

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   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 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

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

	Seite
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_{s1} 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 — λ_{s1}-Beiwert für den Ermüdungsnachweis im Bereich des Zwischenauflagers.....	80
Bild NN.2 — λ_{s1}-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) <i>P</i>	5.4 (1)	5.8.2 (5) <i>P</i>	5.8.7.3 (1)	5.10.2.2 (3) <i>P</i>
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) <i>P</i>	5.5 (1) <i>P</i>	5.8.3.1 (2)	5.8.7.3 (4)	5.10.2.3 (1) <i>P</i>
5.1.1 (5)	5.5 (2)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.1 (1)	5.10.3 (1) <i>P</i>
5.1.1 (6) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.6.1 (2) <i>P</i>	5.8.3.2 (4)	5.8.8.2 (2)	5.10.3 (4)
5.1.2 (2)	5.6.1 (3) <i>P</i>	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) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.8.8.3 (2)	5.10.5.2 (1)
5.1.4 (1) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.6.3 (3)	5.8.5 (1)	5.8.9 (2)	5.10.5.3 (1)
5.2 (2) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.10.6 (2)
5.3.1 (1) <i>P</i>	5.6.4 (3)	5.8.6 (1) <i>P</i>	5.9 (2)	5.10.6 (3)
5.3.1 (3)	5.6.4 (4)	5.8.6 (2) <i>P</i>	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) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.7 (3)	5.8.6 (6)	5.10.1 (3)	5.10.7 (5)
5.3.2.1 (2)	5.7 (4) <i>P</i>	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) <i>P</i>	5.10.8 (1)
5.3.2.1 (4)	5.8.2 (1) <i>P</i>	5.8.7.2 (1)	5.10.2.1 (1) <i>P</i>	5.10.8 (2)
5.3.2.2 (1)	5.8.2 (2) <i>P</i>	5.8.7.2 (2)	5.10.2.1 (2)	5.10.9 (1) <i>P</i>
5.3.2.2 (2)	5.8.2 (3) <i>P</i>	5.8.7.2 (3)	5.10.2.2 (1) <i>P</i>	5.11 (1) <i>P</i>
5.3.2.2 (3)	5.8.2 (4) <i>P</i>	5.8.7.2 (4)	5.10.2.2 (2) <i>P</i>	5.11 (2) <i>P</i>

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:

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

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 $k_2 = 1,25(0,6 + 0,001 4/\epsilon_{\text{cu}}^2)$, für $k_3 = 0,54$, für $k_4 = 1,25(0,6 + 0,001 4/\epsilon_{\text{cu}}^2)$ 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

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

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

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 Krieeffekten 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 Gesamtbiegezugwiderstand 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;

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

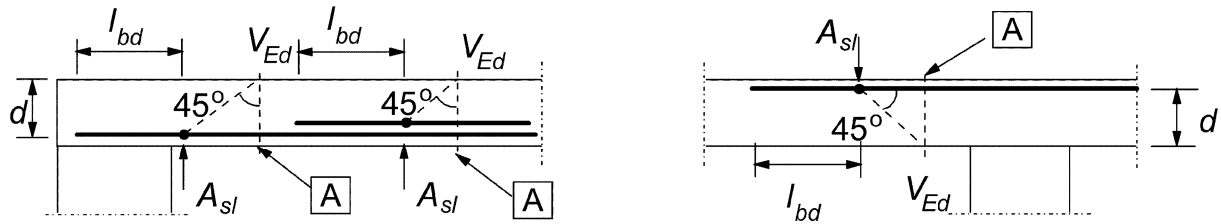
N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder aus Vorspannung in N ($N_{Ed} > 0$ für Druck). Der Einfluss von aufgezwungenen Verformungen auf N_{Ed} darf vernachlässigt werden;

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 Festigkeitsabminderungswert 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 ($\alpha_{cw} = 1$).

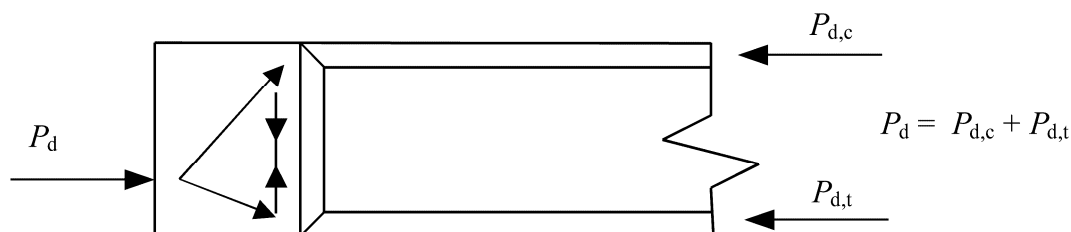


Bild 6.101 — Verteilung der Vorspannung auf die Gurte durch Aufweitungen an den Enden

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 geneigter, 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.

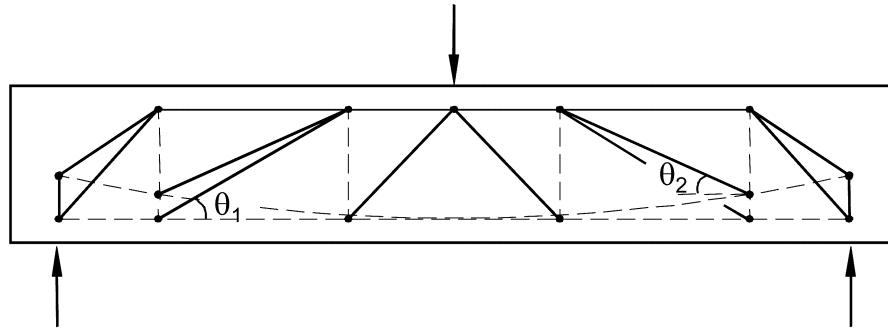
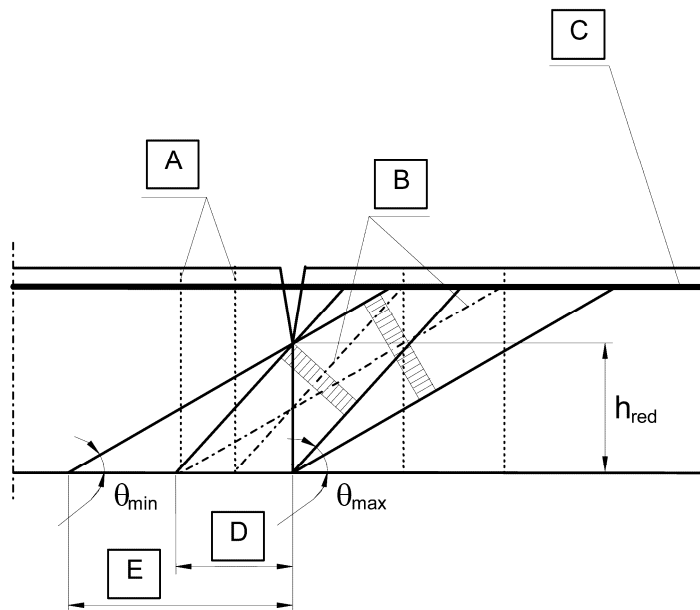


Bild 6.102N — Überlagertes Widerstandsmodell für Beanspruchung aus Querkraft

(109) Im Fall der Segmentbauweise mit vorgefertigten Elementen ohne im Verbund liegende Vorspannung im Zuggurt sollte die Auswirkung der Öffnung der Verbundfuge berücksichtigt werden. Unter diesen Bedingungen, wenn eine detailliertere Untersuchung nicht zur Verfügung steht, sollte die Kraft im Zuggurt nach der Öffnung der Segmentfugen als unverändert bleibend angenommen werden. In der Konsequenz steigt der Anstellwinkel des Druckspannungsfeldes im Steg, wenn die Belastung steigt und die Segmentfugen aufgehen (siehe Bild 6.103). Die verfügbare Querschnittshöhe für die Ausbreitung des Druckfeldes im Steg sinkt auf einen Wert h_{red} . Die Querkrafttragfähigkeit kann in Übereinstimmung mit Gleichung (6.8) durch die Annahme eines θ -Wertes ermittelt werden, der sich aus der Resthöhe h_{red} ableitet.



Legende

- [A] Achsen der theoretischen Zugstreben
- [B] Achsen der theoretischen Druckstreben
- [C] [AC] Zuggurt des Trägers (externes oder intern geführtes Spannglied) [AC]
- [D] Bügelanordnung mit θ_{\max} ($\cot \theta = 1,0$)
- [E] Bügelanordnung mit θ_{\min} ($\cot \theta = 2,5$)

Bild 6.103 — Diagonale Spannungsfelder durch eine Verbindungs-fuge im Steg

$$h_{\text{red}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w v f_{\text{cd}}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.103)$$

Querkraftbügel mit der folgenden bezogenen Größe:

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = \frac{V_{\text{Ed}}}{h_{\text{red}} f_{\text{ywd}} \cot \theta} \quad (6.104)$$

sollten auf beiden Seiten der Fuge, innerhalb eines Abstandes von $h_{\text{red}} \cot \theta$, jedoch nicht größer als die Segmentlänge, eingebaut werden.

Die Vorspannkraft sollte bei Notwendigkeit so gesteigert werden, dass die Fugenöffnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der Kombination von Biegemoment und Querkraftbeanspruchung auf den Wert $h - h_{\text{red}}$, wie oben berechnet, begrenzt wird.

ANMERKUNG Das landesspezifische absolute Minimum für h_{red} darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Das empfohlene absolute Minimum für h_{red} ist 0,5 h.

6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

(103) Die Längsschubkraft v_{Ed} am Anschluss einer Seite eines Gurtes an den Steg wird durch die Längskraftdifferenz im untersuchten Teil des Gurtes bestimmt, nach:

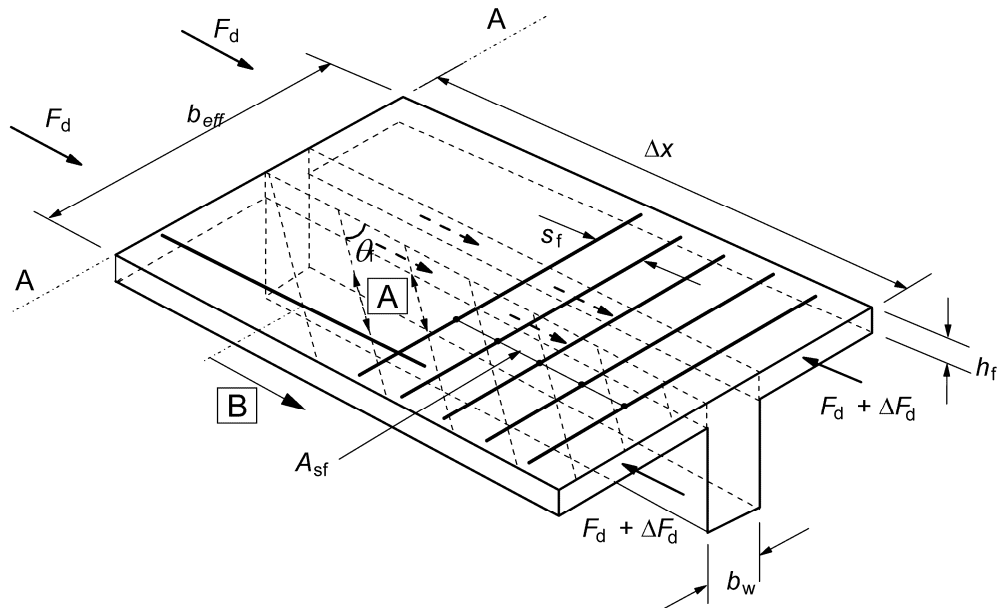
$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

Dabei ist

h_f die Dicke des Gurtes am Anschluss;

Δx die betrachtete Länge, siehe Bild 6.7;

ΔF_d die Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge Δx .



Legende

- A Druckstreben
- B hinter diesem projizierten Punkt verankerter Längsstab, siehe 6.2.4 (7)

Bild 6.7 — Bezeichnungen für den Anschluss von Gurt und Steg

Der Maximalwert, der für Δx angenommen werden darf, ist der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum. Wirken Einzellasten, hat in der Regel die Länge Δx den Abstand zwischen den Einzellasten nicht zu überschreiten.

Alternativ ist bei der Betrachtung der Balkenlänge Δx der Term $V_{Ed}\Delta x/z$ die vom Steg in den Gurt übertragene Querkraft. Sie ist in drei Teile aufgeteilt: einer, der in der Stegbreite verbleibt, und zwei andere, die in die Gurtseiten hineinreichen. Es sollte generell davon ausgegangen werden, dass die Größe der im Steg verbleibenden Kraft der Anteil b_w/b_{eff} der Gesamtkraft ist. Ein größerer Anteil darf angenommen werden, wenn nicht die volle mitwirkende Plattenbreite notwendig ist, um dem Biegemoment zu widerstehen. In diesem Fall kann eine Kontrolle der Rissöffnung im GZG notwendig werden.

(105) Bei kombinierter Beanspruchung durch Schubkräfte zwischen Gurt und Steg sowie Querbiegung hat in der Regel die Querschnittsfläche des Betonstahls der größere der beiden Werte zu sein, die sich einerseits aus Gleichung (6.21) und andererseits aus der Hälfte des sich aus Gleichung (6.21) ergebenden Wertes zuzüglich der für Querbiegung erforderlichen Querschnittsfläche ergeben.

Für den Nachweis gegen Betonversagen nach Gleichung (6.22) aus EN 1992-1-1 sollte der Wert für h_f um die Druckzonenhöhe, die bei der Biegeberechnung angenommen wird, reduziert werden.

ANMERKUNG Wenn dieser Nachweis nicht erfüllt ist, darf ein verbesserter Ansatz aus Anhang MM verwendet werden.

6.2.5 Schubkraftübertragung in Fugen

(105) Für dynamische oder Ermüdungsnachweise sind in der Regel die Werte für c in 6.2.5 (1) aus EN 1992-1-1 zu 0 anzunehmen.

6.2.106 Querkraft und Querbiegung

(101) Infolge des Vorhandenseins von Druckspannungsfeldern aus Querkraft und Biegung sollte die Interaktion von Querkraftbeanspruchung in Längsrichtung und Querbiegung in den Stegen von Hohlkastenquerschnitten bei der Bemessung berücksichtigt werden.



Wenn $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0,2$ oder $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0,1$ ermittelt werden, kann diese Interaktion vernachlässigt werden; dabei geben $V_{Rd,max}$ und $M_{Rd,max}$ die maximale Tragkraft des Steges für Querkraft in Längsrichtung und Querbiegung an.

ANMERKUNG Weitere Informationen über die Interaktion zwischen Querkraft und Querbiegung können Anhang MM entnommen werden.

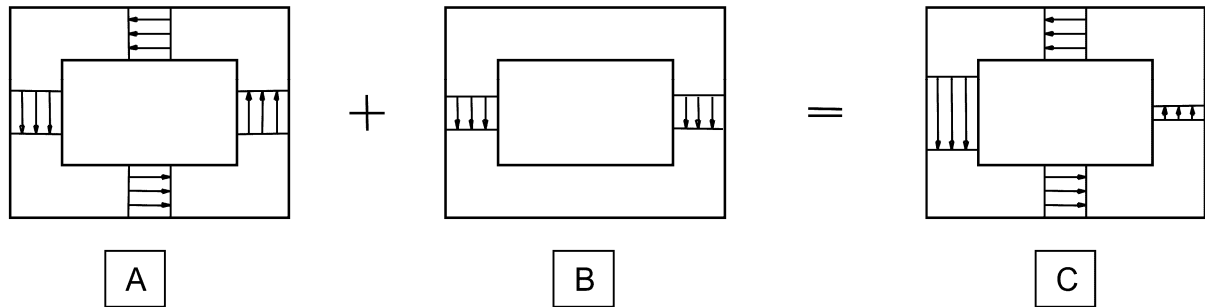
6.3 Torsion

6.3.2 Nachweisverfahren

(102) Die Auswirkungen von Torsion und Querkraft dürfen unter Annahme derselben Druckstrebenneigung θ sowohl für kastenförmige als auch massive Bauteile überlagert werden. Die in 6.2.3 (2) gegebenen Grenzwerte für θ gelten ebenso für eine kombinierte Beanspruchung durch Querkraft und Torsion.

 Die maximale Tragfähigkeit eines durch Querkraft und Torsion beanspruchten Bauteils ergibt sich aus 6.3.2 (104). 

Für kastenförmige Querschnitte sollte jede Wand einzeln für die aus Querkraft und Torsion abgeleitete Kombination der Schubkräfte nachgewiesen werden (Bild 6.104).



Legende

- A Torsion
- B Querkraftbeanspruchung
- C Kombination

Bild 6.104 — Innere Spannungsüberlagerung in den verschiedenen Wänden eines Kastenquerschnittes

(103) Die erforderliche Querschnittsfläche der Längsbewehrung für Torsion ΣA_{sl} darf mit Gleichung (6.28) ermittelt werden:

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

Dabei ist

- u_k der Umfang der Fläche A_k ;
- f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung A_{sl} ;
- θ Winkel der Druckstreben (siehe Bild 6.5).

In Druckgurten darf die Längsbewehrung entsprechend den vorhandenen Druckkräften abgemindert werden. In Zuggurten ist in der Regel die Torsionslängsbewehrung zusätzlich zur übrigen Längsbewehrung einzulegen. Die Längsbewehrung ist in der Regel grundsätzlich über die Länge der Seiten z_i zu verteilen, darf aber bei kleineren Querschnitten an den Ecken konzentriert werden.

Spannstahl im Verbund kann zum Nachweis herangezogen werden, wenn eine Erhöhung der Spannung auf $\Delta\sigma_p \leq 500 \text{ N/mm}^2$ begrenzt ist. In diesem Fall ist $\sum A_{sl} f_{yd}$ in Gleichung (6.28) durch $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ zu ersetzen.

(104) Die maximale Tragfähigkeit eines auf Torsion und Querkraft beanspruchten Bauteils wird durch die Druckstreben Tragfähigkeit begrenzt. Um diese Tragfähigkeit nicht zu überschreiten, sind in der Regel folgende Bedingungen zu erfüllen:

— für Vollquerschnitte:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

Dabei ist

- T_{Ed} der Bemessungswert des Torsionsmoments;

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;

$T_{Rd,max}$ der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments nach

$$T_{Rd,max} = 2 v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

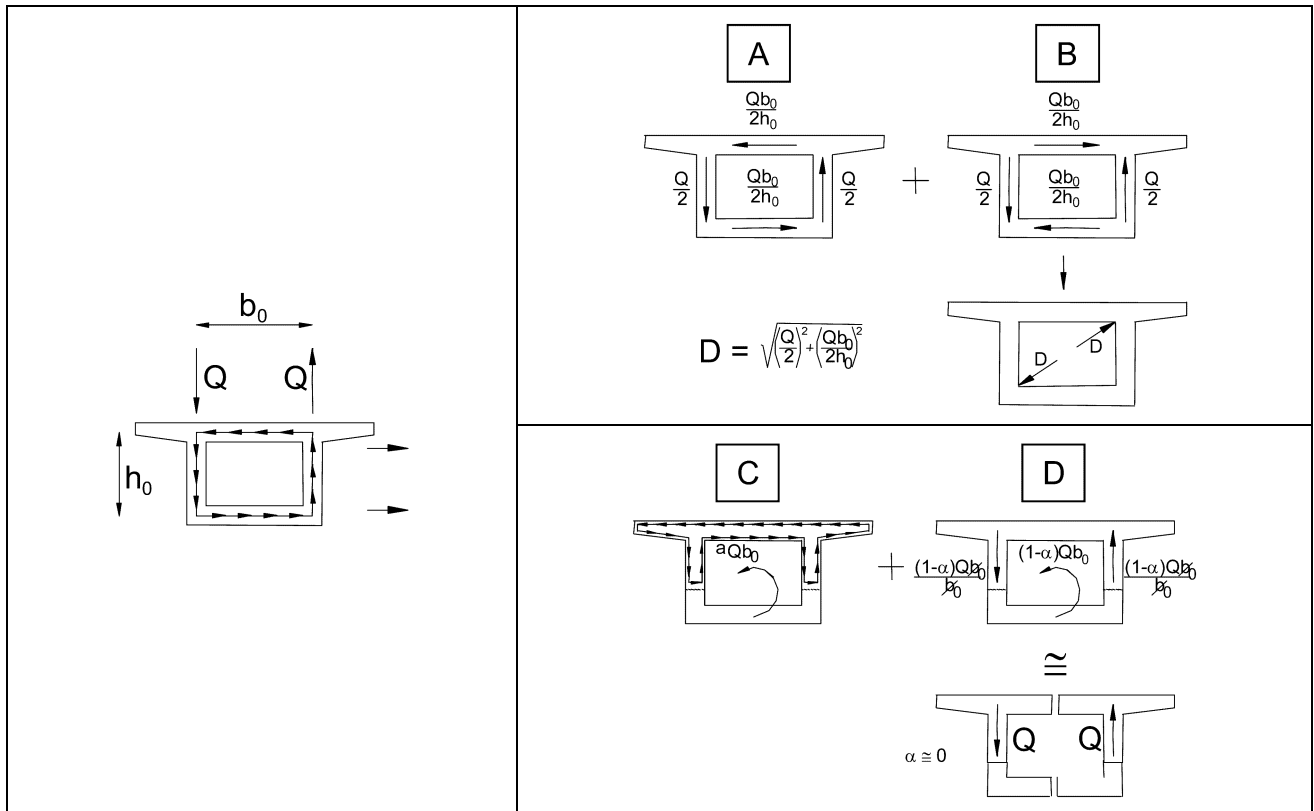
☐AC☐ wobei v aus 6.2.2 (6.6N) in EN 1992-1-1 und α_{cw} aus Gleichung (6.9) folgt; ☐AC☐

$V_{Rd,max}$ der maximale Bemessungswert des Querkraftwiderstands nach den Gleichungen (6.9) oder (6.14). Bei Vollquerschnitten darf die gesamte Breite des Steges zur Ermittlung von $V_{Rd,max}$ verwendet werden.

— für kastenförmige Querschnitte:

Jede Wand sollte separat für die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion bemessen werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Betons sollte in Bezug auf den Bemessungsquerkraftwiderstand $V_{Rd,max}$ geprüft werden.

(106) Im Falle einer Segmentbauweise mit vorgefertigten Kastenelementen und nicht vorhandener intern im Verbund liegender Spannglieder in der Zugzone erfordert die Öffnung einer Fuge über die Dicke der zugehörigen Platte hinaus eine wesentliche Modifikation des Torsionswiderstandsmodells, wenn der relevante Querkraftschluss den lokalen Schub infolge Torsionsbeanspruchung nicht übertragen kann. Es ändert sich von dem Bredt'schen Torsionsmodell zu einer Kombination aus Wölbkrafttorsion und St.-Venant'scher-Torsion, wobei die erste Torsionsart gegenüber der zweiten überwiegt (Bild 6.105). Infolgedessen wird die Querkraftbeanspruchung des Steges durch die Torsion praktisch verdoppelt und es findet eine starke Verwindung des Querschnittes statt. Unter diesen Umständen sollte der Grenzzustand der Tragfähigkeit an dem am stärksten belasteten Steg entsprechend dem Verfahren aus Anhang MM untersucht werden, unter Berücksichtigung der Kombination der Belastung aus Biegung, Querkraft und Torsion.



Legende

- A Bredt'sche Torsion
- B Gleichgewichtstorsion
- C Torsion nach St. Venant
- D Wölbkrafttorsion

Bild 6.105 — Veränderung des Torsionsverhaltens durch die Veränderung von einer geschlossenen zu einer offenen Verbindungsfuge

6.7 Teilflächenbelastung

(105) Die Bemessung von Auflagerbereichen sollte unter der Nutzung erprobter Methoden durchgeführt werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen dürfen Anhang J entnommen werden.

6.8 Nachweis gegen Ermüdung

6.8.1 Allgemeines

(102) In der Regel sind Tragwerke und tragende Bauteile, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen.

ANMERKUNG Ein Ermüdungsnachweis ist generell nicht nötig für die folgenden Bauwerke und Bauelemente:

- a) Fußgängerbrücken, mit der Ausnahme von Tragwerksteilen, die sehr empfindlich auf Windangriff reagieren;
- b) Bogen- und Rahmentragwerke mit einer minimalen Erdüberdeckung von 1,00 m und 1,50 m jeweils für Straßen und Eisenbahnbrücken;

- c) Gründungen;
- d) Stützkonstruktionen und Pfeiler, die nicht fest mit dem Überbau verbunden sind;
- e) Stützwände von Befestigungen für Straßen und Eisenbahn;
- f) Widerlager von Straßen- und Eisenbahnbrücken, die nicht starr mit dem Überbau verbunden sind; außer Platten von Kastenwiderlagern
- g) Spann- und Betonstahl in Bereichen, wo unter der häufigen Einwirkungskombination und P_k nur Druckspannungen am Druckrand vorkommen.

Der Nationale Anhang darf weitere, verfeinerte Regeln angeben.

6.8.4 Nachweisverfahren für Beton- und Spannstahl

(107) Ein Nachweis gegen Ermüdung ist bei externen und nicht im Verbund liegenden, intern geführten Spanngliedern nicht erforderlich.

6.8.7 Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung

(101) Die Untersuchungen sollten unter der Nutzung von Verkehrsdaten, S-N-Kurven und Belastungsmodellen erfolgen, die durch die nationalen Behörden zu spezifizieren sind. Ein vereinfachtes Näherungsverfahren mit λ -Werten darf für den Nachweis bei Eisenbahnbrücken verwendet werden, siehe Anhang NN.

Die Palmgren/Miner-Regel sollte für den Nachweis von Beton verwendet werden; nach

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Dabei ist

- m die Anzahl von Intervallen mit konstanter Amplitude;
- n_i die tatsächliche Anzahl von Lastzyklen mit einer konstanten Amplitude im Intervall "i";
- N_i die maximale Zahl von Lastzyklen derselben konstanten Amplitude im Intervall "i", die vor einem Versagen aufgenommen werden können. N_i darf von den nationalen Behörden (mithilfe von S-N-Kurven) vorgegeben werden oder kann auf einer vereinfachten Basis unter Nutzung des Ansatzes (6.72) aus EN 1992-1-1 berechnet werden. Dabei ist der Beiwert 0,43 mit $(\log N_i)/14$ zu tauschen und die Ungleichung in eine Gleichung zu überführen.

Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf für Beton unter Druck angenommen werden, wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.105)$$

Dabei ist

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1 - E_{cd, max, i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right)} \quad (6.106)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad (6.107)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.108)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.109)$$

und

- R_i das Spannungsverhältnis;
- $E_{cd,min,i}$ das minimale Niveau der Druckspannung;
- $E_{cd,max,i}$ das maximale Niveau der Druckspannung;
- $f_{cd,fat}$ der Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons nach Gleichung (6.76);
- $\sigma_{cd,max,i}$ die Oberspannung in einem Lastzyklus;
- $\sigma_{cd,min,i}$ die Unterspannung in einem Lastzyklus.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

Dabei ist

- $\beta_{cc}(t_0)$ der Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung (siehe 3.1.2 (6) in EN 1992-1-1);
- t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen.

ANMERKUNG 1 Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für k_1 ist 0,85.

ANMERKUNG 2 Siehe Anhang NN für weitere Informationen.

6.109 Membranelemente

(101) Membranelemente können für die Berechnung zweidimensionaler Betonelemente verwendet werden, die einer Beanspruchung durch eine Kombination innerer Kräfte unterliegen, die mit Hilfe einer linearen FE-Analyse ermittelt worden sind. Membranelemente sind nur ebenen Spannungen ausgesetzt, nämlich σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} , wie Bild 6.106 zeigt:

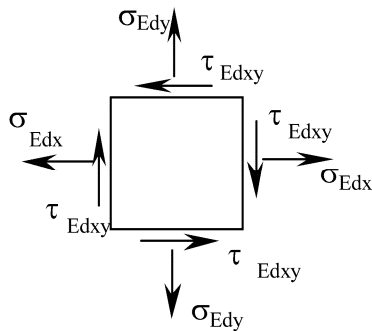


Bild 6.106 — Membranelement

(102) Membranelemente dürfen unter dem Ansatz der Plastizitätstheorie mit einer Lösung an der unteren Schranke berechnet werden.

(103) Der maximale Wert der Festigkeit des Druckspannungsfeldes sollte als eine Funktion der Hauptspannungen definiert werden:

- i) Wenn beide Hauptspannungen Druckspannungen sind, wird der maximale Druck im Beton wie folgt errechnet:

$$\sigma_{cd \max} = 0,85 f_{cd} \frac{1+3,80\alpha}{(1+\alpha)^2} \quad (6.110)$$

Dabei ist $\alpha \leq 1$ das Verhältnis der beiden Hauptspannungen.

- ii) Wenn eine Berechnung mithilfe der Plastizitätstheorie unter Ansatz von $\theta = \theta_{el}$ durchgeführt worden ist, und mindestens eine Hauptspannung Zug ist, ohne dass die Bewehrung fließt, dann kann die maximale Druckspannung im Druckspannungsfeld des Betons wie folgt angegeben werden:

$$\sigma_{cd \max} = f_{cd} \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad (6.111)$$

Dabei ist σ_s die maximale Zugspannung in der Bewehrung, und ν ist in Gleichung 6.2.2 (6) in EN 1992-1-1 definiert.

- iii) Wenn eine Berechnung mithilfe der Plastizitätstheorie durchgeführt worden ist und Fließen irgendeines Bewehrungsbestandteils eintritt, dann kann die maximale Druckspannung im Beton wie folgt angegeben werden:

$$\sigma_{cd \max} = \nu f_{cd} (1 - 0,032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

Dabei ist

θ_{el} (in Grad) die Neigung zur x -Achse der Hauptdruckspannung in der elastischen Berechnung;

θ (in Grad) der Winkel des plastischen Druckfeldes (der Hauptdruckspannung) im GZT zur x -Achse.

In Gleichung (6.112) sollte $|\theta - \theta_{el}|$ auf 15 Grad begrenzt sein.

7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

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

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (2)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (3)
7.2 (1)P	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (4)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (5)
7.2 (4)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (6)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (7)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)	7.4.3 (1)P	

7.2 Begrenzung der Spannungen

(102) Es kann zu Längsrissen kommen, wenn die Spannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination einen kritischen Wert übersteigt. Diese Rissbildung kann zu einer Verminderung der Dauerhaftigkeit führen. In Bauteilen, die den Bedingungen der Expositionsklassen XD, XF und XS (siehe Tabelle 4.1 in EN 1992-1-1) ausgesetzt sind und in denen keine anderen Maßnahmen getroffen werden, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung, sollten die Betondruckspannungen auf den Wert $k_1 f_{ck}$ begrenzt werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert k_1 darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 0,6. Der landesspezifische Wert für den maximal zulässigen Spannungszuwachs oberhalb der Spannungsgrenze $k_1 f_{ck}$ darf beim Vorhandensein einer Umschnürung dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 10 %.

7.3 Begrenzung der Rissbreiten

7.3.1 Allgemeines

(105) Die maximal zulässige Rissbreite w_{max} ist in der Regel unter Berücksichtigung des geplanten Gebrauchs, der Art des Tragwerks sowie der Kosten der Rissbreitenbeschränkung festzulegen. Infolge des zufälligen Charakters des Rissbildungsphänomens können tatsächliche Rissbreiten nicht vorhergesagt werden. Trotzdem ist es unwahrscheinlich, dass die Eigenschaften des Tragwerks beeinträchtigt werden, wenn die Risse, berechnet nach den Modellen dieses Standards, auf Werte aus Tabelle 7.101N begrenzt wurden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert w_{max} und die Definition für Dekompression sowie die Anwendungsbedingungen dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte für die Rissbreite w_{max} und die Bedingungen für die Grenze der Dekompression sind in Tabelle 7.101N aufgeführt. Die empfohlene Definition für Dekompression steht unter der Tabelle.

Tabelle 7.101N — Empfohlene Werte für w_{\max} und relevante Kombinationsregeln

Expositionsklasse	Bauteile aus Stahlbeton und Bauteile aus Spannbeton ohne im Verbund liegende Spannglieder	Bauteile aus Spannbeton mit Spanngliedern im Verbund
	Quasi-ständige Einwirkungskombination	Häufige Einwirkungskombination
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Dekompression
^a Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.		
^b Bei diesen Expositionsklassen ist in der Regel zusätzlich die Dekompression unter quasi-ständigen Einwirkungskombinationen zu prüfen.		

Der Nachweis der Dekompression verlangt, dass der gesamte Beton innerhalb einer bestimmten Distanz vom Spannglied oder dem Hüllrohr unter einer definierten Last unter Druckspannungen verbleibt.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert des zu berücksichtigenden Abstandes darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 100 mm.

(110) In einigen Fällen kann es notwendig werden, die Rissbildung infolge Querkraft in Stegen zu prüfen und zu begrenzen.

ANMERKUNG Weitere Informationen können Anhang QQ entnommen werden.

7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

(102) Sofern nicht eine genauere Rechnung zeigt, dass ein geringerer Bewehrungsquerschnitt ausreicht, darf der erforderliche Mindestbewehrungsquerschnitt zur Begrenzung der Rissbreite folgendermaßen ermittelt werden. Bei profilierten Querschnitten wie Hohlkästen oder Plattenbalken ist in der Regel die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt (Gurte und Stege) einzeln nachzuweisen.

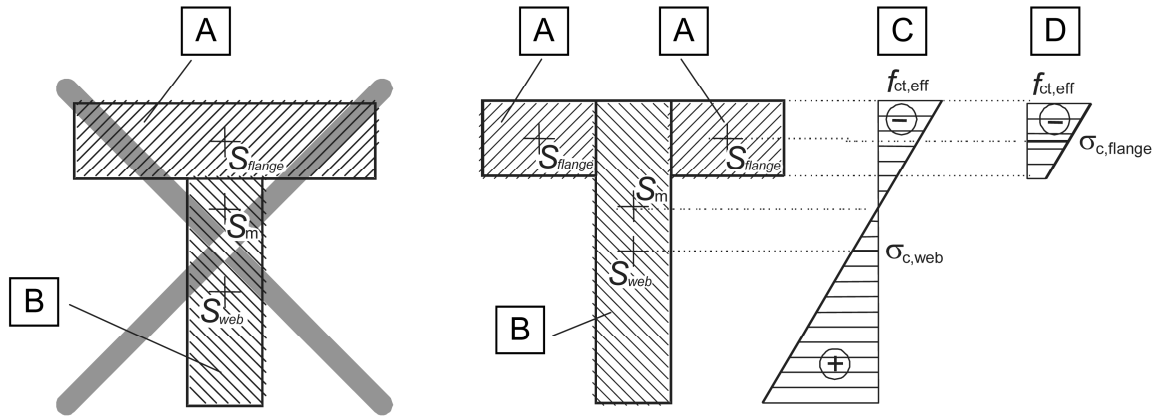
$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (7.1)$$

Dabei ist

$A_{s,\min}$ die Mindestquerschnittsfläche der Betonstahlbewehrung innerhalb der Zugzone;

A_{ct} die Fläche der Betonzugzone. Die Zugzone ist derjenige Teil des Querschnitts, der direkt vor der Bildung des Erstrisses unter Zugspannungen steht.

In gegliederten Querschnitten wie z. B. T-Balken und Hohlkästen sollte die Unterteilung in Nachweisabschnitte, wie in Bild 7.101 gezeigt, erfolgen.



Legende

- A Teilquerschnitt „Gurt“
- B Teilquerschnitt „Steg“
- C „Steg“
- D „Gurt“

Bild 7.101 — Beispiel für eine Unterteilung eines gegliederten Querschnitts zur Berechnung der Rissbildung

σ_s der Absolutwert der maximal zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Diese darf als die Streckgrenze der Bewehrung f_{yk} angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein niedrigerer Wert erforderlich sein, entsprechend dem Grenzdurchmesser der Stäbe oder den Höchstwerten der Stababstände (siehe 7.3.3 (2) in EN 1992-1-1);

$f_{ct,eff}$ der Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit des Betons, der beim Auftreten der Risse zu erwarten ist: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ oder niedriger, ($f_{ctm}(t)$), falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen erwartet wird;

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:
 = 1,0 für Stege mit $h \leq 300$ mm oder Gurte mit Höhen unter 300 mm;
 = 0,65 für Stege mit $h \geq 800$ mm oder Gurte mit Höhen über 800 mm;
 Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

k_c der Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes:

Bei reinem Zug: $k_c = 1,0$.

Bei Biegung oder Biegung mit Normalkraft:

— Bei Rechteckquerschnitten und Stegen von Hohlkästen- oder Plattenbalken:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

— Bei Gurtplatten von Hohlkästen und Plattenbalken:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

Dabei ist

σ_c die mittlere Betonspannung, die auf den untersuchten Teil des Querschnitts einwirkt

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}; \quad (7.4)$$

N_{Ed} die Normalkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, die auf den untersuchten Teil des Querschnitts einwirkt (Druckkraft ist positiv bezeichnet). Zur Bestimmung von N_{Ed} sind in der Regel die charakteristischen Werte der Vorspannung und der Normalkräfte unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu berücksichtigen;

h^* $h^* = h$ für $h < 1,0$ m;

$h^* = 1,0$ m für $h \geq 1,0$ m;

k_1 der Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Normalkräfte auf die Spannungsverteilung:

$k_1 = 1,5$ falls N_{Ed} eine Druckkraft ist;

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ falls N_{Ed} eine Zugkraft ist;

F_{cr} der Absolutwert der Zugkraft im Gurt unmittelbar vor Rissbildung infolge des Rissmoments, welches mit $f_{ct,eff}$ berechnet wird.

(105) Um dem Schwinden Rechnung zu tragen, sollte bei Brücken [AC] für die Berechnung der Mindestbewehrung $f_{ct,eff}$ in Gleichung (7.1) der größere Wert [AC] der folgenden Zugfestigkeiten, entweder $2,9 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{ctm}(t)$ angenommen werden.

7.3.3 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

(101) Die Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung darf mit vereinfachten Verfahren ausgeführt werden.

ANMERKUNG Das Verfahren der Rissbreitenbegrenzung ohne direkte Berechnung darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Das empfohlene Verfahren ist EN 1992-1-1, 7.3.3 (2) bis (4) zu entnehmen.

7.3.4 Berechnung der Rissbreite

(101) Die Ermittlung der Rissbreite darf unter der Nutzung anerkannter Methoden geführt werden.

ANMERKUNG Einzelheiten über landesspezifisch anerkannte Methoden zur Rissbreitenbeschränkung dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlene Methode ist EN 1992-1-1, 7.3.4 zu entnehmen.

7.4 Begrenzung der Biegeverformungen

7.4.1 Allgemeines

(3), (4), (5) und (6) aus EN 1992-1-1 sind nicht anzuwenden.

[AC] gestrichener Text [AC]

8 Allgemeine Bewehrungsregeln

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

8.1 (1)P	8.5 (1)	8.7.5.2 (1)	8.10.2.2 (1)
8.1 (2)P	8.5 (2)	8.8 (1)	8.10.2.2 (2)
8.1 (3)	8.6 (1)	8.8 (2)	8.10.2.2 (3)
8.1 (4)	8.6 (2)	8.8 (3)	8.10.2.2 (4)
8.2 (1)P	8.6 (3)	8.8 (4)	8.10.2.2 (5)
8.2 (2)	8.6 (4)	8.8 (5)	8.10.2.3 (1)
8.2 (3)	8.6 (5)	8.8 (6)	8.10.2.3 (2)
8.2 (4)	8.7.1 (1)P	8.8 (7)	8.10.2.3 (3)
8.3 (1)P	8.7.2 (1)P	8.8 (8)	8.10.2.3 (4)
8.3 (2)	8.7.2 (2)	8.9.1 (2)	8.10.2.3 (5)
8.3 (3)	8.7.2 (3)	8.9.1 (3)	8.10.2.3 (6)
8.4.1 (1)P	8.7.2 (4)	8.9.1 (4)	8.10.3 (1)
8.4.1 (2)	8.7.3 (1)	8.9.2 (1)	8.10.3 (2)
8.4.1 (3)	8.7.4.1 (1)	8.9.2 (2)	8.10.3 (3)
8.4.1 (4)	8.7.4.1 (2)	8.9.2 (3)	8.10.3 (5)
8.4.1 (5)	8.7.4.1 (3)	8.9.3 (1)	8.10.4 (1)P
8.4.1 (6)	8.7.4.1 (4)	8.9.3 (2)	8.10.4 (2)P
8.4.2 (1)P	8.7.4.2 (1)	8.9.3 (3)	8.10.4 (3)
8.4.2 (2)	8.7.5.1 (1)	8.10.1.1 (1)P	8.10.4 (4)
8.4.3 (1)P	8.7.5.1 (2)	8.10.1.2 (1)	8.10.5 (1)P
8.4.3 (2)	8.7.5.1 (3)	8.10.1.2 (2)	8.10.5 (2)P
8.4.3 (3)	8.7.5.1 (4)	8.10.1.3 (1)P	8.10.5 (3)P
8.4.3 (4)	8.7.5.1 (5)	8.10.1.3 (2)	8.10.5 (4)
8.4.4 (1)	8.7.5.1 (6)	8.10.1.3 (3)	
8.4.4 (2)	8.7.5.1 (7)	8.10.2.1 (1)	

8.9 Stabbündel

8.9.1 Allgemeines

(101) Wenn nicht anders festgelegt, gelten die Regeln für Einzelstäbe auch für Stabbündel. In einem Stabbündel haben in der Regel alle Stäbe gleiche Eigenschaften zu haben (Sorte und Festigkeitsklasse). Stäbe mit verschiedenen Durchmessern dürfen gebündelt werden, wenn das Verhältnis der Durchmesser nicht den Wert 1,7 übersteigt.

ANMERKUNG Einzelheiten über landesspezifische Einschränkungen bei der Nutzung von Stabbündeln dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden.

8.10 Spannglieder

8.10.3 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern mit nachträglichem oder ohne Verbund

(104) Die Zugkräfte, die aufgrund konzentrierter Kräfte auftreten, sind in der Regel mittels eines Stabwerkmodells oder eines anderen angemessenen Modells nachzuweisen (siehe 6.5). Die Bewehrung ist in der Regel unter der Annahme durchzubilden, dass sie mit dem Bemessungswert ihrer Festigkeit beansprucht wird. Wenn die Spannung in dieser Bewehrung auf 250 N/mm² begrenzt wird, ist keine Prüfung der Rissbreiten erforderlich.

(106) Besondere Beachtung sollte der Bemessung derjenigen Verankerungszonen zukommen, in denen zwei und mehr Spannglieder verankert werden.

ANMERKUNG Weitere Informationen hierzu dürfen Anhang J entnommen werden.

8.10.4 Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder

(105) Die Anordnung von X % und mehr Spanngliedkopplungen in einem Querschnitt ist in der Regel zu vermeiden, außer:

- wenn eine durchlaufende Mindestbewehrung nach Beziehung (7.1) aus EN 1992-1-1 (7.3.2) eingebaut ist, oder
- es verbleibt eine Mindestdruckspannung von 3 N/mm^2 im Querschnitt unter der charakteristischen Einwirkungs-kombination.

ANMERKUNG Der Wert für X und der landesspezifisch maximal zulässige Prozentsatz von Spanngliedern, die innerhalb eines Abschnitts gekoppelt werden dürfen, sind dem Nationalen Anhang zu entnehmen. Die empfohlenen Werte sind 50 % und 67 %.

Wenn ein bestimmter Anteil von Spanngliedern in einem bestimmten Schnitt gekoppelt wird, dürfen die übrigen Spannglieder nicht innerhalb des Abstands „a“ dieses Querschnitts ebenfalls gekoppelt werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Abstand „a“ darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlenen Wert ist durch Tabelle 8.101N gegeben.

Tabelle 8.101N — Mindestabstand zwischen Querschnitten, in denen Spannglieder mit Kopplungen verbunden werden können

Konstruktionshöhe h	Abstand a
$\leq 1,5 \text{ m}$	1,5 m
$1,5 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$	$a = h$
$\geq 3,0 \text{ m}$	3,0 m

(106) Wenn Platten quer vorgespannt sind, sollte der Anordnung der Spannglieder besondere Beachtung zukommen, um eine vernünftige, gleichmäßige Verteilung der Vorspannung zu erreichen.

(107) In einer aggressiven Umgebung sollten Öffnungen und Spannnischen, die nötig sind, um die Vorspannung in den Spanngliedern aufzubringen, auf der Oberseite von Fahrbahnplatten vermieden werden. Wo in Ausnahmefällen Öffnungen und Spannnischen an der Oberseite einer Fahrbahnplatte vorgesehen sind, sollten angemessene Vorsichtsmaßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit getroffen werden.

ANMERKUNG Zusätzliche landesspezifische Regeln, die mit den Vorkehrungen zur Sicherung von Öffnungen und Spannnischen auf der Oberseite der Fahrbahnplatten verbunden sind, dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. In dieser Norm werden keine zusätzlichen Regeln empfohlen.

(108) Bei der Verankerung von Spanngliedern in einer Arbeitsfuge oder in einem Betonbauteil (entweder in einer äußeren Rippe, in einer Spannnische oder völlig im Inneren des Bauteils) sollte kontrolliert werden, dass eine bleibende Druckspannung von mindestens 3 N/mm^2 in der Richtung der verankerten Spannkraft unter der häufigen Einwirkungskombination vorhanden ist. Ist diese Mindestdruckspannung nicht vorhanden, sollte Bewehrung zur Absicherung gegen lokale Zugspannungen hinter dem Ankerkörper eingebaut werden. Der Nachweis der bleibenden Druckspannungen ist nicht notwendig, wenn das Spannglied an der zu untersuchenden Ankerstelle gekoppelt wird.

9 Konstruktionsregeln

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

9.1 (1)P	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.1.2 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)P
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 Allgemeines

(103) Die Angabe von Mindestbewehrung erfolgt zur Vermeidung schlagartigen Versagens, breiter Risse sowie um die durch Zwangseinwirkungen bedingten Kräfte aufzunehmen.

ANMERKUNG Zusätzliche landesspezifische Regeln für die minimale Dicke von Tragwerksteilen und die Mindestoberflächenbewehrung der Stege und Platten von Brücken bei einem minimalen Stabdurchmesser und einem maximalen Stabdurchmesser dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden.

9.2 Balken

9.2.2 Querkraftbewehrung

(101) Die Querkraftbewehrung hat in der Regel mit der Schwerachse des Bauteils einen Winkel α von 45° bis 90° zu bilden.

ANMERKUNG Einzelheiten der erlaubten Formen von Querkraftbewehrung dürfen dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Formen sind:

- Bügel, die die Längsbewehrung und die Druckzone umfassen (siehe Bild 9.5 des EN 1992-1-1);
- aufgebogene Stäbe;
- eine Kombination von beiden.

(2) aus EN 1992-1-1 ist nicht anzuwenden.

9.5 Stützen

9.5.3 Querbewehrung

(101) Der Durchmesser der Querbewehrung (Bügel, Schlaufen oder Wendeln) hat in der Regel nicht weniger als ein Viertel des maximalen Durchmessers der Längsbewehrung, jedoch mindestens ϕ_{\min} zu betragen. Der Stabdurchmesser der Drähte bei Betonstahlmatten als Querbewehrung hat in der Regel mindestens $\phi_{\min, \text{mesh}}$ zu betragen.

ANMERKUNG Der landesspezifische Minstdurchmesser der Querbewehrung darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind $\phi_{\min} = 6 \text{ mm}$ und $\phi_{\min, \text{mesh}} = 5 \text{ mm}$.

9.7 Wandartige Träger

(102) Der Abstand zwischen zwei benachbarten Stäben des Bewehrungsnetzes sollte in der Regel nicht größer als s_{mesh} sein.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert der maximalen Maschenweite darf dem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert für s_{mesh} ist der jeweils geringere Wert aus Stegdicke oder 300 mm.

9.8 Gründungen

9.8.1 Pfahlkopfplatten und -balken

(103) Die Hauptzugbewehrung zur Aufnahme der Einwirkungen ist in der Regel in den Spannungszonen zwischen den Pfahlköpfen zu konzentrieren. Dafür ist in der Regel ein Mindeststabdurchmesser ϕ_{\min} vorzusehen. Wenn die Querschnittsfläche dieser Bewehrung mindestens der Mindestbewehrung entspricht, sind an der Unterseite des Bauteils gleichmäßig verteilte Stäbe nicht notwendig.

ANMERKUNG Der landesspezifische Wert für ϕ_{\min} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene Wert ist 12 mm.

9.10 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen

Dieser Abschnitt ist nicht anzuwenden.

10 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

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

10.1.1	10.5.1 (3)	10.9.3 (9)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.2 (2)
10.2 (1)P	10.5.2 (1)	10.9.3 (10)	10.9.4.3 (5)	10.9.5.2 (3)
10.2 (2)	10.9.1 (1)	10.9.3 (11)	10.9.4.3 (6)	10.9.5.3 (1)P
10.2 (3)	10.9.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.4 (1)	10.9.5.3 (2)P
10.3.1.1 (1)	10.9.2 (1)	10.9.4.1 (1)P	10.9.4.5 (1)P	10.9.5.3 (3)P
10.3.1.1 (2)	10.9.2 (2)	10.9.4.1 (2)P	10.9.4.5 (2)	10.9.6.1 (1)P
10.3.1.1 (3)	10.9.3 (1)P	10.9.4.1 (3)P	10.9.4.6 (1)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (2)P	10.9.4.1 (4)P	10.9.4.7 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (3)P	10.9.4.2 (1)P	10.9.5.1 (1)P	10.9.6.2 (3)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (4)	10.9.4.2 (2)P	10.9.5.1 (2)P	10.9.6.3 (1)
10.3.2.2 (1)P	10.9.3 (5)	10.9.4.2 (3)	10.9.5.1 (3)	10.9.6.3 (2)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (1)	10.9.5.1 (4)P	10.9.6.3 (3)
10.5.1 (1)P	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (2)	10.9.5.1 (5)P	
10.5.1 (2)	10.9.3 (8)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.2 (1)	

10.1 Allgemeines

(101)P Die in diesem Abschnitt aufgeführten Regeln gelten für Tragwerke, die teilweise oder vollständig aus Fertigteilen bestehen, und ergänzen die Regeln in den anderen Abschnitten. Zusätzliche Fragen im Zusammenhang mit der baulichen Durchbildung, der Herstellung und Montage werden in speziellen Produktnormen geregelt.

10.9 Bemessungs- und Konstruktionsregeln

10.9.7 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen

Dieser Abschnitt ist nicht anzuwenden.

11 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton

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

11.1 (1)P	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)P	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)P	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)P	11.6.5 (1)
11.1.1 (3)	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
11.1.1 (4)P	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)P
11.1.2 (1)P	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)P	11.3.5 (1)P	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)P	11.3.5 (2)P	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)P
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

11.9 Konstruktionsregeln

(101) Der Stabdurchmesser von im Leichtbeton eingebetteten Stäben hat in der Regel 32 mm nicht zu überschreiten. Stabbündel im Leichtbeton haben in der Regel aus nicht mehr als zwei Stäben zu bestehen. Der Ersatzdurchmesser hat in der Regel dabei nicht größer als 45 mm zu sein.

ANMERKUNG Der Gebrauch von Stabbündeln darf durch einen Nationalen Anhang eingeschränkt sein.

12 Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

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

113 Bemessung für Bauzustände

113.1 Allgemeines

(101) Bei Brücken, die abschnittsweise errichtet werden, sollte die Bemessung das Bauverfahren unter den folgenden Umständen berücksichtigen:

- wenn in irgendeinem Schnitt während der Bauphasen Kräfte abweichend von denen im Endzustand auftreten (z. B. die Überbauerstellung im Taktschieben, Beanspruchung von Stützen/Brückenpfeilern bei Herstellung von Brücken im Freivorbau mit Waagebalken);

- b) wenn Kräfteumlagerungen infolge zeitabhängiger Effekte des Materialverhaltens durch Änderungen des statischen Systems während der Bauphase ausgelöst werden (z. B. durchlaufende Brücken, die feldweise auf Lehrgerüst gebaut werden oder durch Kragarme);
- c) wenn Spannungsumlagerungen infolge zeitabhängiger Effekte des Materialverhaltens durch Änderungen der Bauwerksquerschnitte während der Bauphase ausgelöst werden (z. B. Überbauten, die aus vorgefertigten Balken mit Ortbetonplatten bestehen);
- d) wenn Montage- oder Betonierphasen Einflüsse haben können: auf die Stabilität des Tragwerks im Bauzustand, auf den Kraftfluss im Tragwerk im Endzustand oder die Geometrie des Tragwerks im Endzustand.

(102) Ist für ein Tragwerk einer der in (101) a) bis d) beschriebenen Punkte erfüllt, so sollten die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und die Grenzzustände der Tragfähigkeit im Bauzustand nachgewiesen werden.

(103) Ist für ein Tragwerk einer der in (101) b) und c) beschriebenen Punkte erfüllt, so sollten die Langzeitbelastungen oder -Spannungen in einer Analyse der Umlagerungseffekte ermittelt werden. Inkrementelle Verfahren oder Näherungsverfahren dürfen für diese Berechnungen genutzt werden.

(104) Ist für ein Tragwerk der in (101) d) beschriebene Punkt erfüllt, so sollten Montage- und Betonierschritte auf Zeichnungen angegeben und bezeichnet werden oder detailliert in einem Bauablaufplan dargestellt werden.

113.2 Einwirkungen während der Bauausführung

(101) Die Einwirkungen, die während der Bauausführung zu berücksichtigen sind, sind EN 1991-1-6 und den Anhängen zu entnehmen.

(102) Für den Nachweis des Gleichgewichts im Tragwerk im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Segmentbrücken im Freivorbau mit Waagebalken sollten unsymmetrische Windlasten berücksichtigt werden. Ein einseitiger Sog oder Horizontaldruck von mindestens $x \text{ N/m}^2$ auf einen Kragarm des Gesamtsystems sollte berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Der landesspezifische Zahlenwert für x darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. Der empfohlene charakteristische Wert für x ist 200 N/m^2 .

(103) Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Brücken im Freivorbau mit Waagebalken in Ortbetonbauweise ist der Absturz von Schalelementen als eine außergewöhnliche Einwirkung zu berücksichtigen. Die Einwirkung sollte dynamische Effekte einschließen. Der Lastfall kann während jeder Bauphase auftreten (Schalwagenbewegungen, Betoneinbau usw.).

(104) Bei Konstruktionen des im Gleichgewicht stattfindenden Segmentfreivorbaus sollte der unfallartige Absturz eines Segmentes berücksichtigt werden.

(105) Bei taktgeschobenen Überbauten sollten Zwangsverformungen berücksichtigt werden.

113.3 Nachweiskriterien

113.3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(101) Siehe EN 1992-2 Kapitel 6.

113.3.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(101) Die Nachweise für die Bauzustände sollten genauso geführt werden wie die Nachweise für das Tragwerk im Endzustand, mit den folgenden Ausnahmen:

(102) Gebrauchstauglichkeitskriterien für das Tragwerk im Endzustand brauchen für die Bauphasen nicht berücksichtigt zu werden, sofern die Dauerhaftigkeit und das äußere Erscheinungsbild des fertigen Tragwerks nicht beeinflusst werden (z. B. Verformungen).

(103) Selbst für Brücken, oder Teile von Brücken, für die der Nachweis der Dekompression für die quasi-ständige oder häufige Einwirkungskombination am Tragwerk im Endzustand geführt wurde, sind im Bauzustand unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination Zugspannungen kleiner als $k \cdot f_{ctm}(t)$ zugelassen.

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

(104) Für Brücken oder Teile von Brücken, bei denen der Grenzzustand der Rissbildung im Endzustand für die häufige Einwirkungskombination geführt wurde, sollte der Rissbreitennachweis im Bauzustand für die quasi-ständige Einwirkungskombination geführt werden.

Anhang A (informativ)

Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe

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

Anhang B (informativ)

Kriechen und Schwinden

Die folgenden Abschnitte der EN 1992-1-1 sind bei normalen Betonen anzuwenden (siehe unten), ausgenommen besonders dicke Bauteile.

B.1 (1)

B.1 (2)

B.1 (3)

B.2 (1)

Der Abschnitt B.103 ist spezifisch für hochfeste Betone anzuwenden, die aus R-Zementen, mit oder ohne Mikrosilica hergestellt wurden und eine Festigkeit größer als C50/60 besitzen. Im Allgemeinen sind die Methoden des Abschnitts B.103 gegenüber denen der EN 1992-1-1 zu bevorzugen in Bezug auf oben stehende Betone und dicke Bauteile, in denen die Reaktionsabläufe für Grundfließen und Trocknungskriechen sehr unterschiedlich sind. Es ist anzumerken, dass die Anleitung in diesem Abschnitt durch Baustellenprüfungen und -messungen abgesichert wurde. Für Hintergrundinformationen kann auf folgende Literatur verwiesen werden:

- LE ROY R., DE LARRARD F., PONS G. (1996) The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete.
- TOUTLEMONDE F., DE LARRARD F., BRAZELLIER D. (2002) Structural application of HPC: a survey of recent research in France.
- LE ROY R., CUSSAC J. M., MARTIN O. (1999) Structures sensitive to creep: from laboratory experimentation to structural design – The case of the Avignon high-speed rail viaduct.

B.100 Allgemeines

(101) Dieser Anhang darf für die Berechnung von Kriechen und Schwinden unter Einschluss der zeitabhängigen Entwicklung verwendet werden. Trotzdem zeigen typische Versuchsdaten eine Bandbreite der Streuung von $\pm 30\%$ um die Ergebnisse für Kriechen und Schwinden, die anhand dieses Anhangs vorhergesagt werden. In Fällen, wo größere Genauigkeit durch die Empfindlichkeit des Tragwerks gegen Kriechen und/oder Schwinden erforderlich ist, sollten diese Effekte und die Entwicklung zeitverzögerter Verformungen mit Versuchen untersucht werden. Abschnitt B.104 schließt Richtlinien für die experimentelle Ermittlung der Kriech- und Schwindkoeffizienten ein.

(102) Für hochfesten Beton ($f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$) ist ein alternatives Näherungsverfahren zur Untersuchung von Kriechen und Schwinden in Abschnitt B.103 gegeben. Das alternative Näherungsverfahren berücksichtigt den Effekt des Zusatzes von Mikrosilica und verbessert signifikant die Genauigkeit der Vorhersage.

(103) Im Weiteren sind die Gleichungen für Kriechen in den Abschnitten B.1 und B.103 gültig, wenn der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Belastung $f_{cm}(t_0)$ größer als $0,6 f_{cm}$ ist ($f_{cm}(t_0) > 0,6 f_{cm}$).

Wenn Beton im frühen Betonalter bei signifikanter Festigkeitsentwicklung zu Beginn der Belastungszeit belastet wird, sollte eine spezifische Untersuchung des Kriechkoeffizienten durchgeführt werden. Dieser sollte

durch eine experimentell gesicherte Näherung begründet werden und die Ermittlung der mathematischen Beschreibung sollte sich auf die Richtlinie stützen, die als Teil von B.104 gegeben ist.

(104) Kriech- und Schwindformeln sowie experimentelle Untersuchungen sind auf Daten gegründet, die über eine begrenzte Zeitperiode gesammelt worden sind. Die Extrapolation solcher Ergebnisse für Langzeituntersuchungen (z. B. 100 Jahre) führt zusätzliche Fehler ein, die mit mathematischen Ansätzen zur Extrapolation verbunden sind. Wenn die Sicherheit durch die Überschätzung der verzögert eintretenden Verformungen erhöht würde und wenn dies für das Projekt relevant ist, sollten Kriechen und Schwinden, die auf der Basis dieser Formeln oder experimentellen Untersuchungen vorhergesagt wurden, mit einem Sicherheitsfaktor nach B.105 multipliziert werden.

B.103 Hochfester Beton

(101) Im Fall von hochfestem Beton (HSC), speziell für Betonklassen größer oder gleich C55/67, sollte das in diesem Absatz beschriebene Modell verwendet werden, um eine bessere Übereinstimmung mit Versuchsdaten zu erhalten, wenn die erforderlichen Daten zur Nutzung dieses Modells verfügbar sind. Für HSC ohne Mikrosilica ist Kriechen allgemein größer, als in den Mittelwert-Ansätzen des Abschnitts B.1 vorhergesagt wird. Gleichungen, die in diesem Abschnitt vorgeschlagen werden, sollten nicht ohne Nachweis verwendet werden, wenn der Anteil von Gesteinskörnungen kleiner als 67 % ist. Dies wird häufiger bei selbstverdichtendem Beton der Fall sein.

(102) Das Modell trennt zwischen Dehnungen, die in versiegeltem Beton entstehen, und zusätzlichen Verformungen aus dem Trocknen. Zwei Ansätze werden für Schwinden und zwei für Kriechen angegeben. Die zeitabhängigen Verformungskomponenten sind:

- Chemisches Schwinden,
- Trocknungsschwinden,
- Grundfließen,
- Trocknungskriechen.

Diese zu unterscheidenden Phänomene sind durch unterschiedliche physikalische Mechanismen geprägt. Das chemische Schwinden steht mit dem Hydratationsprozess in Verbindung, wohingegen das Trocknungsschwinden infolge des Feuchtigkeitsaustausches von der Umwelt des Tragwerks abhängt.

(103) Spezifische Gleichungen sind für Beton mit Mikrosilica (SFC) angegeben. Für die Gültigkeit dieses Absatzes ist wichtig, dass von SFC auszugehen ist, wenn zumindest 5 % des Zementgewichts in Form von Mikrosilica enthalten sind.

B.103.1 Chemisches Schwinden

(101) Das Hydrationsverhältnis bestimmt das Fortschreiten des chemischen Schwindens. Deshalb bestimmt die Erhärtungsgeschwindigkeit die Entwicklung dieses Phänomens. Das Verhältnis $f_{cm}(t)/f_{ck}$, bekannt als Reife des jungen Betons, wird für $t < 28$ d als Hauptvariable angenommen. Schwinden scheint vernachlässigbar zu sein, wenn die Reife kleiner als 0,1 ist. Für das Alter $t \geq 28$ d wird die Entwicklung des chemischen Schwindens durch die Zeit bestimmt.

Das Modell für die Untersuchung des chemischen Schwindens ist:

- für $t < 28$ Tage,

$$\bullet \quad \text{wenn } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0 \quad (B.113)$$

$$\bullet \quad \text{wenn } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6} \quad (\text{B.114})$$

Dabei ist ε_{ca} das chemische Schwinden zwischen dem Einbringen und der Zeit t . In Fällen, in denen die Festigkeit $f_{cm}(t)$ unbekannt ist, kann sie in Übereinstimmung mit 3.1.2 (6) der EN 1992-1-1 ermittelt werden.

— für $t \geq 28$ Tage,

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) [2,8 - 1,1 \exp(-t/96)] \cdot 10^{-6} \quad (\text{B.115})$$

Nach diesem Modell sind nach 3 Monaten 97 % des gesamten chemischen Schwindens eingetreten.

B.103.2 Trocknungsschwinden

Die Gleichungen in B.103.2 sind für RH-Werte bis zu 80 % anzuwenden.

(101) Der Ansatz für das Trocknungsschwinden ist folgender:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad (\text{B.116})$$

$$\text{mit:} \quad K(f_{ck}) = 18 \quad \text{wenn } f_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$$

$$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck} \quad \text{wenn } f_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2.$$

$$\beta_{cd} = \begin{cases} 0,007 & \text{für Microsilicabeton} \\ 0,021 & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases}$$

B.103.3 Kriechen

Die Gleichungen in B.103.3 sind für RH-Werte bis zu 80 % anzuwenden.

(101) Die verzögert eintretende, lastabhängige Verformung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, d. h. die Summe von Grund- und Trocknungsfließen, kann nach der folgenden Beschreibung berechnet werden:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (\text{B.117})$$

B.103.4 Grundfließen

(101) Der Endwert des Grundfließens von Mikrosilicabeton ist als abhängig von der Festigkeit zum Zeitpunkt der Erstbelastung $f_{cm}(t_0)$ ermittelt worden. Weiterhin gilt: Je jünger der Beton zum Zeitpunkt der Erstbelastung ist, desto schneller schreitet die Verformung voran. Abweichend ist diese Tendenz für Beton ohne Mikrosilica nicht beobachtet worden. Für dieses Material wird angenommen, dass der Kriechkoeffizient konstant bei einem Mittelwert von 1,4 bleibt. Der Ausdruck für den Fortschritt ist daher eine Funktion der Reife, ausgedrückt durch den Quotienten $f_{cm}(t)/f_{ck}$. Die Gleichung lautet:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \quad (\text{B.118})$$

mit

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{für Microsilicabeton} \\ 1,4 & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases} \quad (\text{B.119})$$

und

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{für Microsilicabeton} \\ 0,4 \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases} \quad (\text{B.120})$$

B.103.5 Trocknungsfließen

Die Gleichungen in B.103.5 sind für RH-Werte bis zu 80 % anzuwenden.

(101) Das Trocknungsfließen, das für Mikrosilicabeton sehr gering ist, ist mit Rücksicht auf das Trocknungsschwinden, das zur gleichen Zeit stattfindet, zu untersuchen. Der Koeffizient für das Trocknungskriechen kann durch folgende vereinfachte Gleichung ausgedrückt werden:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

mit

$$\varphi_{d0} = \begin{cases} 1\,000 & \text{für Microsilicabeton} \\ 3\,200 & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases}$$

B.104 Experimentelle Untersuchungsverfahren

(101) Um verzögerte Verformungen mit größerer Genauigkeit zu untersuchen, kann es notwendig werden, die in den Modellen für Kriechen und Schwinden enthaltenen Parameter in Versuchsmessungen herauszufinden. Das folgende Verfahren, basierend auf einer experimentellen Ermittlung der Koeffizienten zur Modifikation der Gleichungen in B.103, kann genutzt werden.

(102) Versuchsdaten können von sinnvollen Schwind- und Kriechtests für chemische und Trocknungsbedingungen übernommen werden. Die Messungen sollten unter kontrollierten Bedingungen und über einen Zeitraum von mindestens 6 Monaten aufgezeichnet werden.

B.104.1 Chemisches Schwinden

(101) Das chemische Schwinden ist in zwei Teile zu unterteilen:

— für $t < 28$ Tage,

$$\text{wenn } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6} \quad (\text{B.122})$$

Der Parameter β_{ca1} ist so zu wählen, dass die Summe der kleinsten Fehlerquadrate zwischen der Modellabschätzung und den Versuchsdaten vom Beginn der Messungen bis zum 28. Tag minimiert wird.

— für $t \geq 28$ Tage,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t/\beta_{ca4})] \cdot 10^{-6} \quad (B.123)$$

Die anderen Parameter β_{ca2} , β_{ca3} , β_{ca4} sollten nach der gleichen Methode gewählt werden.

B.104.2 Trocknungsschwinden

Die Gleichungen in B.104.2 sind für RH-Werte bis zu 80 % anzuwenden.

(101) Die Beziehung für Trocknungsschwinden ist folgende:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2} \quad (B.124)$$

Die Parameter β_{cd1} , β_{cd2} sind so zu wählen, dass die Summe der kleinsten Fehlerquadrate zwischen der Modellabschätzung und den Versuchsergebnissen minimiert wird.

B.104.3 Grundfließen

(101) Zwei Parameter müssen ermittelt werden, ein globaler Wert β_{cd1} , der dem ganzen Ansatz für das Grundfließen hinzuzufügen ist,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}, (t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]} \quad (B.125)$$

und β_{bc2} , der in β_{bc} eingeschlossen ist:

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{für Microsilicabeton} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{für Beton ohne Microsilica} \end{cases} \quad (B.126)$$

Diese zwei Parameter müssen über die Minimierung der Summe der kleinsten Fehlerquadrate zwischen Versuchsergebnissen und der Modellabschätzung gewählt werden.

B.104.4 Trocknungsfließen

Die Gleichungen in B.104.4 sind für RH-Werte bis zu 80 % anzuwenden.

(101) Nur der globale Parameter φ_{d0} muss ermittelt werden.

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (B.127)$$

Dieser Parameter ist durch die Minimierung der Summe der kleinsten Fehlerquadrate zwischen den experimentellen Ergebnissen und der Modellabschätzung zu gewinnen.

B.105 Abschätzung der verzögerten Langzeitverformungen

(101) Kriech- und Schwindformeln sowie experimentelle Ermittlungen basieren auf Daten, die über eine begrenzte Zeitperiode gesammelt wurden. Die Extrapolation solcher Ergebnisse für Langzeit-Untersuchungen (z. B. 100 Jahre) führt zur Einführung zusätzlicher Fehler, die die für die Extrapolation verwendeten mathematischen Ausdrücke begleiten.

(102) Die Formeln, die in B.1, B.2 und B.103 dieses Anhangs angegeben werden, stellen eine zufrieden stellende mittlere Abschätzung der verzögert eintretenden Verformungen zur Verfügung, extrapoliert auf eine lange Zeit. Wenn die Sicherheit abweichend durch die Überschätzung der verzögerten Verformungen gesteigert würde und wenn dies für das Projekt von Relevanz ist, sollten Kriechen und Schwinden, ermittelt auf der Basis der Formeln oder experimentellen Untersuchungen, mit einem Sicherheitsfaktor multipliziert werden.

(103) Um die Unsicherheit im Zusammenhang mit den tatsächlich verzögert eintretenden Verformungen des Betons zu berücksichtigen (d. h. die Unsicherheit, die die Gültigkeit der mathematischen Extrapolationsformeln für Kriech- und Schwindverformungen aus Messungen über eine relativ kurze Zeitperiode begleitet), kann folgender Sicherheitsfaktor γ_{lt} einbezogen werden. Werte für γ_{lt} sind in Tabelle B.101 angegeben:

Tabelle B.101 — Sicherheitsfaktoren für Langzeit-Extrapolation verzögerter Verformungen bei Relevanz

t (Alter des Betons zur Abschätzung der verzögerten Verformungen)	γ_{lt}
$t < 1$ Jahr	1
$t = 5$ Jahre	1,07
$t = 10$ Jahre	1,1
$t = 50$ Jahre	1,17
$t = 100$ Jahre	1,20
$t = 300$ Jahre	1,25

die der folgenden mathematischen Beziehung entsprechen:

$$\begin{cases} t \leq 1 \text{ Jahr} & \gamma_{lt} = 1 \\ t \geq 1 \text{ Jahr} & \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{\text{ref}}} \right) \end{cases} \quad \text{mit } t_{\text{ref}} = 1 \text{ Jahr} \quad (\text{B.128})$$

Für Betone mit geringerem Alter als 1 Jahr können die Ansätze B.1, B.2 und B.103 direkt verwendet werden, da sie mit der Dauer der Versuche übereinstimmen, die in den Experimenten zur Formelkalibrierung vorhanden waren.

Für Betone älter als 1 Jahr, und daher besonders für Untersuchungen der Langzeitverformungen, müssen die gewonnenen Ergebnisse aus den Ansätzen (B.1) und (B.11) aus EN 1992-1-1 [AC] sowie aus (B.116) und (B.118) aus EN 1991-2 [AC] (Amplitude der verzögerten Verformungen zur Zeit t) mit γ_{lt} multipliziert werden.

Anhang C (normativ)

Eigenschaften von Betonstählen, die mit diesem Eurocode zu verwenden sind

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

Anhang D (informativ)

Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten

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

Anhang E (informativ)

Indikative Festigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit

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

Anhang F (informativ)

Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand

ANMERKUNG Die Vorzeichenkonvention, die in diesem Anhang verwendet wird, folgt der aus EN 1992-1-1 und ist unterschiedlich zu der in 6.9, Anhang LL und Anhang MM aus dieser Norm:

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

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

F.1 Allgemeines

(104) In Bereichen, in denen σ_{Edy} eine Zugspannung ist oder $\sigma_{\text{Edx}} \cdot \sigma_{\text{Edy}} \leq \tau_{\text{Edxy}}^2$ gilt, ist Bewehrung erforderlich.

Die optimale Bewehrung, zugehörig zum Winkel $\theta = 45^\circ$ und gekennzeichnet durch den hochgestellten Index ', sowie die dazugehörige Betonspannung werden durch folgende Gleichungen bestimmt:

Für $\sigma_{\text{Edx}} \leq |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edx}} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{\text{tdy}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edy}} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{\text{cd}} = 2|\tau_{\text{Edxy}}| \quad (\text{F.4})$$

Für $\sigma_{\text{Edx}} > |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{\text{tdy}} = \frac{\tau_{\text{Edxy}}^2}{\sigma_{\text{Edx}}} - \sigma_{\text{Edy}} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{\text{cd}} = \sigma_{\text{Edx}} \left(1 + \left(\frac{\tau_{\text{Edxy}}}{\sigma_{\text{Edx}}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Die Betonspannung σ_{cd} ist in der Regel mit einer realistischen Modellierung der gerissenen Bereiche (siehe 6.109 'Membran Elemente' in EN 1992-2) zu ermitteln.

ANMERKUNG Die minimale Bewehrung errechnet sich, wenn die Richtungen der Bewehrung mit den Richtungen der Hauptspannungen übereinstimmen.

Alternativ dürfen im Allgemeinen die erforderliche Bewehrung und die Betonspannung folgendermaßen bestimmt werden:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

Dabei ist θ der Winkel zwischen der Betonhauptdruckspannung und der x-Achse.

ANMERKUNG Der Wert von $\cot \theta$ ist in der Regel so zu wählen, dass keine Druckspannungen für f_{td} entstehen.

Um die Rissbreiten für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu beschränken und die erforderliche Verformungsfähigkeit in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sicherzustellen, hat in der Regel die nach den Gleichungen (F.8) und (F.9) für jede Richtung getrennt bestimmte Bewehrungsmenge nicht mehr als das Doppelte und nicht weniger als die Hälfte der nach den Gleichungen (F.2) und (F.3) oder (F.5) und (F.6) bestimmten Bewehrungsmenge zu betragen. Diese Grenzen lassen sich wie folgt formulieren:

$$\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx} \quad \text{und} \quad \frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}.$$

Anhang G (informativ)

Boden-Bauwerk-Wechselwirkungen

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

Anhang H (informativ)

Nachweis am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung

Dieser Anhang ist nicht anzuwenden.

Anhang I (informativ)

Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben

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

I.1.1 (1)

I.1.1 (2)

I.1.2 (1)

I.1.2 (2)

I.1.2 (3)

I.1.2 Modellierung und Berechnung als Rahmen

(4) und (5) aus EN 1992-1-1 sind nicht anzuwenden.

I.1.3 Ungleiche Stützweiten

Dieser Abschnitt ist nicht anzuwenden.

I.2 Wandscheiben

Dieser Abschnitt ist nicht anzuwenden.

Anhang J (informativ)

Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele

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

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2(4)	J.3 (3)	

J.104 Teilflächenbelastung

J.104.1 Auflagerbereiche bei Brücken

(101) Die Bemessung von Auflagerbereichen bei Brücken sollte nach den Regeln dieses Abschnitts, zusätzlich zu denen in 6.5 und 6.7 aus EN 1992-1-1, erfolgen.

(102) Der Abstand zwischen dem Rand einer belasteten Fläche zum freien Rand des Betonkörpers sollte nicht kleiner als 1/6 der entsprechenden Ausdehnung der belasteten Fläche sein, gemessen in der gleichen Richtung. In keinem Fall sollte der Abstand zum freien Rand geringer als 50 mm sein.

(103) Für Betonfestigkeitsklassen C55/67 oder höher sollte f_{cd} in Gleichung (6.63) aus EN 1992-1-1 durch

$$\frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$$

ersetzt werden.

(104) Zur Vermeidung von Abplatzungen an Betonkanten sollte, bis zu dem Punkt, an welchem die lokalen Druckspannungen infolge Lastausbreitung den Rand des Betonkörpers erreichen, gleichmäßig verteilte Bewehrung parallel zur belasteten Fläche eingelegt werden. Dieser Punkt wird wie folgt ermittelt: Unter einem Winkel θ (30°) zur Richtung des Lastangriffs wird eine Linie vom Rand des Betonkörpers durch den gegenüberliegenden Endpunkt der Lasteinleitungsfläche gezogen, wie in Bild J.107 dargestellt. AC Die Bewehrung, die zur Vermeidung von Randabplatzungen eingelegt wird, sollte angemessen verankert werden. AC

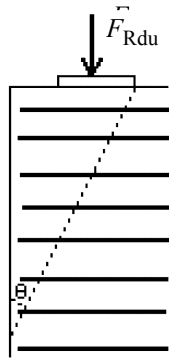


Bild J.107 — Gleitmodell

(105) Die Bewehrung (A_r) zur Vermeidung von Randabplatzungen sollte über die Gleichung

$$A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$$

ermittelt werden.

J.104.2 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund

(101) Die folgenden Regelungen gelten zusätzlich zu 8.10.3 in EN 1992-1-1 für die Konstruktion von Verankerungsbereichen, in denen zwei oder mehr Spannglieder verankert werden.

(102) Die Spannungen hinter Verankerungsplatten sollten wie folgt beschränkt werden:

- Der minimale Abstand zwischen der Mittelachse der Verankerung und dem Betonrand sollte nicht geringer sein als der in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen (ETA) angegebene Wert. Dieser minimale Wert hängt von der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt des Vorspannens ab.
- Die Bewehrung zur Vermeidung eines lokalen Druckversagens oder Spaltbruchs in Verankerungszonen des Betons wird in Abhängigkeit zu einem rechteckförmigen Betonprisma ermittelt, dem Lastausbreitungsbereich, der sich hinter jeder Verankerung befindet. Die Querschnittsfläche des Prismas hinter jeder Verankerung wird als zugehöriges Rechteck bezeichnet. Das zugehörige Rechteck hat denselben Mittelpunkt und dieselbe Symmetrieachse wie die Verankerungsplatte (welche zwei Symmetrieachsen haben sollte). Es sollte folgender Bedingung genügen:

$$\frac{P_{\max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (J.101)$$

Dabei ist

P_{\max} die maximale am Spannglied aufgebrauchte Kraft nach 5.10.2.1 in EN 1992-1-1;

c, c' die Abmessungen des zugehörigen Rechtecks;

$f_{ck}(t)$ die charakteristische Druckfestigkeit des Betons zu dem Zeitpunkt t , an dem die Vorspannkraft aufgebracht wird.

Der rechteckige Verankerungsbereich sollte in etwa das gleiche Seitenverhältnis besitzen wie die Verankerungsplatte. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn c/a und c'/a' nicht größer sind als $1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$, wobei a und a' die Abmessungen des Verankerungsbereiches einschließlich der Verankerungsplatte sind.

- Verankerungsbereiche dürfen sich gegenseitig nicht überlappen und müssen vollständig innerhalb der Betonquerschnittsfläche liegen.
- Der “Lastausbreitungsbereich” stellt in etwa den Betonkörper dar, in dem die Spannungen sich durch die Lastausbreitung von den hohen Werten direkt hinter der Ankerplatte zu Beton angemessenen Werten unter einaxialer Druckbeanspruchung verändern. Die Achse des prismatischen Lastausbreitungsbereiches entspricht der Spanngliedachse, die Grundfläche ist der rechteckige Verankerungsbereich und die Tiefe hinter der Verankerung beträgt etwa $1,2 \max(c, c')$. AC Die Prismen verschiedener Spanngliedverankerungen können sich bei nicht parallel verlaufenden Spanngliedern überlappen, sollten jedoch innerhalb des Betonquerschnitts liegen. AC

(103) Die Bewehrungsmenge zur Vermeidung eines lokalen Druckversagens oder Spaltbruchs des Betons im Lastausbreitungsbereich (wie in Absatz (102) definiert) sollte nicht kleiner sein als:

$$A_s = 0,15 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,\text{unfav}} \quad \text{mit} \quad \gamma_{p,\text{unfav}} \geq 1,20 \quad (\text{J.102})$$

Dabei ist

P_{\max} die maximale am Spannglied aufgebraachte Kraft nach 5.10.2.1 in EN 1992-1-1 (Gleichung 5.41) und

f_{yd} der Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls.

Die Bewehrung ist in beiden Richtungen verteilt über die Länge des Prismas einzulegen. Die Oberflächenbewehrung im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung sollte nicht kleiner als $0,03 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,\text{unfav}}$ in jede Richtung sein.

(104) Die in den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen ausgewiesene Mindestbewehrung für Vorspannsysteme ist einzuhalten. Die Anordnung der Bewehrung ist entsprechend anzupassen, falls sie zur Aufnahme von Zugkräften nach 8.10.3 (4) in EN 1992-1-1 herangezogen wird.

Anhang KK (informativ)

Auswirkungen auf das Tragwerk aus zeitabhängigen Effekten des Betonverhaltens

KK.1 Einleitung

Dieser Anhang beschreibt verschiedene Verfahren der Untersuchung der zeitabhängigen Effekte des Betonverhaltens.

KK.2 Allgemeine Vorbetrachtungen

(101) Auswirkungen des zeitabhängigen Verhaltens des Betons auf das Tragwerk wie die Veränderung der Verformung und/oder der inneren Schnittgrößen sollten allgemein unter Gebrauchsbedingungen betrachtet werden.

ANMERKUNG In besonderen Fällen (z. B. Tragwerke oder Tragwerksteile, die empfindlich gegenüber Effekten aus Theorie II. Ordnung sind oder Tragwerke, in denen Belastungseffekte nicht umgelagert werden können) können zeitabhängige Effekte auch Einfluss auf den GZT haben.

(102) Wenn Druckspannungen im Beton kleiner als $0,45 f_{ck}(t)$ unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind, sind eine lineare Tragwerksberechnung und ein linear alternendes, visko-elastisches Modell angemessen. Das zeitabhängige Verhalten des Betons sollte mit dem Kriechkoeffizienten $\phi(t, t_0)$ oder der Kriechfunktion $J(t, t_0)$ oder alternativ mit der Relaxationsfunktion $R(t, t_0)$ beschrieben werden. Für höhere Druckspannungen sollten nichtlineare Kriecheffekte berücksichtigt werden.

(103) Zeitabhängige Berechnungen zur Untersuchung von Verformungen und inneren Spannungszuständen starr verformungsbehinderter einfach bewehrter und vorgespannter Betontragwerke können unter der Voraussetzung ihrer Homogenität und unter Vernachlässigung der begrenzten Veränderlichkeit der Betoneigenschaften in den verschiedenen Teilen des Tragwerks ausgeführt werden. Jegliche Veränderung der Verformungsbehinderungen während der Bauphasen oder während der Lebensdauer des Tragwerks sollte während der Untersuchung berücksichtigt werden.

(104) Verschiedene Methoden der Berechnung und ihre typischen Anwendungsgebiete sind in Tabelle KK. 101 dargestellt.

Tabelle KK.101 — Berechnungsmethoden

Berechnungsmethoden	Erläuterung und typisches Anwendungsgebiet
Allgemeine und inkrementelle Berechnungsmethode	Dies sind allgemeine Verfahren, die auf alle Tragwerke anwendbar sind. Besonders nützlich sind sie bei der Untersuchung der Bauphasen, wo die Eigenschaften entlang der Bauteillänge veränderlich sind (z. B. Kragarmkonstruktionen).
Methoden, basierend auf Ansätzen linearer Viskoelastizität	Anwendbar auf homogene Tragwerke mit starren Verformungsbehinderungen.
Methode mit Alterungsbeiwert	Dieses Verfahren ist nützlich, wenn nur die Langzeitverteilung von Kräften und Spannungen benötigt wird. Anzuwenden für Brücken mit zusammengesetzten Querschnitten (z. B. Fertigteilbalken und Ortbetonplatten).
Vereinfachte Methode mit Alterungsbeiwert	Anwendbar auf Tragwerke, die Veränderungen der Lagerungsbedingungen unterzogen werden (z. B. abschnittsweise Herstellung mit Ortbetonergänzung oder Freivorbau).

Die folgenden Annahmen werden für alle oben aufgeführten Verfahren getroffen:

- Kriechen und Schwinden werden unabhängig voneinander berücksichtigt.
- Für jede Betonart im Querschnitt werden mittlere Kriech- und Schwindeigenschaften angenommen, ohne Rücksicht auf kleinere Unterschiede an unterschiedlichen Orten.
- Die Überlagerungsprinzipien sind für die Beurteilung der Gesamtverformung infolge der Beanspruchungen, die zu verschiedenen Betonaltern aufgebracht werden, gültig.

Kurze Ausführungen der Details einiger Verfahren werden in den folgenden Abschnitten gegeben.

KK.3 Allgemeine Methode

(101) Folgende Annahmen bestehen:

- a) Die grundlegende Gleichung für die zeitabhängige Betonverformung ist:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta \sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (\text{KK.101})$$

In dieser Gleichung repräsentiert der erste Term die unmittelbaren Verformungen infolge der Spannungen, die zu einem Zeitpunkt t_0 erzeugt werden. Der zweite Term repräsentiert das Kriechen infolge dieser Spannungen. Der dritte Term repräsentiert die Summe der sofortigen und Kriechverformungen durch die Spannungsänderungen, die zu einer bestimmten Zeit t_i unmittelbar eintreten. Der vierte Term repräsentiert die Schwinddehnungen.

- b) Es wird angenommen, dass der Bewehrungsstahl sich unter Kurzzeitlasten linear verhält. Wenn die Spannung in Spannstahl größer als $0,5 \cdot f_{p\max}$ ist, sollten Relaxation und ein sich ändernder Verformungszustand berücksichtigt werden.
- c) Perfekter Verbund existiert zwischen Beton und dem in Verbund liegenden Stahl.

- d) Im Falle linearer Elemente werden die Querschnitte vor und nach der Verformung als eben vorausgesetzt.
- e) Gleichgewicht und Verträglichkeit bleiben erhalten.

(102) Betonkriechen hängt in jedem Querschnitt von der Belastungsgeschichte ab. Dem wird in einem inkrementellen Verfahren Rechnung getragen. Eine Tragwerksberechnung wird in aufeinander folgenden Zeitschritten unter Erhaltung des Gleichgewichts und der Verträglichkeit sowie unter Nutzung der grundlegenden Materialeigenschaften, die für den untersuchten Zeitabschnitt relevant sind, ausgeführt. Die Verformung wird dabei in sukzessiven Zeitintervallen unter Nutzung der Veränderung der Betonspannungen im vorhergehenden Zeitintervall berechnet.

KK.4 Inkrementelle Methode

(101) Zu der Zeit t , zu der die aufgebrachte Belastung $= \sigma$ ist, werden die Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t)$, die potentielle Kriechdehnung $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (d. h. die Kriechdehnung, die zur Zeit $t = \infty$ erreicht würde, wenn die zur Zeit t , aufgebrachte Spannung konstant gehalten würde) und die Kriechrate theoretisch aus der gesamten Belastungsgeschichte abgeleitet wird.

(102) Die potentielle Kriechverformung zum Zeitpunkt t darf unter Nutzung der Überlagerungsprinzipien ermittelt werden (für die Bezeichnungen, siehe Formel (KK.101) und EN 1992-1-1, Anhang B):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) Für den Zeitpunkt t ist es möglich, eine äquivalente Zeit t_e genauso zu definieren, dass unter einer konstant aufgetragenen Belastung vom Zeitpunkt t_e an dieselbe Kriechdehnung und dieselbe potentielle Kriechverformung ermittelt werden können; t_e erfüllt die Gleichung:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{KK.103})$$

Die Kriechrate zu der Zeit t kann dadurch unter Nutzung der Kriechkurve, die mit der äquivalenten Zeit in Verbindung steht, berechnet werden.

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.104})$$

(104) Wenn $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$ gilt, was besonders für den Fall der Kriechentlastung zutrifft, ist t_e relativ zur aktuellen Phase definiert und dem wird durch einen Vorzeichenwechsel der aufgetragenen Belastung Rechnung getragen. Es gilt:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (\text{KK.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.106})$$

Dabei ist $\varepsilon_{ccMax}(t)$ die letzte extreme Kriechdehnung, die vor dem Zeitpunkt t erreicht wurde.

KK.5 Anwendung von linear-viskoelastischen Ansätzen

(101) In Tragwerken mit starren Verformungsbehinderungen können Spannungen und Verformungen zuerst mittels einer elastischen Tragwerksberechnung ermittelt werden, in der der Elastizitätsmodul als konstant angenommen wird.

(102) Zeitabhängige Eigenschaften des Betons werden vollständig durch die Kriechfunktion $J(t, t_0)$ und die Relaxationsfunktion $R(t, t_0)$ charakterisiert.

Dabei ist

$J(t, t_0)$ die vollständig belastungsabhängige Dehnung je Belastungseinheit, d. h. die Verformungsantwort zu der Zeit " t ", die aus einer andauernden und konstant aufgetragenen Belastungseinheit zum Zeitpunkt " t_0 " resultiert.

$R(t, t_0)$ die Belastungsreaktion zu der Zeit " t ", die aus einer andauernden und konstant aufgetragenen spannungsabhängigen Verformung zum Zeitpunkt " t_0 " resultiert.

(103) Unter direkter Beanspruchung (Lastbeanspruchung) werden die elastischen Spannungen durch Kriechen nicht modifiziert. Die Verformungen $D(t)$ können für den Zeitpunkt " t " durch die Integration über die Inkremente der elastischen Dehnung ermittelt werden, die mit dem Kriechfaktor $J(t, \tau) \cdot E_C$ zu multiplizieren sind.

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{KK.107})$$

$$D(t) = E_C \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (\text{KK.108})$$

(104) Unter indirekter Beanspruchung (aufgezwungene Verformungen) werden die elastischen Verformungen durch Kriechen nicht verändert. Die Spannungen können zum Zeitpunkt " t " durch die Integration über die Inkremente der elastischen Spannung ermittelt werden, die mit dem Relaxationsfaktor $R(t, \tau)/E_C$ zu multiplizieren sind.

$$\boxed{\text{AC}} \quad D(t) = D_{el}(t) \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{KK.109})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_C} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad (\text{KK.110})$$

(105) In einem durch Dauerlasten belasteten Tragwerk, dessen statisches Ausgangssystem nach (101) sich durch eine zusätzliche Verformungsbehinderung zur Zeit $t_1 \geq t_0$ (t_0 ist das Tragwerksalter zum Zeitpunkt der Belastung) zu einem abweichenden Endsystem nach (102) verändert, nähert sich der Spannungszustand für $t > t_1$ einer Verteilung, die mit der Belastung des Endsystems im Zusammenhang steht.

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad (\text{KK.111})$$

Dabei ist

$S_2(t)$ die Spannungsverteilung für $t > t_1$ in dem Tragwerk mit modifizierten Verformungsbehinderungen;

$S_{el,1}$ die elastische Spannungsverteilung im statischen Ausgangssystem;

$\Delta S_{el,1}$ die Korrektur, die auf die elastische Lösung aufzuschlagen ist, um eine Übereinstimmung der elastischen Lösung $S_{el,1}$ in der endgültigen Anordnung der Belastung zu erzielen;

$\xi(t, t_0, t_1)$ die Umlagerungsfunktion,

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (\text{KK.112})$$

mit $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

$$\text{und } \xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_C(t_0)} \quad (\text{KK.113})$$

(106) In Fällen, in denen der Übergang des statischen Ausgangssystems zur endgültigen Anordnung mittels Veränderung einiger unterschiedlicher Verformungsbehinderungen, aufgebracht zu verschiedenen Zeiten $t_i \geq t_0$, erreicht wird, ist die Spannungsänderung, eingeleitet durch Kriechen infolge der Einwirkungen aus der Aufbringung einer Gruppe von zusätzlichen Verformungsbehinderungen Δn_j zum Zeitpunkt t_j , unabhängig von der Geschichte vorhergehender zusätzlicher Zwängungen, die zur Zeit $t_i < t_j$ aufgebracht wurden. Sie hängt nur von der Zeit t_j der Aufbringung von Δn_j Verformungsbehinderungen ab.

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad (\text{KK.114})$$

KK.6 Methode mit Alterungsbeiwert

(101) Die Methode mit Alterungsbeiwert ermöglicht es, Spannungsänderungen, Verformungsänderungen, Kraftänderungen und Bewegungsänderungen infolge des zeitabhängigen Verhaltens des Betons und des vorgespannten Stahls für die Zeit $t = \infty$ ohne diskrete zeitbezogene Berechnungen zu berechnen. Insbesondere für den Querschnitt können die Änderungen in der achsenbezogenen Verformung und Krümmung infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation unter Nutzung eines relativ einfachen Berechnungsgangs ermittelt werden.

(102) Die Verformungen, die durch Spannungsänderungen im Beton über die Zeit erzeugt werden, können als das gesehen werden, $\langle \Delta C \rangle$ was sich aus einer Spannungsänderung, aufgebracht in einem Zwischenstadium $\langle \Delta C \rangle$ und gehalten, ergibt.

$$\langle \Delta C \rangle \int_{\tau=t_0}^t \left[\frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[\frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta \sigma_{t_0 \rightarrow t} \langle \Delta C \rangle \quad (\text{KK.118})$$

Dabei ist χ der Alterungsbeiwert. Der Wert χ kann zu jedem gegebenen Moment durch eine inkrementelle Berechnung ermittelt werden oder kann als 0,80 für $t = \infty$ angenommen werden.

Die Relaxation einer veränderlichen Verformung kann in einer vereinfachten Art und Weise zu $t = \infty$ als Relaxation einer konstanten Länge berechnet werden und ist mit einem Abminderungsfaktor von 0,8 zu multiplizieren.

KK.7 Vereinfachte Formeln

(101) Kräfte zu einer Zeit t_∞ können für diese Tragwerke, die Veränderungen in den Lagerungsbedingungen unterliegen (Taktschieben, Freivorbau mit Waagebalken, Bewegung der Auflager u. a.), unter Nutzung einer vereinfachten Methode berechnet werden. In diesen Fällen kann in erster Näherung die innere Kraftverteilung bei t_∞ wie folgt angenommen werden:

$$\boxed{\text{AC}} S_{\infty} = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \left[\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_1)} \right] \boxed{\text{AC}} \quad (\text{KK.119})$$

Dabei ist

- S_0 die inneren Kräfte am Ende des Bauprozesses;
- $\boxed{\text{AC}} S_1$ die inneren Kräfte in der endgültigen Anordnung der Belastung; $\boxed{\text{AC}}$
- $\boxed{\text{AC}} t_0$ das Betonalter zum Zeitpunkt der Aufbringung der Dauerlasten; $\boxed{\text{AC}}$
- $\boxed{\text{AC}} t_1$ das Betonalter, wenn die Verformungsbehinderungen sich verändern. $\boxed{\text{AC}}$

Anhang LL (informativ)

Beton-Schalenelemente

(101) Dieser Abschnitt befasst sich mit Schalenelementen, die im Allgemeinen acht Komponenten der inneren Schnittgrößen enthalten. Diese acht Komponenten sind nachfolgend aufgeführt und in Bild LL.1 für ein Element mit Einheitsabmessungen dargestellt:

- 3 Scheiben-Komponenten $n_{\text{Edx}}, n_{\text{Edy}}, n_{\text{Edxy}} = n_{\text{Edyx}}$
- 3 Platten-Komponenten $m_{\text{Edx}}, m_{\text{Edy}}, m_{\text{Edxy}} = m_{\text{Edyx}}$
- 2 Querkraftanteile $v_{\text{Edx}}, v_{\text{Edy}}$

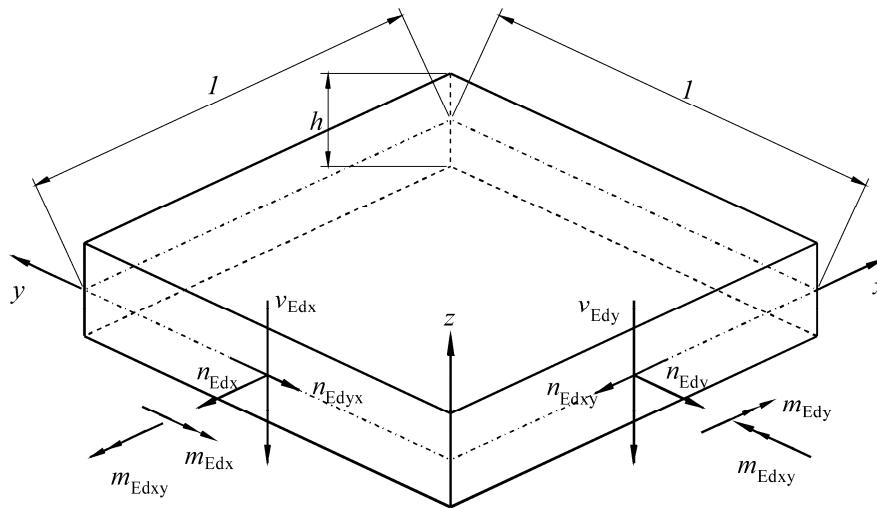


Bild LL.1 — Schalenelement

(102) Der erste Nachweis besteht in der Überprüfung, ob sich das Element im ungerissenen oder gerissenen Zustand befindet.

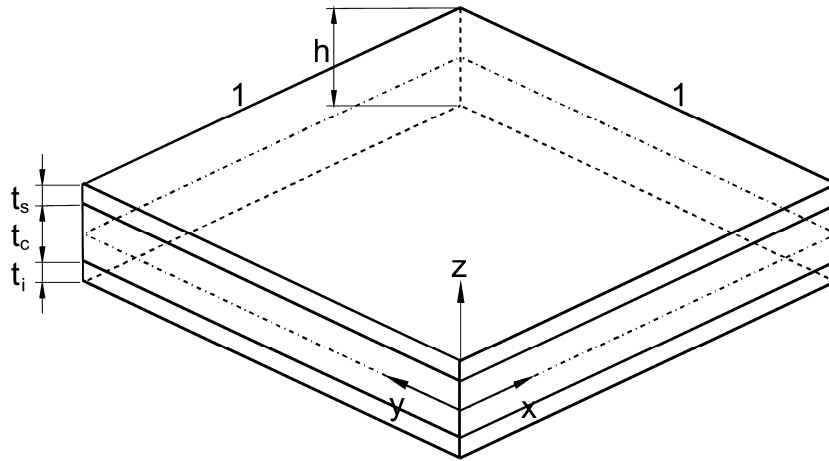


Bild LL.2 — Das Sandwich-Modell

(103) In ungerissenen Elementen ist nur nachzuweisen, dass die minimalen Hauptspannungen den Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons f_{cd} nicht überschreiten. Es kann zweckmäßig sein, den mehraxialen Druckspannungszustand in der Vorgabe von f_{cd} zu beachten.

(104) In gerissenen Elementen sollte ein Sandwich-Modell für die Bemessung oder den Nachweis des Schalenelementes verwendet werden.

(105) Für das Sandwich-Modell werden drei Schichten definiert (siehe Bild LL.2): Die beiden äußeren Schichten werden durch Membrankräfte beansprucht, die durch n_{Edx} , n_{Edy} , n_{Edxy} , m_{Edx} , m_{Edy} , m_{Edxy} hervorgerufen werden; die innere Ebene übernimmt die Lastabtragung der Querkkräfte v_{Edx} , v_{Edy} . Die Dicke der einzelnen Schichten sollte anhand eines iterativen Verfahrens bestimmt werden (siehe (113) bis (115)).

(106) Die innere Schicht sollte nach 6.2 bemessen werden, unter Beachtung der Hauptscherspannungen, ihrer Hauptrichtungen und der Längsbewehrung in diesen Richtungen (siehe (113) bis (115)).

(107) Zur Ermittlung, ob sich Schalenelemente im gerissenen Zustand befinden, sollten die Hauptspannungen an verschiedenen Stellen in der Elementhöhe überprüft werden. In der Praxis ist die folgende Ungleichung zu prüfen:

$$\Phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \quad (\text{LL.101})$$

Dabei ist

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (\text{LL.103})$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{LL.104})$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1.4}} \quad (\text{LL.106})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{für } \cos 3\theta \geq 0$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{für } \cos 3\theta < 0$$
(LL.107)

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}}$$
(LL.108)

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$
(LL.109)

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}}$$
(LL.110)

$$c_2 = 1 - 6,8 (k - 0,07)^2$$
(LL.111)

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}}$$
(LL.112)

Ist Ungleichung (LL.101) erfüllt, so kann das betrachtete Element als ungerissen angesehen werden. Andernfalls sollte es als gerissen betrachtet werden.

(108) Befindet sich das Schalelement im gerissenen Zustand, so sind die Kräfte innerhalb der äußeren Schichten des Sandwich-Modells entsprechend den nachfolgenden Gleichungen zu ermitteln (siehe Bilder LL.3a und LL.3b):

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x}$$
(LL.113)

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x}$$
(LL.114)

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y}$$
(LL.115)

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y}$$
(LL.116)

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}}$$
(LL.117)

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}}$$
(LL.118)

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}}$$
(LL.119)

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}}$$
(LL.120)

Dabei sind

- z_x und z_y die Hebelarme für die Biegemomente und Membran-Normalkräfte;
- $y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}$ die Abstände vom Massenschwerpunkt des Betonstahls zur Mittelebene des Elements in x - und y -Richtung in Bezug auf Biegung und Membran-Normalkräfte; daher gilt $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ und $z_y = y_{ys} + y_{yi}$;
- $y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}$ die Abstände vom Massenschwerpunkt des Betonstahls zur Mittelebene des Elements in Bezug auf Drillmomente und Membran-Schubkräfte; daher gilt $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ und $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$.

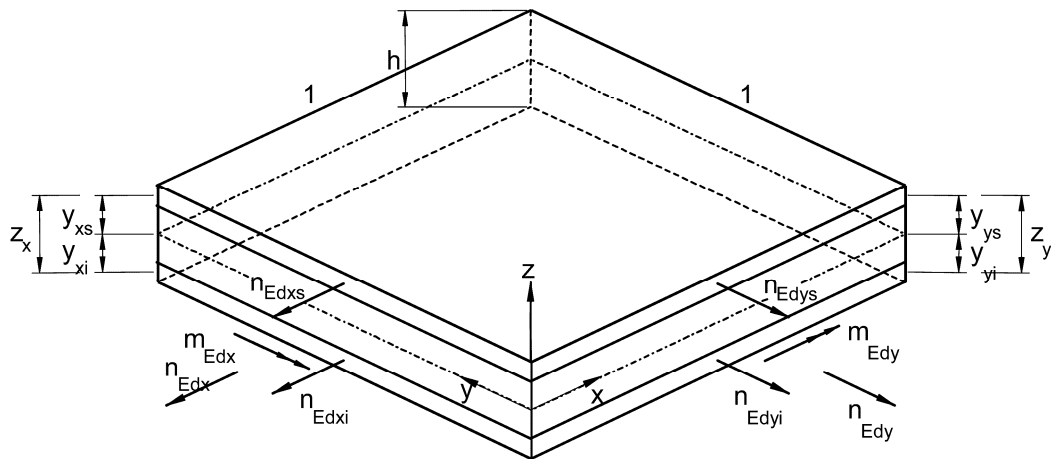


Bild LL.3a — Normalbeanspruchungen und Biegemomente in der äußeren Schicht

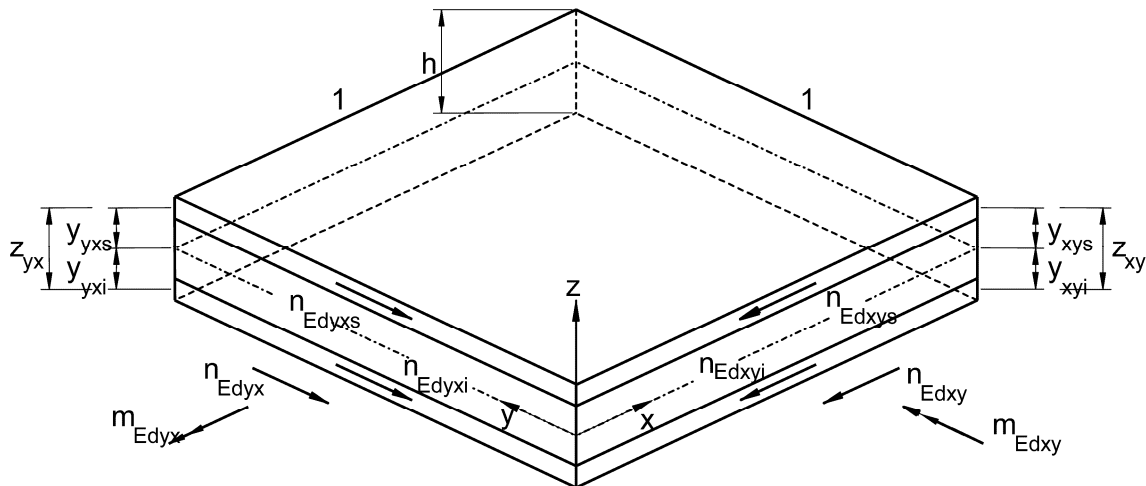


Bild LL.3b — Membran-Schubbeanspruchung und Drillmomente in der äußeren Schicht

Die aus der Ebene austretenden Schubkräfte v_{Edx} und v_{Edy} werden der inneren Schicht mit dem Hebelarm z_c zugewiesen und bezüglich der dazugehörigen Bewehrungslage des Betonstahls für z_x, z_y, z_{xy}, z_{yx} ermittelt.

(109) Zur Bemessung der inneren Schicht sind die Hauptschubkräfte v_{Edo} und ihre Richtungen φ_o wie folgt zu ermitteln:

$$v_{Edo} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad (\text{LL.121})$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad (\text{LL.122})$$

(110) In den Richtungen der Hauptschubkräfte sollte sich das Schalenelement wie ein Stab verhalten und ist dementsprechend zu bemessen. 6.2.2 gilt dabei für Bauteile, bei denen keine Schubbewehrung erforderlich ist, und 6.2.3 gilt für Bauteile, bei denen Schubbewehrung erforderlich wird. Für Gleichung (6.2.a) ist ρ_l wie folgt zu ermitteln:

$$\rho_l = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad (\text{LL.123})$$

(111) Wenn Querkraftbewehrung erforderlich ist, bewirken die aus dem Fachwerkmodell resultierenden Längskräfte $V_{Edo} \cot \theta$ einen Anstieg der daraus folgenden Membrankräfte in x- und y-Richtung:

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.124})$$

$$n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.125})$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.126})$$

$$n_{\text{Edyxc}} = n_{\text{Edxyc}} = \frac{v_{\text{Edx}} v_{\text{Edy}}}{v_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad (\text{LL.127})$$

(112) Die äußeren Schichten sollten als Membran-Elemente entsprechend den Bemessungsregeln nach 6.109 und Anhang F bemessen werden.

(113) Die folgende vereinfachte Näherung hinsichtlich der Bilder LL.3a und LL.3b kann angenommen werden:

$$y_{\text{ns}} = y_{\text{xs}} = y_{\text{ys}} \quad (\text{LL.128})$$

$$y_{\text{ni}} = y_{\text{xi}} = y_{\text{yi}} \quad (\text{LL.129})$$

$$y_{\text{ts}} = y_{\text{xys}} = y_{\text{yxs}} \quad (\text{LL.130})$$

$$y_{\text{ti}} = y_{\text{xyi}} = y_{\text{yxi}} \quad (\text{LL.131})$$

$$z_{\text{x}} = z_{\text{y}} = z_{\text{n}} = y_{\text{ns}} + y_{\text{ni}} \quad (\text{LL.132})$$

$$z_{\text{xy}} = z_{\text{yx}} = z_{\text{t}} = y_{\text{ts}} + y_{\text{ti}} \quad (\text{LL.133})$$

Die Differenz zwischen z_{n} und z_{t} kann im Allgemeinen, $\boxed{\text{AC}}$ unter der Annahme, dass die Dicke der äußeren Schichten zweimal so groß ist wie der Abstand zwischen dem Rand und dem Schwerpunkt der Bewehrung, $\boxed{\text{AC}}$ vernachlässigt werden. Für diesen Fall gilt:

$$y_{\text{ns}} = y_{\text{ts}} = y_{\text{s}} \quad (\text{LL.134})$$

$$y_{\text{ni}} = y_{\text{ti}} = y_{\text{i}} \quad (\text{LL.135})$$

$$z_{\text{n}} = z_{\text{t}} = z \quad (\text{LL.136})$$

(114) Basierend auf den oben genannten Näherungen können die Kräfte in den äußeren Schichten wie folgt ermittelt werden:

a) Für den Fall, dass keine Querkraftbewehrung zur Aufnahme von v_{Edx} und v_{Edy} erforderlich ist:

$$n_{\text{Edxs}} = n_{\text{Edx}} \frac{z - y_{\text{s}}}{z} + \frac{m_{\text{Edx}}}{z} \quad (\text{LL.137})$$

$$n_{\text{Edxi}} = n_{\text{Edx}} \frac{z - y_{\text{i}}}{z} - \frac{m_{\text{Edx}}}{z} \quad (\text{LL.138})$$

$$n_{\text{Edys}} = n_{\text{Edy}} \frac{z - y_{\text{s}}}{z} + \frac{m_{\text{Edy}}}{z} \quad (\text{LL.139})$$

$$n_{\text{Edyi}} = n_{\text{Edy}} \frac{z - y_{\text{i}}}{z} - \frac{m_{\text{Edy}}}{z} \quad (\text{LL.140})$$

$$n_{\text{Edxys}} = n_{\text{Edxy}} \frac{z - y_{\text{s}}}{z} - \frac{m_{\text{Edxy}}}{z} \quad (\text{LL.141})$$

$$n_{\text{Edxyi}} = n_{\text{Edxy}} \frac{z - y_{\text{i}}}{z} + \frac{m_{\text{Edxy}}}{z} \quad (\text{LL.142})$$

b) Für den Fall, dass Querkraftbewehrung zur Aufnahme von v_{Edx} und v_{Edy} erforderlich ist:

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.147})$$

$$v_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.148})$$

(115) Ist der Nachweis nach (112) nicht erfüllt, ist entsprechend einem der folgenden Verfahren weiter vorzugehen:

- Erhöhung der Betondeckung und infolgedessen Reduzierung des inneren Hebelarms;
- Verwendung verschiedener Werte für z_n und z_t mit $z_n > z_t$; Innere Betonspannungen sollten vektoriell addiert werden;
- Vergrößerung der Schichtdicke bei gleichzeitig unveränderter Bewehrung zur Erfüllung der Betonnachweise. Dies führt zu einer exzentrischen Lage der Bewehrung in der Schicht; als Konsequenz entstehen zwei innere Biegemomente, welche innerhalb des Elementes im Gleichgewicht stehen. In diesen Fällen ergeben sich die inneren Kräfte in der Bewehrung zu:

$$n_{Eds}^* = \left[n_{Eds} \left(h - \frac{t_s}{2} - b_i' \right) + n_{Edi} \left(\frac{t_i}{2} - b_i' \right) \right] / \left(h - b_i' - b_s' \right) \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{Edi}^* = n_{Eds} + n_{Edi} - n_{Eds}^* \quad (\text{LL.150})$$

Dabei ist

t_s und t_i die jeweilige Dicke der oberen und unteren Schicht;

$b_{i,s}'$ der Abstand von der Außenseite der Schicht zur Achse der Bewehrungslage innerhalb der Schicht.

Die innere Schicht sollte hinsichtlich zusätzlicher, aus der Ebene heraustretender Scherkräfte überprüft werden, die den Kräften entsprechen, die zwischen den Bewehrungslagen übertragen werden.

Anhang MM (informativ)

Querkraft und Querbiegung

(101) In den Stegen von Hohlkästen kann die Interaktion zwischen Querkraftbeanspruchung in Längsrichtung und Querbiegung mit Hilfe des Sandwich-Modells (siehe Anhang LL) berücksichtigt werden. Die folgenden Vereinfachungen zum allgemeinen Modell können zum Zweck dieser Anwendung eingeführt werden (Bild MM.1):

- Der Längsschub je Längeneinheit sollte mit einem konstanten Wert $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$ entlang Δx berücksichtigt werden.
- Das Moment der Querbiegung je Längeneinheit sollte mit einem konstanten Wert $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$ entlang Δy berücksichtigt werden.
- Die Längskraft wird als konstanter Wert $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$ über die Länge Δy angenommen.
- Die Querkraftbeanspruchung im Steg infolge der Veränderung des zugehörigen Biegemoments sollte über Δy vernachlässigt werden.

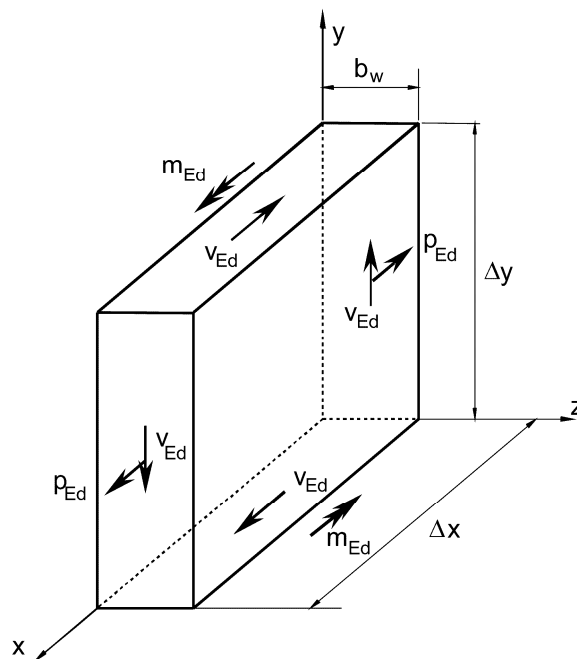


Bild MM.1 — Innere Schnittgrößen an einem Scheibenelement

(102) Auf der Basis der oben stehenden Voraussetzungen beinhaltet das Sandwich-Modell nur zwei Scheiben, in denen folgende Spannungen wirken (Bild MM.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.101})$$

$$\tau_{\text{Ed}2} = v_{\text{Ed}} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.102})$$

$$\sigma_{\text{E dy 1}} = \frac{m_{\text{Edx}}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad (\text{MM.103})$$

$$\sigma_{\text{Edy}2} = \frac{m_{\text{Edx}}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad (\text{MM.104})$$

$$\sigma_{\text{Edx1}} = p_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.105})$$

$$\sigma_{\text{Edx}2} = p_{\text{d}} \frac{b_{\text{w}} - z_1}{(2b_{\text{w}} - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.106})$$

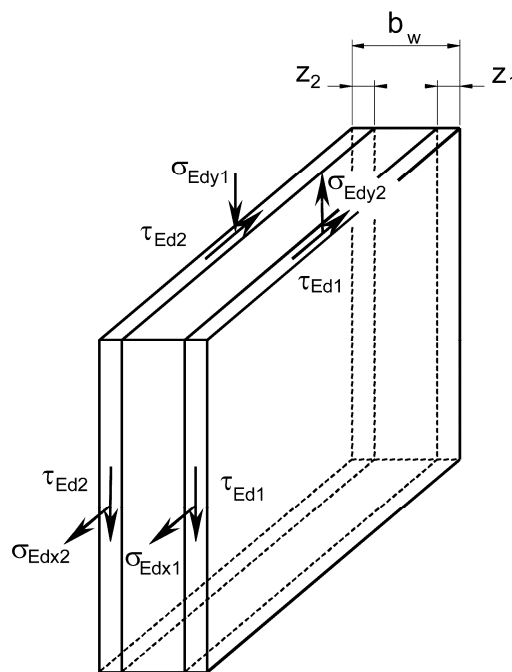


Bild MM.2 — Verändertes Sandwich-Modell

(103) Die Berechnung dieser beiden Scheiben sollte auf einer iterativen Näherung basieren, um die Dicken z_1 und z_2 unter Nutzung des Verfahrens aus 6.109 und Anhang F zu optimieren. Unterschiedliche Werte für die Winkel θ_{el} und θ dürfen für die zwei Scheiben angenommen werden, sie sollten aber in der jeweiligen Scheibe einen konstanten Wert haben. Liegt die resultierende Bewehrung exzentrisch in den zwei Scheiben, sollten die Gleichungen (LL.149 und LL.150) des Anhang LL angewendet werden.

(104) Wenn die berechnete Längskraft Zug ist, kann dieser durch die Bewehrung, die entlang des Steges verteilt liegt, aufgenommen werden oder alternativ als in die Zug- und Druckgurte zu übertragen berücksichtigt werden. Eine Hälfte ist zum Zuggurt und die andere Hälfte zum Druckgurt zu leiten.

(105) Falls eine Längskraft nicht vorhanden ist, können die Regeln von 6.24 als Vereinfachung genutzt werden. Die Querkraftbewehrung sollte jedoch zu der Biegebewehrung hinzugerechnet werden.

Anhang NN (informativ)

Schadensäquivalente Spannungen für den Ermüdungsnachweis

NN.1 Allgemeines

(101) Dieser Anhang beschreibt eine vereinfachte Methode für die Ermittlung der schadigungsäquivalenten Spannungen für den Ermüdungsnachweis von Betonüberbauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken. Die Methode basiert auf dem Ermüdungslastmodell aus der EN 1991-2.

NN.2 Straßenbrücken

NN.2.1 Beton- und Spannstahl

(101) Die in diesem Absatz gegebenen Werte sind nur auf das modifizierte Ermüdungslastmodell 3 aus der EN 1991-2 anwendbar.

Für die Berechnung der schadigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite im Nachweis des Stahls sollten die Achslasten des Ermüdungslastmodells 3 mit folgenden Faktoren multipliziert werden:

1,75 für den Nachweis an Zwischenauflagern durchlaufender Brücken;

1,40 für den Nachweis anderer Bereiche.

(102) Die schadigungsäquivalente Spannungsschwingbreite für den Nachweis des Stahls wird wie folgt berechnet:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \quad (NN.101)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{s,Ec}$ die Spannungsschwingbreite aus Ermüdungsmodell 3 (nach EN 1992-1-2) mit erhöhten Achslasten in Übereinstimmung mit (101), basierend auf der Lastkombination, wie sie in 6.8.3 der EN 1992-1-1 gegeben ist;

λ_s ein schadigungsäquivalenter Faktor für Ermüdung, der baustellenspezifische Bedingungen einschließlich Verkehrsaufkommen auf der Brücke, Lebensdauer und Spannweite der Tragelemente berücksichtigt.

(103) Der Korrekturfaktor λ_s beinhaltet den Einfluss der Spannweite, das jährliche Verkehrsaufkommen, die Lebensdauer, die Fahrstreifenzahl, die Verkehrsart und die Oberflächenrauigkeit und kann wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (NN.102)$$

Dabei ist

$\lambda_{s,1}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des Bauteiltyps (z. B. durchlaufender Balken) unter Berücksichtigung des Schädigungseffektes des Verkehrs in Abhängigkeit von der kritischen Länge der Einflusslinie oder Einflussfläche;

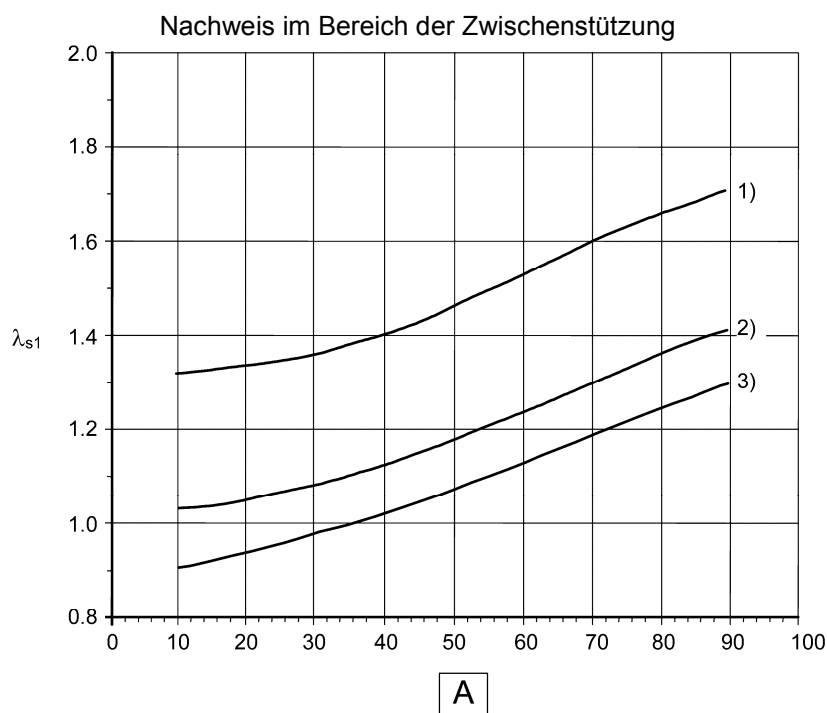
$\lambda_{s,2}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Verkehrsvolumens;

$\lambda_{s,3}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der vorgesehenen Lebensdauer der Brücke;

$\lambda_{s,4}$ ein Beiwert, der anzusetzen ist, wenn das Tragwerkselement durch mehr als eine Fahrspur belastet wird;

ϕ_{fat} ein schädigungsäquivalenter Stoßfaktor, der sich durch die Oberflächenrauigkeit bestimmt.

(104) Der Beiwert $\lambda_{s,1}$, gegeben in Bildern NN.1 und NN.2, berücksichtigt die kritische Länge der Einflusslinie und die Form der S-N-Kurve.



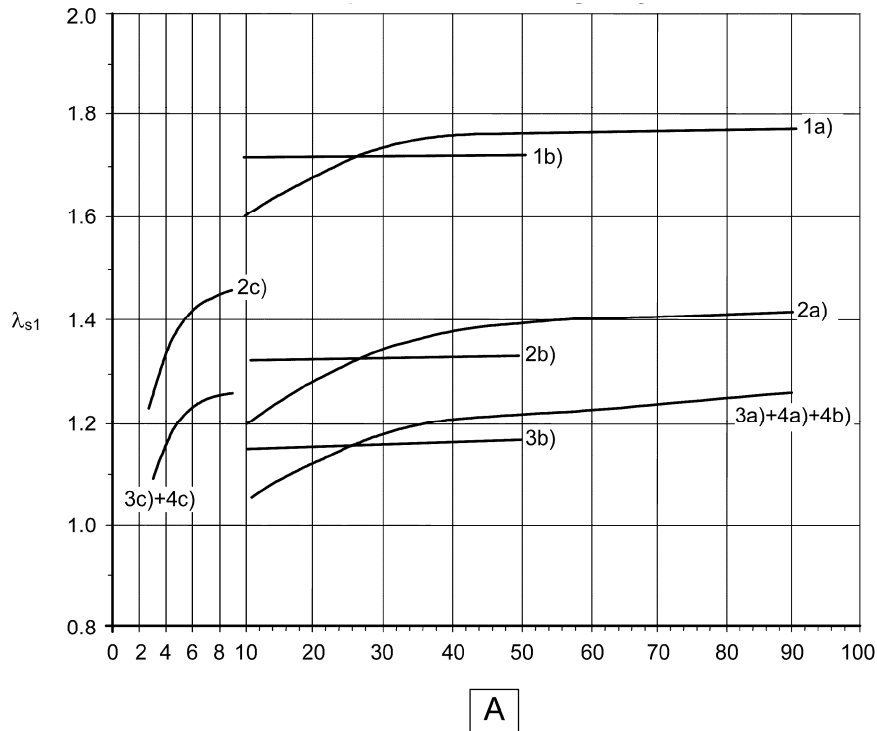
Legende

- 1) Kopplungselemente
- 2) Gekrümmte Spannglieder in Stahl-Hüllrohren
- 3) Betonstahl
- Spannglieder im sofortigen Verbund (alle)
- Spannglieder im nachträglichen Verbund:
- Litzen in Plastik-Hüllrohren
- Gerade Spannglieder in Stahl-Hüllrohren

A Kritische Länge der Einflusslinie in m

Bild NN.1 — $\lambda_{s,1}$ -Beiwert für den Ermüdungsnachweis im Bereich des Zwischenauflagers

Nachweis im Feld und für die Fahrbahnplatte



Legende

- | | |
|---|--------------------------|
| 1) Kopplungselemente | 4) Querkraftbewehrung |
| 2) Gekrümmte Spannglieder in Stahl-Hüllrohren | a) durchlaufender Balken |
| 3) Betonstahl | b) Einfeldbalken |
| Spannglieder im sofortigen Verbund (alle) | c) Fahrbahnplatte |
| Spannglieder im nachträglichen Verbund: | |
| Litzen in Plastik-Hüllrohren | |
| Gerade Spannglieder in Stahl-Hüllrohren | |

A

Kritische Länge der Einflusslinie in m

Bild NN.2 — $\lambda_{s,1}$ -Beiwert für den Ermüdungsnachweis im Feld und an lokalen Bauteilen

(105) Der Beiwert $\lambda_{s,2}$ beschreibt den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und Verkehrsklasse.

Dieser Wert kann mit Gleichung (NN.103) ermittelt werden.

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{\text{obs}}}{2,0}} \quad (\text{NN.103})$$

Dabei ist

N_{obs} die Anzahl der LKW je Jahr nach EN 1991-2, Tabelle 4.5;

k_2 die Neigung der zugehörigen S-N-Linie aus den Tabellen 6.3N und 6.4N in EN 1992-1-1;

\bar{Q} der Beiwert zur Berücksichtigung der Verkehrsklasse nach Tabelle NN.1.

Tabelle NN.1 — Faktoren für Verkehrsarten

\bar{Q} -Beiwert für	Verkehrsklasse (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.7)		
	Langstreckenverkehr	Mittelstreckenverkehr	Kurzstreckenverkehr
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(106) Der Beiwert $\lambda_{s,3}$ beschreibt den Einfluss der Nutzungsdauer und kann durch Gleichung (NN.104) ermittelt werden.

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{Years}}}{100}} \quad (\text{NN.104})$$

Dabei ist

N_{Years} die vorgesehene Lebensdauer der Brücke.

(107) Der Beiwert $\lambda_{s,4}$ beschreibt den Einfluss von mehreren Fahrspuren und kann durch Gleichung (NN.105) ermittelt werden.

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} \quad (\text{NN.105})$$

Dabei ist

$N_{\text{obs},i}$ die Anzahl der je Jahr zu erwartenden LKW auf Fahrspur i ;

$N_{\text{obs},1}$ die Anzahl der LKW auf der langsamen Spur je Jahr.

(108) Der Beiwert φ_{fat} ist ein schädigungsäquivalenter Stoßfaktor nach EN 1991-2, Anhang B.

NN.3 Eisenbahnbrücken

NN.3.1 Beton- und Spannstahl

(101) Die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite für Beton- und Spannstahl ist nach Gleichung (NN.106) zu berechnen.

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71} \quad (\text{NN.106})$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{s,71}$ die Spannungsschwingbreite des Stahls infolge des Lastmodells 71 (und wenn gefordert SW/0) in ungünstigster Stellung für das jeweils betrachtete Bauteil, jedoch α ausschließend entsprechend EN 1991-2. Für Tragwerke mit mehreren Gleisen ist Lastmodell 71 nur bis zu einem Maximum von zwei Gleisen anzuwenden;

λ_s ein Korrekturfaktor für die Berechnung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite aus der Schwingbreite infolge $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$;

Φ der dynamische Beiwert nach EN 1991-2.

(102) Der Korrekturbeiwert λ_s berücksichtigt die Spannweite, jährliches Verkehrsaufkommen, vorgesehene Lebensdauer und Mehrgleisigkeit. Er wird aus folgender Gleichung berechnet:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.107})$$

Dabei ist

$\lambda_{s,1}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Bauteiltyps (z. B. durchlaufender Balken) unter Berücksichtigung des Schädigungseffektes des Verkehrs in Abhängigkeit von der kritischen Länge der Einflusslinie oder Einflussfläche;

$\lambda_{s,2}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Verkehrsvolumens;

$\lambda_{s,3}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der vorgesehenen Lebensdauer der Brücke;

$\lambda_{s,4}$ ein Beiwert, der anzusetzen ist, wenn das Tragwerkselement durch mehr als ein Gleis belastet wird.

(103) Der Beiwert $\lambda_{s,1}$ ist eine Funktion der kritischen Länge der Einflusslinie und des Verkehrs. Die Werte für $\lambda_{s,1}$ für normalen Mischverkehr und schweren Mischverkehr können der Tabelle NN.2 dieses Anhangs entnommen werden. Die Werte sind auf der Grundlage eines gleich bleibenden Verhältnisses der Biegemomente zu den Spannungsschwingbreiten berechnet worden. Die für den Mischverkehr angegebenen Werte entsprechen der Kombination der Zugtypen aus Anhang F in EN 1991-2.

Werte für $\lambda_{s,1}$ für eine kritische Länge der Einflusslinie zwischen 2 m und 20 m können aus der folgenden Gleichung abgeleitet werden:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2\text{ m}) + [\lambda_{s,1}(20\text{ m}) - \lambda_{s,1}(2\text{ m})] \cdot (\log L - 0,3) \quad (\text{NN.108})$$

Dabei ist

L die kritische Länge der Einflusslinie in m;

$\lambda_{s,1}(2\text{ m})$ der $\lambda_{s,1}$ -Beiwert für $L = 2\text{ m}$;

$\lambda_{s,1}(20\text{ m})$ der $\lambda_{s,1}$ -Beiwert für $L = 20\text{ m}$;

$\lambda_{s,1}(L)$ der $\lambda_{s,1}$ -Beiwert für $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$.

(104) Der Beiwert $\lambda_{s,2}$ kennzeichnet den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und kann nach Gleichung (NN.109) berechnet werden.

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt[2]{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} \quad (\text{NN.109})$$

Dabei ist

Vol das Verkehrsaufkommen (Tonne/Jahr/Gleis);

k_2 die Neigung der zugehörigen S-N-Linie aus den Tabellen 6.3N und 6.4N in EN 1992-1-1.

(105) Der Beiwert $\lambda_{s,3}$ kennzeichnet den Einfluss der Lebensdauer und kann nach Gleichung (NN.110) ermittelt werden.

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{Year}}}{100}} \quad (\text{NN.110})$$

Dabei ist

N_{Years} die vorgesehene Lebensdauer der Brücke;

k_2 die Neigung der zugehörigen S-N-Linie aus den Tabellen 6.3N und 6.4N in EN 1992-1-1.

(106) Der Beiwert $\lambda_{s,4}$ kennzeichnet die Auswirkungen einer mehrgleisigen Belastung. Bei Tragwerken, die mehr als ein Gleis tragen, sollte die Ermüdungsbeanspruchung für maximal zwei Gleise in den ungünstigsten Stellungen in Ansatz gebracht werden (siehe EN 1991-2). Die Auswirkung der Belastung von zwei Gleisen kann mit Gleichung (NN.111) ermittelt werden.

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) \cdot s_2^{k_2}} \quad (\text{NN.111})$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

Dabei ist

n das Verhältnis der Begegnungshäufigkeit der Züge auf der Brücke (Der vorgeschlagene Wert von n ist 0,12);

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ die Spannungsschwingbreite im untersuchten Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 auf einem Gleis;

$\Delta\sigma_{1+2}$ die Spannungsschwingbreite im selben untersuchten Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 auf beliebigen zwei Gleisen nach EN 1991-2;

k_2 die Neigung der zugehörigen S-N-Linie aus den Tabellen 6.3N und 6.4N in EN 1992-1-1.

Im Falle, dass infolge Verkehrsbelastung in einem Gleisbereich nur Druckspannungen auftreten, kann der zugehörige Wert auf $s_j = 0$ gesetzt werden.

Tabelle NN.2 — Beiwerte $\lambda_{s,1}$ für Einfeld- und durchlaufende Balken

		L (m)	s^*	h^*			
[1]	≤ 2		0,90	0,95	[1]	≤ 2	0,95
	≥ 20		0,65	0,70		≥ 20	0,55
[2]	≤ 2		1,00	1,05	[2]	≤ 2	1,15
	≥ 20		0,70	0,70		≥ 20	0,55
[3]	≤ 2		1,25	1,35	[3]	≤ 2	1,40
	≥ 20		0,75	0,75		≥ 20	0,55
[4]	≤ 2		0,80	0,85	[4]	≤ 2	0,90
	≥ 20		0,40	0,40		≥ 20	0,30

Einfeldbalken				durchlaufende Balken (Innenfeld)			
		L (m)	s^*	h^*			
[1]	≤ 2		0,90	1,00	[1]	≤ 2	0,85
	≥ 20		0,65	0,65		≥ 20	0,75
[2]	≤ 2		1,05	1,15	[2]	≤ 2	0,90
	≥ 20		0,65	0,65		≥ 20	0,75
[3]	≤ 2		1,30	1,45	[3]	≤ 2	1,10
	≥ 20		0,65	0,70		≥ 20	0,80
[4]	≤ 2		0,80	0,90	[4]	≤ 2	0,70
	≥ 20		0,35	0,35		≥ 20	0,40

durchlaufende Balken (Endfeld)				durchlaufende Balken (Bereich des Zwischenauflagers)			
		L (m)	s^*	h^*			
[1]	≤ 2		0,90	1,00	[1]	≤ 2	0,85
	≥ 20		0,65	0,65		≥ 20	0,75
[2]	≤ 2		1,05	1,15	[2]	≤ 2	0,90
	≥ 20		0,65	0,65		≥ 20	0,75
[3]	≤ 2		1,30	1,45	[3]	≤ 2	1,10
	≥ 20		0,65	0,70		≥ 20	0,80
[4]	≤ 2		0,80	0,90	[4]	≤ 2	0,70
	≥ 20		0,35	0,35		≥ 20	0,40

s^*	Normaler Mischverkehr
h^*	Schwerer Mischverkehr
[1]	Betonstahl, Spannstahl im sofortigen Verbund (alle Arten), Spannstahl im nachträglichen Verbund (Litzen in Plastik-Hüllrohren und gerade Spannglieder in Stahl-Hüllrohren)
[2]	Spannglieder im nachträglichen Verbund (gebogene Spannglieder in Stahl-Hüllrohren); S-N Kurve mit $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ und $N^* = 10^6$
[3]	Kopplungselemente (Spannstahl); S-N-Kurve mit $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ und $N^* = 10^6$
[4]	Kopplungselemente (Betonstahl); geschweißte Stäbe einschließlich Heftschweißungen und Stumpfschweißungen; S-N-Kurve mit $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ und $N^* = 10^7$

Zwischenwerte der gegebenen L -Werte nach Gleichung (NN.108) dürfen interpoliert werden.

ANMERKUNG Für einen Leicht-Mischverkehr sind keine Werte für $\lambda_{s,1}$ in der Tabelle NN.2 angegeben. Für Brücken, die für den Leicht-Mischverkehr bemessen werden, dürfen die Beiwerte $\lambda_{s,1}$ entweder auf den Werten für Tabelle NN.2 für normalen Mischverkehr oder auf ausführlicheren Berechnungen basieren.

NN.3.2 Beton unter Druckspannungen

(101) Bei Beton, der unter Druckspannung steht, darf von einem ausreichenden Ermüdungswiderstand ausgegangen werden, wenn der folgende Ansatz erfüllt ist:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad (NN.112)$$

Dabei ist

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{cd,max,equ}$ und $\sigma_{cd,min,equ}$ die oberen und unteren Spannungen des schädigungsäquivalenten Spektrums der Spannungen mit einer Anzahl von Lastzyklen $N = 10^6$.

(102) Die oberen und unteren Spannungen des schadensäquivalenten Spektrums der Spannungen werden nach Gleichung (NN.113) ermittelt:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,equ} &= \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \\ \sigma_{cd,min,equ} &= \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \end{aligned} \quad (NN.113)$$

Dabei ist

- $\sigma_{c,perm}$ die Betondruckspannung infolge der charakteristischen Einwirkungskombinationen ohne Lastmodell 71;
- $\sigma_{c,max,71}$ die maximale Betondruckspannung infolge der charakteristischen Einwirkungskombinationen mit dem Lastmodell 71 und dem dynamischen Beiwert ϕ nach EN 1991-2;
- $\sigma_{c,min,71}$ die minimale Betondruckspannung infolge der charakteristischen Einwirkungskombinationen mit dem Lastmodell 71 und dem dynamischen Beiwert ϕ nach EN 1991-2;
- λ_c ein Korrekturbeiwert für die Berechnung der oberen und unteren Spannungen des schädigungsäquivalenten Spektrums der Spannungen aus den Spannungen infolge des Lastmodells 71.

ANMERKUNG Die Spannungen $\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ und $\sigma_{c,min,71}$ enthalten keine anderen variablen Einwirkungen (z. B. Wind, Temperatur usw.).

(103) Der Korrekturfaktor λ_c berücksichtigt die Dauerspannung, die Stützweite, das jährliche Verkehrsaufkommen, die Lebensdauer und die Gleisanzahl. Er ist aus der folgenden Gleichung zu berechnen:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad (NN.114)$$

Dabei ist

- $\lambda_{c,0}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerspannung;

$\lambda_{c,1}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Bauteiltyps (z. B. Durchlaufträger) unter Beachtung der Schädigungseinwirkung durch den Verkehr in Abhängigkeit von der Länge der Einflusslinie oder -fläche;

$\lambda_{c,2,3}$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Verkehrsaufkommens und der Lebensdauer der Brücke;

$\lambda_{c,4}$ ein anzuwendender Beiwert, wenn das Tragwerkselement durch mehrere Gleise belastet ist.

(104) Der Beiwert $\lambda_{c,0}$ kennzeichnet den Einfluss der Dauerspannung und kann durch Gleichung (NN.115) ermittelt werden.

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{für die Druckzone} \quad (\text{NN.115})$$

$$\lambda_{c,0} = 1 \quad \text{für die vorgedrückte Zugzone (einschließlich des Vorspanneffektes)}$$

(105) Der Beiwert $\lambda_{c,1}$ ist eine Funktion der kritischen Länge der Einflusslinie und des Verkehrs. Die Werte für $\lambda_{c,1}$ für normalen Mischverkehr und schweren Mischverkehr können der Tabelle NN.2 dieses Anhangs entnommen werden.

Werte für $\lambda_{c,1}$ für kritische Längen zwischen 2 m und 20 m können unter Anwendung von Gleichung (NN.108) ermittelt werden, wenn $\lambda_{s,1}$ durch $\lambda_{c,1}$ ersetzt wird.

(106) Der Beiwert $\lambda_{c,2,3}$ kennzeichnet den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und der Lebensdauer und kann aus Gleichung (NN.116) berechnet werden:

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{N_{Years}}{100} \right] \quad (\text{NN.116})$$

Dabei ist

Vol Verkehrsaufkommen (Tonnen/Jahr/Gleis);

N_{Years} vorgesehene Lebensdauer der Brücke.

(107) Der Beiwert $\lambda_{c,4}$ kennzeichnet die Auswirkungen einer mehrgleisigen Belastung. Bei mehrgleisig belasteten Tragwerken sollte die Ermüdungsbeanspruchung für maximal zwei Gleise in den ungünstigsten Stellungen in Ansatz gebracht werden (siehe EN 1991-2). Die Auswirkung der Belastung von zwei Gleisen kann durch die Gleichung (NN.117) ermittelt werden.

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \quad \text{für } a \leq 0,8 \quad (\text{NN.117})$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{für } a > 0,8$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad (\text{NN.118})$$

Dabei ist

n das Verhältnis der Begegnungshäufigkeit der Züge auf der Brücke (Der vorgeschlagene Wert von n ist 0,12);

- σ_{c1}, σ_{c2} die Druckspannung infolge des Belastungsmodells 71 auf einem Gleis, einschließlich des dynamischen Beiwerts nach EN 1991-2 für das Belastungsmodell;
- σ_{c1+2} die Druckspannung infolge des Belastungsmodells 71 auf beiden Gleisen, einschließlich des dynamischen Beiwerts nach EN 1991-2 für das Belastungsmodell.

Tabelle NN.3 — Beiwerte $\lambda_{c,1}$ für Einfeld- und durchlaufende Balken

		L (m)	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,70	
	≥ 20	0,75	0,75	
[2]	≤ 2	0,95	1,00	
	≥ 20	0,90	0,90	

Einfeldbalken

		L (m)	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,80	
	≥ 20	0,70	0,70	
[2]	≤ 2	1,10	1,20	
	≥ 20	0,70	0,70	

durchlaufende Balken (Endfeld)

		L (m)	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,90	
	≥ 20	0,55	0,55	
[2]	≤ 2	1,05	1,15	
	≥ 20	0,65	0,70	

durchlaufende Balken (Innenfeld)

		L (m)	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,75	
	≥ 20	0,85	0,85	
[2]	≤ 2	1,10	1,15	
	≥ 20	0,80	0,85	

durchlaufende Balken (Bereich des Zwischenauflagers)

s^*

Normaler Mischverkehr

h^*

Schwerer Mischverkehr

[1]

Druckzone

[2]

Vorgedrückte Zugzone

Zwischenwerte zwischen den gegebenen L -Werten dürfen nach Gleichung (NN.108) interpoliert werden, wobei $\lambda_{s,1}$ durch $\lambda_{c,1}$ ersetzt wird.

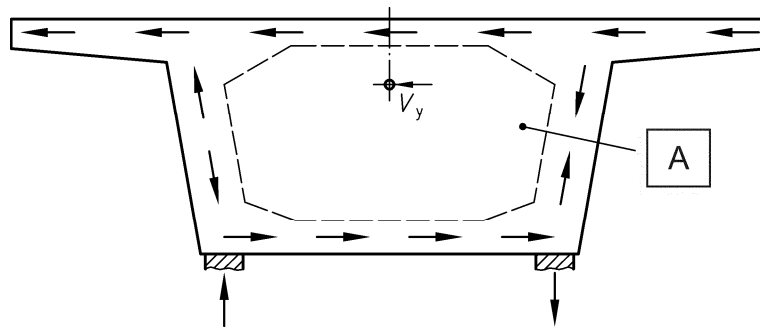
ANMERKUNG Für einen Leicht-Mischverkehr sind keine Werte für $\lambda_{c,1}$ in der Tabelle NN.3 angegeben. Für Brücken, die für den Leicht-Mischverkehr bemessen werden, dürfen die Beiwerte $\lambda_{c,1}$ entweder auf den Werten der Tabelle NN.3 für normalen Mischverkehr oder auf ausführlicheren Berechnungen basieren.

Anhang OO (informativ)

Typische Diskontinuitäts(D)-Bereiche bei Brücken

OO.1 Querträger mit direkter Lagerung eines Hohlkastenüberbaus auf der Stützung

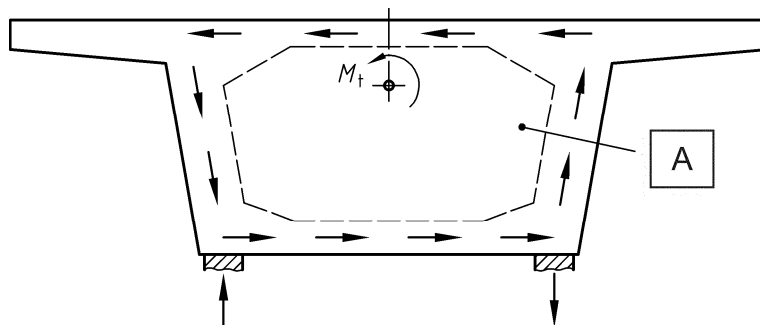
(101) Querträger, bei denen die Lager unterhalb der Stege des Kastenabschnitts angeordnet sind, werden Kräften ausgesetzt, die einerseits durch die Übertragung des Schubs in der Horizontalebene erzeugt werden (Bild OO.1), oder andererseits, im Fall von zwei Lagern, durch die Umwandlung des Torsionsmomentes aus dem Überbau in ein Kräftepaar entstehen (Bild OO.2).



Legende

A Querträger

Bild OO.1 — Horizontalschub und Lagerreaktion



Legende

A Querträger

Bild OO.2 — Torsion im Überbau und Lagerreaktion

(102) Allgemein kann den Bildern OO.1 und OO.2 entnommen werden, dass der Kräftefluss vom unteren Gurt und von den Stegen direkt zu den Stützen gelenkt wird, ohne Kräfte im zentralen Teil des Querträgers zu verursachen. Die Kräfte aus dem Obergurt führen zu Kräften, die den Querträger belasten und die Bemessung des Querträgers bestimmen. Die Bilder OO.3 und OO.4 zeigen mögliche Widerstandsmechanismen, die erlauben, die notwendige Bewehrung für diese Art von Bauteilen zu ermitteln.

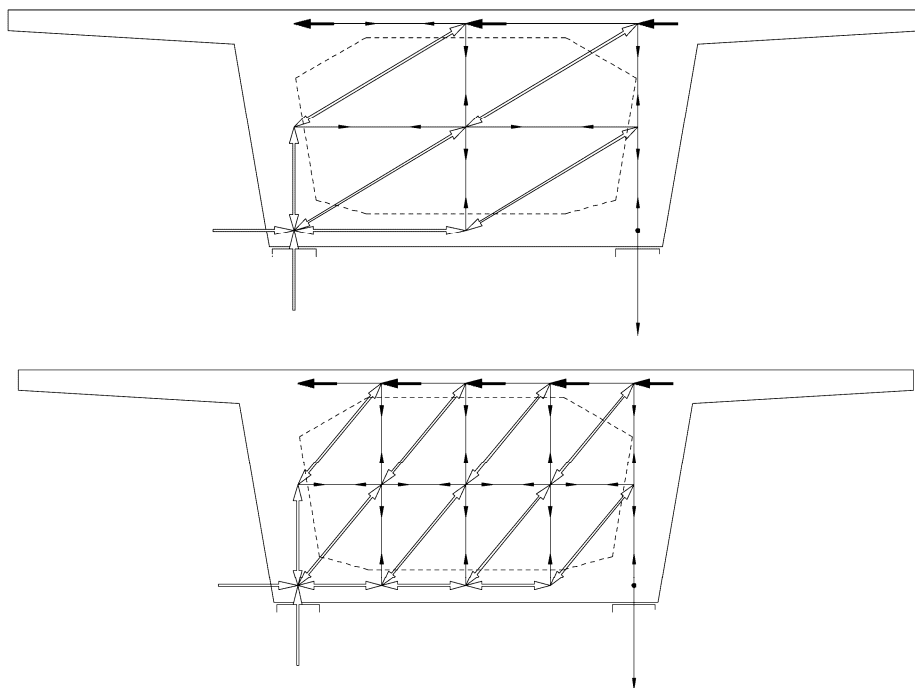


Bild OO.3 — Stabwerkmodell für einen massiven Querträger ohne Durchgang

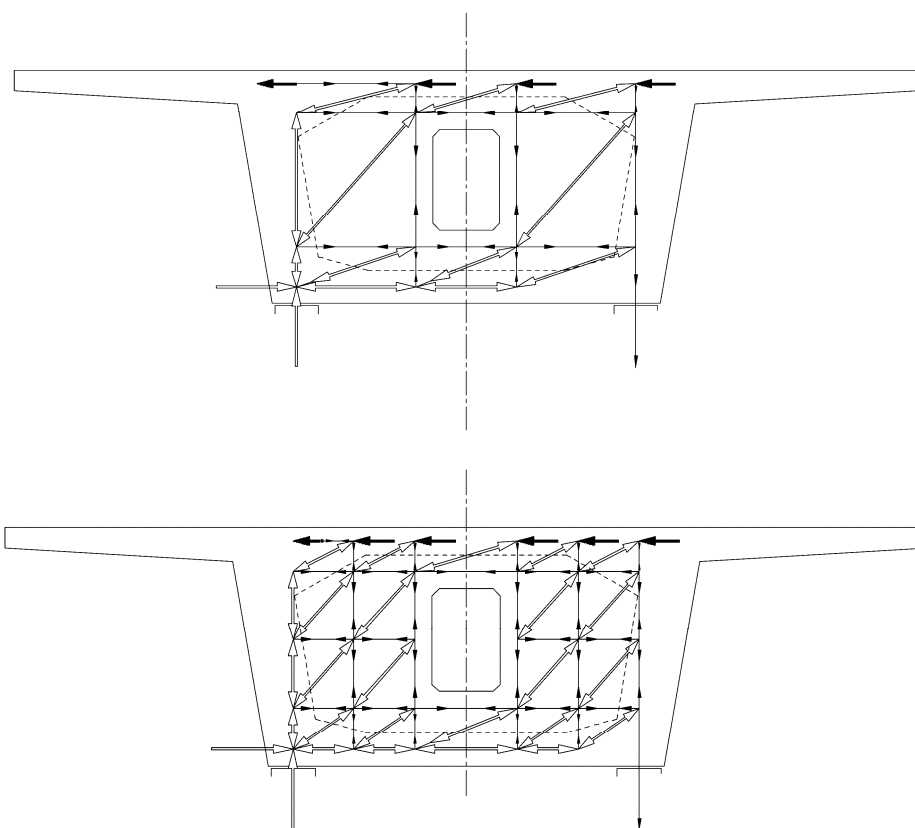


Bild OO.4 — Stabwerkmodell für einen massiven Querträger mit Durchgang

(103) Im Allgemeinen ist es nicht notwendig, alle Knoten oder Streben zu kontrollieren, wenn der Querträger eine Dicke hat, die gleich oder größer ist als die Dimension der Unterstützungen in der Längsrichtung der Brücke. Unter diesen Umständen ist es dann ausreichend, die Knoten über dem Auflager zu kontrollieren.

OO.2 Querträger mit indirekter Lagerung eines Überbaus auf der Stützung

(101) In diesem Fall muss der Querträger die vertikalen Querkräfte, die von den Stegen ausgehen, zusätzlich zum Schub entlang der horizontalen Achse, und im Fall von mehr als einer Stützung in Querrichtung auch zusätzlich zu den Auswirkungen einer Torsionsbeanspruchung, zu dem Lager oder den Lagern übertragen.

Die Knoten über den Lagern müssen mit den Kriterien überprüft werden, die in 6.5 und in 6.7 von EN 1992-1-1 gegeben werden.

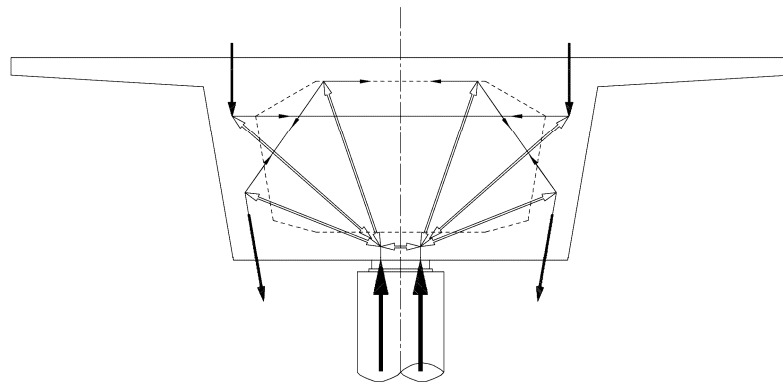
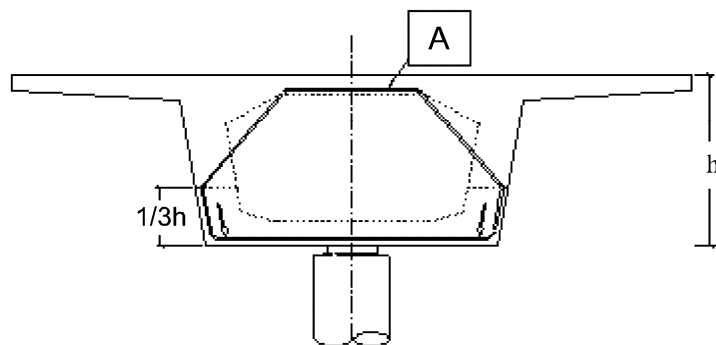


Bild OO.5 — Querträger mit indirekter Unterstützung. Stabwerkmodell

(102) Bewehrung sollte für die Ankerkräfte bemessen werden, die aus der Bauteilreaktion unter Berücksichtigung der in 6.5 der EN 1992-1-1 enthaltenen Begrenzung der Zugkräfte in der Bewehrung abgeleitet sind. Im Allgemeinen ist es für den Querkraftabtrag notwendig, Aufhängebewehrung einzubauen. Wenn dazu geneigte Stäbe verwendet werden, sollte den Verankerungsbedingungen besondere Aufmerksamkeit zukommen (Bild OO.6).



Legende

A Bewehrung

Bild OO.6 — Querträger mit indirekter Stützung. Verankerung der Aufhängebewehrung

(103) Wenn die Aufhängebewehrung mit geschlossenen Bügeln realisiert wird, muss sie die Bewehrung der oberen Seite des Hohlkastens umschließen (Bild OO.7).

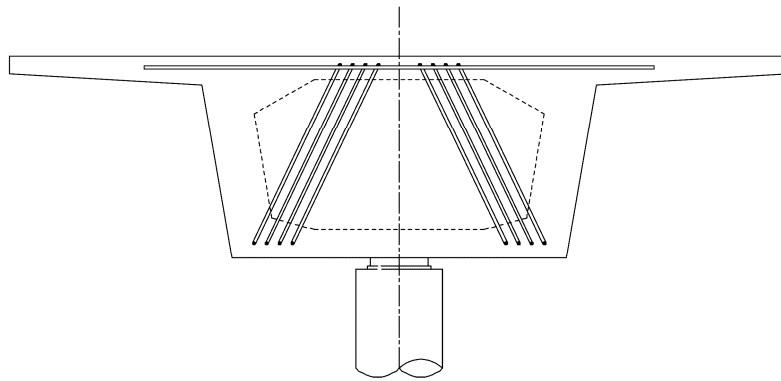


Bild OO.7 — Querträger mit indirekter Unterstützung. Bügel als Aufhängebewehrung

(104) In Fällen, in denen Vorspannung benutzt wird, wie zum Beispiel Vorspannung mit nachträglichem Verbund, wird die Bemessung klar definieren, in welcher Reihenfolge vorzuspannen ist (Das Vorspannen des Querträgers sollte im Allgemeinen vor dem Längsvorspannen durchgeführt werden.). Besondere Beachtung sollte den Spannkraftverlusten aufgrund der kurzen Länge der Spannglieder zukommen.

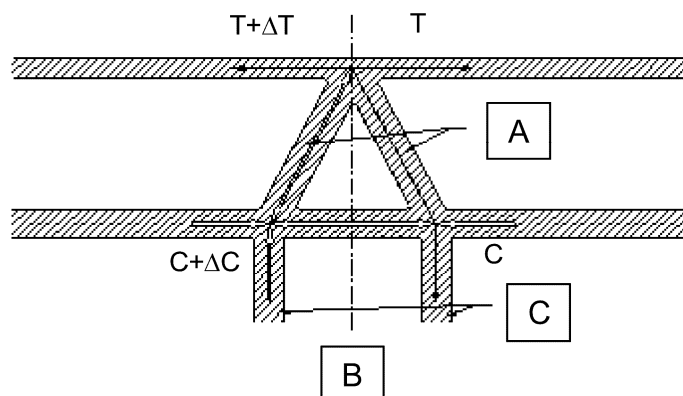
(105) **[AC]** Zusätzlich zu der Bewehrung, die aus dem oben angegebenen Widerstandsmechanismus abgeleitet wird, sollte, sofern erforderlich, im Hinblick auf konzentrierte Stützkkräfte eine Spaltzugbewehrung vorgesehen werden. **[AC]**

OO.3 Querträger in monolithischen Pfeiler-Überbau-Verbindungen

(101) In den Fällen, wo Fahrbahn und Pfeiler monolithisch verbunden werden, muss die Momentendifferenz zwischen benachbarten Feldern des Überbaus an den Pfeiler zwischen diesen Feldern weitergeleitet werden. Die Übertragung des Momentes verursacht zusätzliche Kräfte zu denen, die bereits durch die vorhergehenden Abschnitte bezeichnet wurden.

(102) Im Fall von dreieckigen Querträgern (Bild OO.8) ist die Übertragung der vertikalen Belastung und der Kraft, die durch die Momentendifferenz verursacht wird, so lange als direkt zu betrachten, wie die Kontinuität der Druckstreben und die Übergreifung (oder Verankerung) der Zugbewehrung sichergestellt sind.

(103) Im Fall von doppelten Querträgern ist der Kraftfluss aus dem Überbau in die Pfeiler komplexer. In diesem Fall ist es notwendig, sorgfältig den ungestörten Weg der Druckspannungen zu kontrollieren.



Legende

- A Querträger
- B Längsschnitt
- C Pfeiler

**Bild OO.8 — Aufgelöster Querträger in monolithischer Verbindung mit dem Unterbau.
Vergleichssystem aus Druck- und Zugstreben**

OO.4 Querträger in Überbauten aus zweistegigen Plattenbalken bei Stützungen unter den Stegen

(101) In diesem Fall sind die Querträger durch Kräfte beansprucht, die einerseits durch die Übertragung des Schubs in der horizontalen Achse erzeugt werden (Bild OO.9) oder andererseits, wenn zwei Stützstellen vorhanden sind, durch die Umwandlung des Torsionsmomentes des Überbaus in ein Kräftepaar (Bild OO.10).

(102) Im Allgemeinen, entsprechend den Bildern OO.9 und OO.10, zeigt sich, dass der Fluss der Kräfte von den Stegen direkt zu den Stützen gelenkt wird, ohne Kräfte in den zentralen Teil des Querträgers einzuleiten. Die Kräfte aus dem Obergurt erzeugen Kräfte im Querträger und diese sind in der Bemessung zu berücksichtigen.

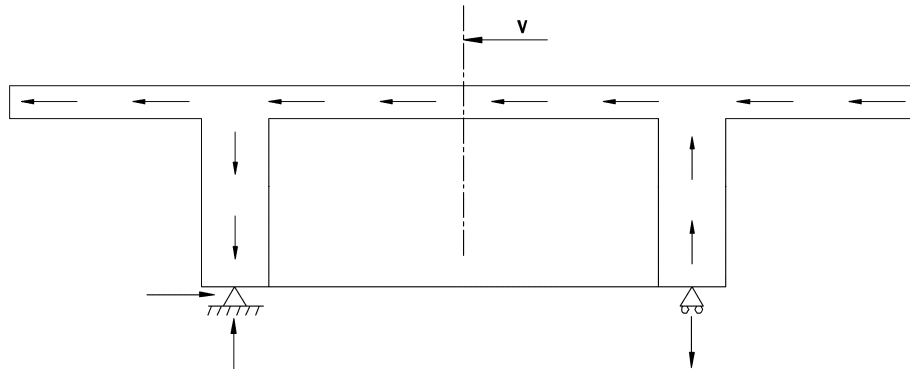


Bild OO.9 — Horizontalschub und Lagerreaktion

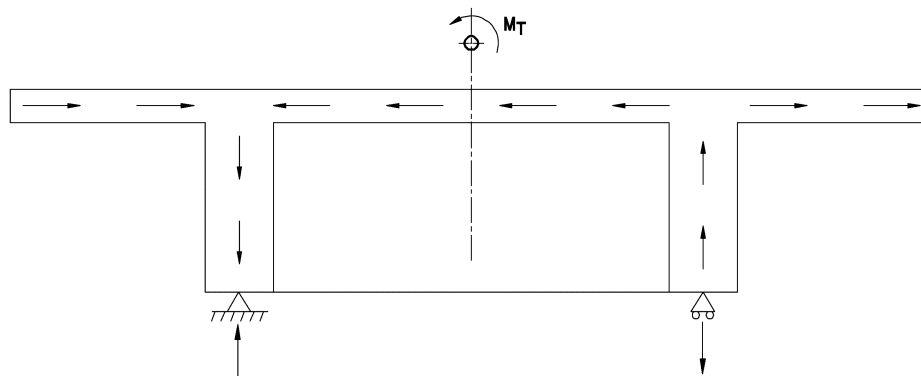


Bild OO.10 — Torsion in der Fahrbahnplatte und Lagerreaktion

Bild OO.11 zeigt ein mögliches Modell der Reaktion des Überbaus, das die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung ermöglicht.

Im Allgemeinen, wenn die Stärke des Querträgers gleich oder größer ist als die Abmessung der Lager in der Längsrichtung der Brücke, reicht es, die Knoten an der Stützung wie in 6.5 von EN 1992-1-1 zu überprüfen.

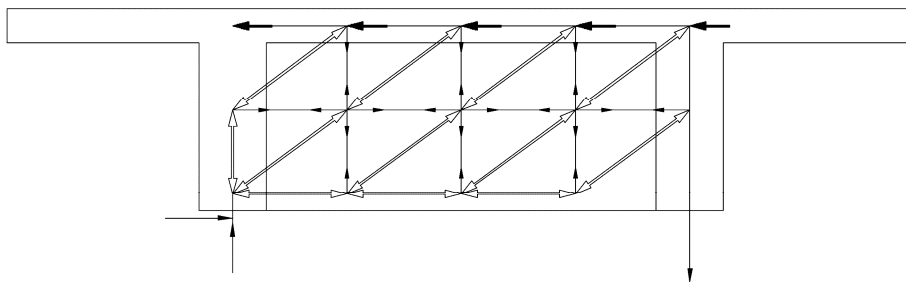


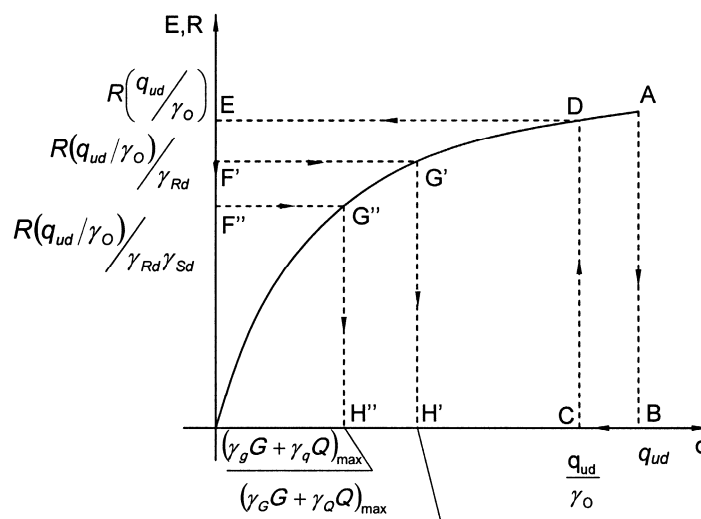
Bild OO.11 — Stabwerkmodell für einen typischen Querträger einer Platte

Anhang PP (informativ)

Sicherheitsformat für nichtlineare Berechnungen

PP.1 Praktische Anwendung

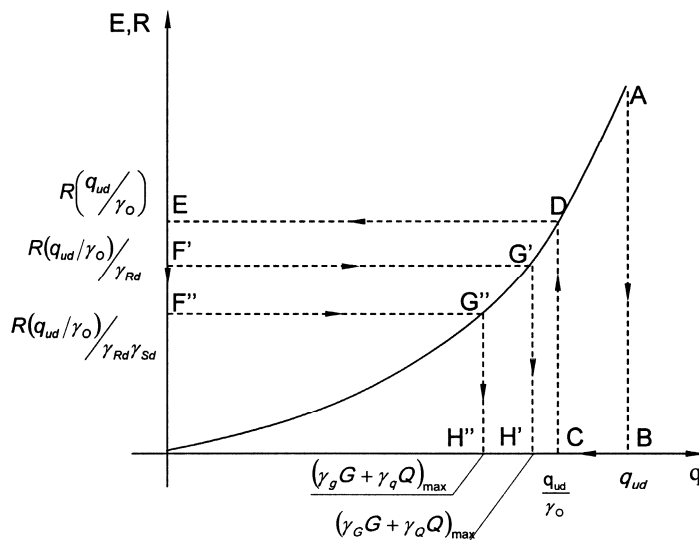
(101) Für den Fall einer Skalarkombination von inneren Reaktionen \boxed{AC} ist die Rückrechnung der Ungleichungen (5.102aN) und (5.102bN) für das jeweils unter- und überproportionale Tragwerksverhalten \boxed{AC} schematisch in den Bildern PP.1 und PP.2 dargestellt.



Legende

\boxed{A} Endpunkt der nichtlinearen Berechnung

Bild PP.1 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes bei skalar-unterproportionalem Verhalten

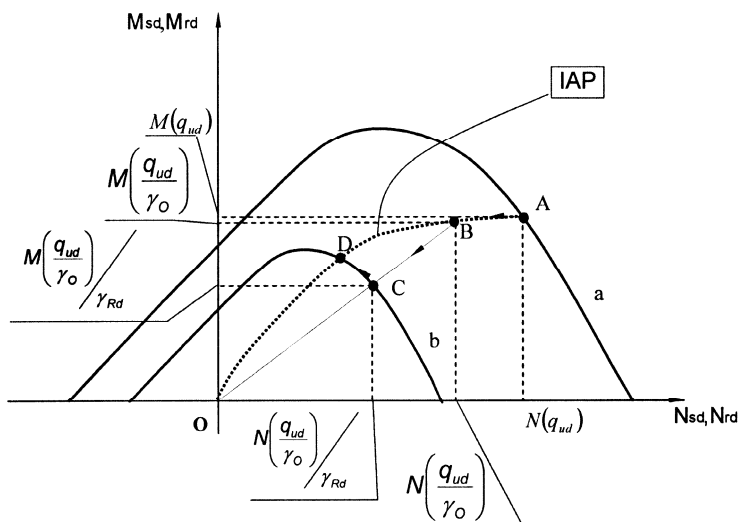


Legende

A Endpunkt der nichtlinearen Berechnung

Bild PP.2 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes bei skalar-überproportionalem Verhalten

(102) Für den Fall einer Vektor-Kombination von inneren Reaktionen **AC** ist die Anwendung der Ungleichungen (5.102aN) und (5.102bN) anhand der Bilder **AC**, PP.3 und PP.4, sowohl für das unterproportionale als auch für das überproportionale Tragwerksverhalten, erklärt.



Legende

A Endpunkt der nichtlinearen Berechnung

IAP Schnittgrößenpfad

Bild PP.3 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes für unterproportionales Verhalten der vektoriellen (M,N)-Kombinationen



- Bild PP.4 — Anwendung des Sicherheitskonzeptes für überproportionales Verhalten der vektoriellen (M,N)-Kombinationen**

Es sollte nachgewiesen werden, dass der Punkt mit den Koordinaten:

d. h. der zu den Schnittgrößen (Auswirkungen faktorisierte Einwirkungen) zugehörige Punkt, innerhalb des Sicherheitsbereiches "b" bleibt.

Ein vergleichbares Verfahren ist anzuwenden, wenn ein Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheit γ_{Sd} eingeführt wird, jedoch dann γ_{Rd} durch $\gamma_{\text{Rd}}\gamma_{\text{Sd}}$ und $\gamma_{\text{G}}, \gamma_{\text{Q}}$ durch $\gamma_{\text{g}}, \gamma_{\text{q}}$ ersetzt werden.

Dieselben Verfahren sind für die Kombination von $N/M_x/M_y$ oder $n_x/n_y/n_{xy}$ anzuwenden.

ANMERKUNG Wenn das Verfahren mit $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ und $\gamma_{O'}$ = 1,27 angewandt wird, ist der Sicherheitsnachweis erfüllt, wenn $M_{Ed} \leq M_{Rd} (q_{ud}/\gamma_{O'})$ und $N_{Ed} \leq N_{Rd} (q_{ud}/\gamma_{O'})$ gilt.

Anhang QQ (informativ)

Beschränkung der Schubrisse in Stegen

Zur Zeit ist die Vorhersage der Rissbildung infolge Querkraft in Stegen von einer großen Modellunsicherheit begleitet.

Wo es notwendig erscheint, die Schubrissbildung zu prüfen, insbesondere bei vorgespannten Bauteilen, sollte die zur Rissbreitenbeschränkung erforderliche Bewehrung wie folgt ermittelt werden.

1. Die richtungsgebundene Betonzugfestigkeit f_{ctb} in den Stegen sollte aus folgender Gleichung berechnet werden:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) f_{ctk;0,05} \quad (\text{QQ.101})$$

Dabei ist

f_{ctb} die Betonzugfestigkeit unmittelbar vor dem Reißen in einem zweiaxialen Spannungszustand;

σ_3 die größere Hauptdruckspannung, die als positiv angenommen wird;

$$\sigma_3 < 0,6 f_{ck}$$

2. Die größere Hauptzugspannung σ_1 im Steg ist mit der zugehörigen Festigkeit f_{ctb} aus Gleichung (QQ.101) zu vergleichen.

Gilt $\sigma_1 < f_{ctb}$, dann sollte eine Mindestbewehrung in Übereinstimmung mit 7.3.2 für die Längsrichtung eingebaut werden.

Ergibt sich $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, sollte die Beschränkung der Rissbreite in Übereinstimmung mit 7.3.3 sichergestellt oder alternativ in Übereinstimmung mit 7.3.4 und 7.3.1 berechnet und nachgewiesen werden. Dabei ist die Winkelabweichung zwischen Hauptspannung und Bewehrungsrichtung zu berücksichtigen.