtragfähigkeit, die durch die einfache Bewehrung und Spannstahlbewehrung über den Auflagern bereitgestellt ist und mit den zugehörigen charakteristischen Festigkeiten f_{yk} und $f_{p0,1k}$ berechnet wird, geringer ist als die widerstehende Drucktragfähigkeit des unteren Gurtes. Das bedeutet dann, dass ein Versagen der Druckzone wahrscheinlich nicht eintreten wird.

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$$

Dabei ist

t_{inf}, b_0 die Dicke bzw. Breite des Untergurtes des Querschnittes. Im Fall von Plattenbalken wird $t_{inf} = b_0$ angenommen;

A_s, A_p die Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrungsfläche in der Zugzone im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für k_p darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_p ist 1,0.

6.2 Querkraft

6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(101) Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ darf ermittelt werden mit:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

mit mindestens:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

Dabei ist

f_{ck} in N/mm^2 einzusetzen;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ mit } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mit $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird (siehe Bild 6.3); die Querschnittsfläche von im sofortigen Verbund liegendem Spannstahl darf in die Berechnung von A_{sl} einbezogen werden. In diesem Fall darf ein gewichteter Mittelwert für d verwendet werden;

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ in N/mm}^2;$$

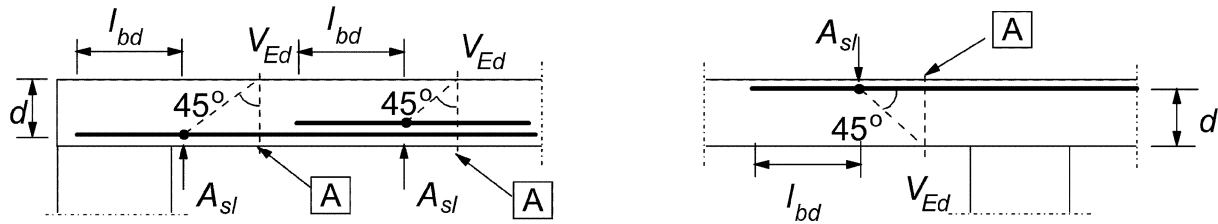
N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder aus Vorspannung in N ($N_{Ed} > 0$ für Druck). Der Einfluss von aufgezwungenen Verformungen auf N_{Ed} darf vernachlässigt werden;

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts in mm²;

$V_{Rd,c}$ in N anzugeben.

ANMERKUNG Die landesspezifischen Werte für $C_{Rd,c}$, v_{min} und k_1 dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für $C_{Rd,c}$ ist $0,18/\gamma_c$, der für v_{min} ist in Gleichung (6.3N) gegeben und der für k_1 ist 0,15.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$



Legende

A betrachteter Querschnitt

Bild 6.3 — Definition von A_{sl} in Gleichung (6.2)

6.2.3 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(103) Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

ANMERKUNG 1 Bei Verwendung der Gleichung (6.10) ist in der Regel der Wert f_{ywd} auf $0,8 f_{ywk}$ in Gleichung (6.8) zu reduzieren.

und

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

Dabei ist

A_{sw} die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung;

s der Abstand der Bügel untereinander;

f_{ywd} der Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung;

ν_1 ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für den unter Querkraftbeanspruchung gerissenen Beton;

α_{cw} ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt.

ANMERKUNG 2 Die landesspezifischen Werte für ν_1 und α_{cw} dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für ν_1 ist ν (siehe Gleichung (6.6N)).

ANMERKUNG 3 Wenn der Bemessungswert der Spannung in der Querkraftbewehrung unter 80 % der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} liegt, darf der Wert ν_1 wie folgt errechnet werden:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.aN)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{für } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.bN)$$

ANMERKUNG 4 Der empfohlene Wert für α_{cw} ist wie folgt:

1,0 für nicht vorgespannte Tragwerke

$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ für $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ (6.11.aN)

1,25 für $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ (6.11.bN)

$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ für $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$ (6.11.cN)

Dabei ist

σ_{cp} die mittlere Druckspannung im Beton, positiv bezeichnet, infolge des Bemessungswerts der Normalkraft. Dieser ist in der Regel über den Betonquerschnitt unter Berücksichtigung der Bewehrung zu mitteln. Der Wert für σ_{cp} muss nicht für Bereiche näher als $0,5d \cot \theta$ vom Rand des Auflagers berechnet werden.

Im Fall gerader Spannglieder, hohem Vorspanngrad ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) und dünnen Stegen, wenn die Druck- und Zuggurte in der Lage sind, die gesamte Vorspannkraft aufzunehmen und Aufweitungen an den Balkenenden zur Verteilung der Vorspannkraft vorgesehen sind (siehe Bild 6.101), sollte davon ausgegangen werden, dass die Vorspannkraft auf die Gurte aufgeteilt wird. Unter diesen Umständen sollte im Steg nur das Druckspannungsfeld infolge Querkraftbelastung berücksichtigt werden ($\alpha_{cw} = 1$).

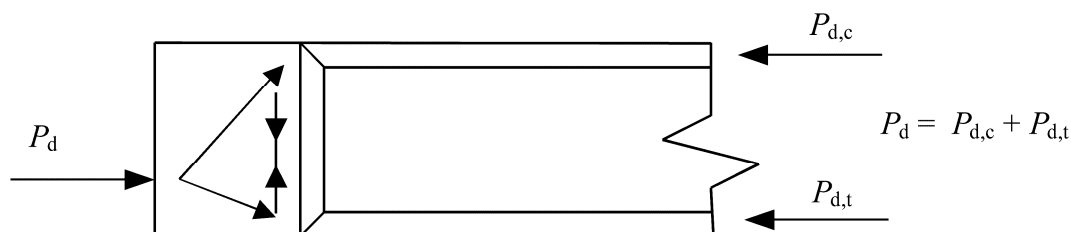


Bild 6.101 — Verteilung der Vorspannung auf die Gurte durch Aufweitungen an den Enden

ANMERKUNG 5 Die maximal wirksame Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung $A_{sw,max}$ für $\cot \theta = 1$ ist gegeben durch:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(107) Die zusätzliche Zugkraft ΔF_{td} in der Längsbewehrung infolge der Querkraft V_{Ed} darf wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ sollten nicht größer als $M_{Ed,max}/z$ angenommen werden.

ANMERKUNG Die landesspezifische Anleitung für die Überlagerung verschiedener Fachwerkmodelle darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Anleitung ist folgende:

Im Fall der Vorspannung mit im Verbund liegenden Spanngliedern im Bereich des Zuggurtes darf der widerstehende Effekt der Vorspannung angerechnet werden, um die Gesamtzugkraft aufnehmen zu können. Im Fall geeigneter, im Verbund liegender Spannglieder zusammen mit anderer Längsbewehrung / Spanngliedern darf die Festigkeit gegen Querkraftbeanspruchung vereinfacht durch die Überlagerung zweier unterschiedlicher Stabwerkmodelle mit unterschiedlichen Geometrien (Bild 6.102N) festgestellt werden; der gewichtete Mittelwert zwischen θ_1 und θ_2 darf für den Nachweis des Druckspannungsfeldes nach Gleichung (6.9) verwendet werden.