

DIN EN 1992-2/NA

ICS 91.010.30; 91.080.40; 93.040

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und
Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und
Konstruktionsregeln**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and
detailing rules

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au niveau national –
Eurocode 2: Calcul des structures en béton – Partie 2: Ponts en béton – Calcul et
dispositions constructives

Gesamtumfang 131 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN



Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-07-20 AA „Betonbrücken (CEN/TC 250/SC 2/PT 2)“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1992-2:2010-12, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*

Die Europäische Norm EN 1992-2 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *Nationally determined parameters*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-2:2010-12 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1992-2:2010-12.

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang beschreibt Prinzipien und Anforderungen für Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit für Betonbrücken, die bei der Anwendung von DIN EN 1992-2:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1992-2:2010-12.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1992-2:2010-12

DIN EN 1992-1-1 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP):

— 2.3.3 (3)	— 5.10.8 (2)	— 9.2.2 (8)
— 2.4.2.1 (1)	— 5.10.8 (3)	— 9.3.1.1(3)
— 2.4.2.2 (1)	— 5.10.9 (1)P	— 9.5.2 (1)
— 2.4.2.2 (2)	— 6.2.2 (1)	— 9.5.2 (2)
— 2.4.2.2 (3)	— 6.2.2 (6)	— 9.5.2 (3)
— 2.4.2.3 (1)	— 6.2.3 (2)	— 9.5.3 (3)
— 2.4.2.4 (1)	— 6.2.3 (3)	— 9.6.2 (1)
— 2.4.2.4 (2)	— 6.2.4 (4)	— 9.6.3 (1)
— 2.4.2.5 (2)	— 6.2.4 (6)	— 9.7 (1)
— 3.1.2 (2)P	— 6.4.3 (6)	— 9.8.1 (3)
— 3.1.2 (4)	— 6.4.4 (1)	— 9.8.2.1 (1)
— 3.1.6 (1)P	— 6.4.5 (3)	— 9.8.3 (1)
— 3.1.6 (2)P	— 6.4.5 (4)	— 9.8.3 (2)
— 3.2.2 (3)P	— 6.5.2 (2)	— 9.8.4 (1)
— 3.2.7 (2)	— 6.5.4 (4)	— 9.8.5 (3)
— 3.3.4 (5)	— 6.5.4 (6)	— 9.10.2.2 (2)
— 3.3.6 (7)	— 6.8.4 (1)	— 9.10.2.3 (3)
— 4.4.1.2 (3)	— 6.8.4 (5)	— 9.10.2.3 (4)
— 4.4.1.2 (5)	— 6.8.6 (1)	— 9.10.2.4 (2)
— 4.4.1.2 (6)	— 6.8.6 (3)	— 11.3.5 (1)P
— 4.4.1.2 (7)	— 6.8.7 (1)	— 11.3.5 (2)P
— 4.4.1.2 (8)	— 7.2 (2)	— 11.3.7 (1)
— 4.4.1.2 (13)	— 7.2 (3)	— 11.6.1 (1)
— 4.4.1.3 (1)P	— 7.2 (5)	— 11.6.1 (2)
— 4.4.1.3 (3)	— 7.3.1 (5)	— 11.6.2 (1)
— 4.4.1.3 (4)	— 7.3.2 (4)	— 11.6.4.1 (1)
— 5.1.3 (1)P	— 7.3.3 (2)	— 12.3.1 (1)
— 5.2 (5)	— 7.3.4 (3)	— 12.6.3 (2)
— 5.5 (4)	— 7.4.2 (2)	— A.2.1 (1)
— 5.6.3 (4)	— 8.2 (2)	— A.2.1 (2)
— 5.8.3.1 (1)	— 8.3 (2)	— A.2.2 (1)
— 5.8.3.3 (1)	— 8.6 (2)	— A.2.2 (2)
— 5.8.3.3 (2)	— 8.8 (1)	— A.2.3 (1)
— 5.8.5 (1)	— 9.2.1.1 (1)	— C.1 (1)
— 5.8.6 (3)	— 9.2.1.1 (3)	— C.1 (3)
— 5.10.1 (6)	— 9.2.1.2 (1)	— E.1 (2)
— 5.10.2.1 (1)P	— 9.2.1.4 (1)	— J.1 (2)
— 5.10.2.1 (2)	— 9.2.2 (4)	— J.1 (3)
— 5.10.2.2 (4)	— 9.2.2 (5)	— J.2.2 (2)
— 5.10.2.2 (5)	— 9.2.2 (6)	— J.3 (2)
— 5.10.3 (2)	— 9.2.2 (7)	— J.3 (3)

DIN EN 1992-2:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP).

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)	

Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1992-2:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes NCI gekennzeichnet.

1.1.2 Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 2

NCI Zu 1.1.2 (4)P

Im letzten Satz wird „siehe Eurocode 4 für Stahl-Beton-Verbundbau“ ersetzt durch „siehe Eurocode 4 „Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton“.

1.2.2 Weitere normative Verweisungen

NCI Zu 1.2.1

Statt DIN EN 1991-1-5 sowie DIN EN 1991-1-6 wird auf die vollständige Norm verwiesen:

Normen der Reihe DIN EN 1991 *Einwirkungen auf Tragwerke*

NCI Zu 1.2.2

Zusätzlich zu DIN EN 1997 ist DIN 1054:2010-12 anzuwenden.

Die Norm DIN EN 10138 *Spannstähle* ist im Entwurfsstatus und daher nicht anzuwenden.

Normen der Reihe DIN 488, *Betonstahl*

DIN 1045-2:2008-08, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 2: Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität — Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*

DIN 1045-3:2008-08, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 3: Bauausführung*¹⁾

DIN 1045-4, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen*

DIN EN 206-1, *Beton — Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*

DIN EN 1536: 2010-12, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Bohrpfähle*

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen*

¹⁾ Die Fassung DIN 1045-3:2008-08 gilt nur bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 13670 in Verbindung mit DIN 1045-3, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670*.

DIN EN 1991-2/NA:2012-08, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*

DIN EN 13670:2011-03, *Ausführung von Tragwerken aus Beton*

DIN EN ISO 4063, *Schweißen und verwandte Prozesse, Liste der Prozesse und Ordnungsnummern*

NCI Zu 1.4

Die Prinzipien (mit P nach der Absatznummer gekennzeichnet) enthalten:

- allgemeine Festlegungen, Definitionen und Angaben, die einzuhalten sind,
- Anforderungen und Rechenmodelle, für die keine Abweichungen erlaubt sind, sofern dies nicht ausdrücklich angegeben ist.

Die Anwendungsregeln (ohne P) sind allgemein anerkannte Regeln, die den Prinzipien folgen und deren Anforderungen erfüllen. Abweichungen hiervon sind zulässig, wenn sie mit den Prinzipien übereinstimmen und hinsichtlich der nach dieser Norm erzielten Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gleichwertig sind.

NCI Zu 1.5.2

NA 1.5.2.6 vorwiegend ruhende Einwirkung. Statische Einwirkung oder nicht ruhende Einwirkung, die jedoch für die Tragwerksplanung als ruhende Einwirkung betrachtet werden darf.

NA 1.5.2.7 nicht vorwiegend ruhende Einwirkung. Stoßende Einwirkung oder sich häufig wiederholende Einwirkung, die eine vielfache Beanspruchungsänderung während der Nutzungsdauer des Tragwerks oder des Bauteils hervorruft und die für die Tragwerksplanung nicht als ruhende Einwirkung angesehen werden darf (z. B. Kran-, Kranbahn-, Gabelstaplerlasten, Verkehrslasten auf Brücken).

NA 1.5.2.8 Normalbeton. Beton mit einer Trockenrohdichte von mehr als 2 000 kg/m³, höchstens aber 2 600 kg/m³.

NA 1.5.2.9 Leichtbeton. Gefügedichter Beton mit einer Trockenrohdichte von nicht weniger als 800 kg/m³ und nicht mehr als 2 000 kg/m³. Er wird unter Verwendung von grober leichter Gesteinskörnung hergestellt.

NA 1.5.2.10 Schwerbeton. Beton mit einer Trockenrohdichte von mehr als 2 600 kg/m³.

NA 1.5.2.11 hochfester Beton. Beton mit Festigkeitsklasse \geq C55/67 bzw. \geq LC55/60.

NA 1.5.2.12 Spannglied im sofortigen Verbund. Im Betonquerschnitt liegendes Zugglied aus Spannstahl, das vor dem Betonieren im Spannbett gespannt wird. Der wirksame Verbund zwischen Beton und Spannglied entsteht nach dem Betonieren mit dem Erhärten des Betons.

NA 1.5.2.13 Spannglied im nachträglichen Verbund. Im Betonquerschnitt im Hüllrohr liegendes Zugglied aus Spannstahl, das beim Vorspannen gegen den bereits erhärteten Beton gespannt und durch Ankerkörper verankert wird. Der wirksame Verbund zwischen Beton und Spannglied entsteht nach dem Einpressen des Mörtels in das Hüllrohr mit dem Erhärten des Einpressmörtels.

NA 1.5.2.14 Monolitze. Werksmäßig korrosionsgeschützte Stahllitze in einer fettverpressten Kunststoffhülle, in der sich jene in Längsrichtung frei bewegen kann.

NA 1.5.2.15 Umlenkelement. Dient zur Führung der externen Spannglieder. An ihm werden Reibungs- und Umlenkkkräfte in die Konstruktion eingeleitet. Es kann halbseitig offen (Sattel) oder vollständig von Beton umgeben sein (Durchdringung).

NA 1.5.2.16 Verbundbauteil. Bauteil aus einem Fertigteil und einer Ortbetonergänzung mit Verbindungselementen oder ohne Verbindungselemente.

NA 1.5.2.17 vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil. Bauteil mit einer bezogenen Lastausmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $e_d / h \geq 3,5$.

NA 1.5.2.18 Druckglied. Vorwiegend auf Druck beanspruchtes, stab- oder flächenförmiges Bauteil mit einer bezogenen Lastausmitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $e_d / h < 3,5$.

NA 1.5.2.19 Balken, Plattenbalken. Stabförmiges, vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil mit einer Stützweite von mindestens der dreifachen Querschnittshöhe und mit einer Querschnitts- bzw. Stegbreite von höchstens der fünffachen Querschnittshöhe.

NA 1.5.2.20 Platte. Ebenes, durch Kräfte rechtwinklig zur Mittelfläche vorwiegend auf Biegung beanspruchtes, flächenförmiges Bauteil, dessen kleinste Stützweite mindestens das Dreifache seiner Bauteildicke beträgt und mit einer Bauteilbreite von mindestens der fünffachen Bauteildicke.

NA 1.5.2.21 Stütze. Stabförmiges Druckglied, dessen größere Querschnittsabmessung das Vierfache der kleineren Abmessung nicht übersteigt.

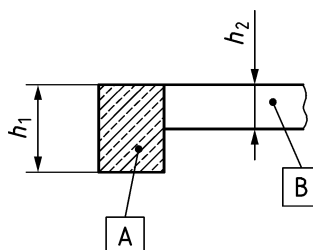
NA 1.5.2.22 Scheibe, Wand. Ebenes, durch Kräfte parallel zur Mittelfläche beanspruchtes, flächenförmiges Bauteil, dessen größere Querschnittsabmessung das Vierfache der kleineren übersteigt.

NA 1.5.2.23 wandartiger bzw. scheibenartiger Träger. Ebenes, durch Kräfte parallel zur Mittelfläche vorwiegend auf Biegung beanspruchtes, scheibenartiges Bauteil, dessen Stützweite weniger als das Dreifache seiner Querschnittshöhe beträgt.

NA 1.5.2.24 Betondeckung. Abstand zwischen der Oberfläche eines Bewehrungsstabes, eines Spannglieds im sofortigen Verbund oder des Hüllrohrs eines Spannglieds im nachträglichen Verbund und der nächstgelegenen Betonoberfläche.

NA 1.5.2.25 Dekompression. Grenzzustand, bei dem ein Teil des Betonquerschnitts unter der maßgebenden Einwirkungskombination unter Druckspannungen steht.

NA 1.5.2.26 direkte und indirekte Lagerung. Eine direkte Lagerung ist gegeben, wenn der Abstand der Unterkante des gestützten Bauteils zur Unterkante des stützenden Bauteils größer ist als die Höhe des gestützten Bauteils. Andernfalls ist von einer indirekten Lagerung auszugehen (siehe Bild NA.1.1).



Legende

A

stützendes Bauteil

B

gestütztes Bauteil

$(h_1 - h_2) \geq h_2$

direkte Lagerung

$(h_1 - h_2) < h_2$

indirekte Lagerung

Bild NA.1.1 — Direkte und indirekte Lagerung

NA 1.5.2.27 Externes Spannglied. Ein externes Spannglied ist ein nachträglich vorgespanntes Spannglied, das außerhalb des Betonquerschnitts, aber innerhalb der Umhüllenden des Betontragwerkes liegt. Das Spannglied ist nur durch Anker Elemente und Umlenkelemente mit dem Betonüberbau verbunden.

NA 1.5.2.28 Internes Spannglied ohne Verbund. Ein internes Spannglied ohne Verbund besteht aus einem oder mehreren einbetonierten und nachträglich vorgespannten Drähten, Litzen oder Stäben in einer Korrosionsschutzumhüllung, in der sich der Spannstahl in Längsrichtung frei bewegen kann und nur an den Ankerstellen fest mit dem Tragwerk verbunden ist. Diese Spannglieder müssen austauschbar sein.

NA 1.5.2.29 Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern. Bei Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern liegen sämtliche Spannglieder in Brückenlängsrichtung außerhalb des Betonquerschnittes.

NA 1.5.2.30 Mischbauweise. Bei der Mischbauweise liegt ein Teil der Längsspannglieder über die gesamte Spanngliedlänge im Verbund mit dem umgebenden Beton, die anderen Längsspannglieder sind externe Spannglieder. Bei dieser Bauweise sind Spannglieder in den Stegen nicht zulässig.

NA 1.5.2.31 Ankerelement. Ein Ankerelement ist ein Bauteil, an dem externe Spannglieder verankert werden und über das die Spanngliedkraft in den Betonquerschnitt eingeleitet wird. Als Ankerelement können z. B. Querträger, Querrahmen, Konsolen oder Lisenen dienen.

NA 1.5.2.32 Umlenkelement. Ein Umlenkelement dient zur Führung der externen Spannglieder. An ihm werden Reibungs- und Umlenkkkräfte in die Konstruktion eingeleitet. Umlenkelemente können z. B. halbseitig offen (Sattel) oder vollständig vom Beton umgeben sein (Durchdringung).

NA 1.5.2.33 Durchführung. In einer Durchführung werden externe Spannglieder mit Hilfe von Aussparungen ohne Bauwerksberührung frei durch Querträger geführt.

NCI Zu 1.106

C_{\min}	Mindestbetonfestigkeitsklasse
C_{\max}	Größte zulässige Betonfestigkeitsklasse
c_v	Verlegemaß
Δc_{dev}	Vorhaltemaß der Betondeckung
u_0	Umfang der Lasteinleitungsfläche A_{load} beim Durchstanzen
u_1	Umfang des kritischen Rundschnitts beim Durchstanzen
u_{out}	Umfang des äußeren Rundschnitts, bei dem Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

NCI Zu 2.3.1.1

ANMERKUNG 1 bis 5 entfallen.

NCI Zu 2.3.1.2 (2) und (3)

Anstatt Absätze (2) und (3) gilt der folgende Absatz:

(NA.102) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist es erforderlich, Zwangsschnittgrößen aus klimatischen Temperatureinwirkungen zu berücksichtigen. Sofern kein genauere Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.

Erfolgt ein genauerer Nachweis nach 5.7, sind mindestens die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I anzusetzen.

Temperaturauswirkungen sind in der Regel als veränderliche Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q=1,35$ und dem Kombinationsbeiwert ψ zu berücksichtigen.

NCI Zu 2.3.1.3 (1)

Die Anmerkung wird wie folgt ersetzt.

ANMERKUNG Im GZT sind die möglichen Baugrundsetzungen, im GZG sind die wahrscheinlichen Baugrundsetzungen zugrunde zu legen.

NCI Zu 2.3.1.3 (3)

Der Absatz (3) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.103) Die Verschiebungen und Verdrehungen von Stützungen infolge möglicher Baugrundbewegungen sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, dürfen dabei zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls beim Übergang in den Zustand II die 0,6-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden.

Erfolgt ein genauerer Nachweis nach 5.7, sind mindestens die 0,4-fachen Werte der Steifigkeiten des Zustandes I anzusetzen. Setzungsunterschiede sind als ständige Einwirkungen zu berücksichtigen.

NCI Zu 2.3.1.3 (4)

Die Anmerkung wird wie folgt ergänzt:

Bei Betonbrücken darf $\gamma_{G,set} = 1,0$ angesetzt werden.

NCI Zu 2.3.1.4

(NA.105)P Der statisch unbestimmte Anteil der Schnittgrößen aus Vorspannung darf nicht infolge eines Steifigkeitsabfalls im Zustand II abgemindert werden.

NCI Zu 2.3.2.2 (2)

Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden sind bei Betonbrücken im GZT auch bei Fertigteilen mit Ortbetonerhöhungen, bei Schnittgrößenumlagerungen infolge abschnittsweiser Herstellung oder bei Systemwechseln zu berücksichtigen.

NCI Zu 2.3.3 (3)

Der Absatz (3) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 2.3.4.2

ANMERKUNG Dieser Abschnitt gilt sinngemäß auch für Ortbeton-Verdrängungspfähle.

NCI Zu 2.3.4.2 (1)P

ANMERKUNG Einflüsse aus der Betonierung gegen den Boden können durch erhöhte Betondeckungen berücksichtigt werden, siehe DIN EN 1536.

NCI Zu 2.3.4.2 (2)

ANMERKUNG Die Regelungen in DIN EN 1536 sind als „weitere Angaben“ im Sinne von 2.3.4.2 (2) zu verstehen. Absatz (2) muss daher nicht angewendet werden, wenn die Pfähle nach DIN EN 1536 hergestellt werden.

NDP Zu 2.4.2.1 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{SH} = 1,0$.

NDP Zu 2.4.2.2 (1)

allgemein: $\gamma_P = \gamma_{P,fav} = \gamma_{P,unfav} = 1,0$

NDP Zu 2.4.2.2 (2)

Absatz (2) ist in Deutschland nicht relevant.

NDP Zu 2.4.2.2 (3)

Für die Bestimmung von Spaltzugbewehrung ist $\gamma_{P,unfav} = 1,35$ (ständige Last) zu verwenden und P_{max} zugrunde zu legen.

NDP Zu 2.4.2.3 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{F,fat} = 1,0$

NDP Zu 2.4.2.4 (1)

Tabelle 2.1DE — Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Bemessungssituationen	γ_C für Beton	γ_S für Betonstahl oder Spannstahl
ständig und vorübergehend	1,5	1,15
außergewöhnlich	1,3	1,0
Ermüdung	1,5	1,15

NDP Zu 2.4.2.4 (2)

Es gelten die empfohlenen Werte $\gamma_C = 1,0$ und $\gamma_S = 1,0$.

NCI Zu 2.4.2.4 (3)

Absatz (3) nicht anzuwenden.

NDP Zu 2.4.2.5 (2)

Bei Bohrpfählen, deren Herstellung nach DIN EN 1536 erfolgt, ist für $k_f = 1,0$ einzusetzen. In allen anderen Fällen gilt: $k_f = 1,1$.

NCI Zu 2.4.3 (2)

ANMERKUNG den Hochbau betreffend wird gestrichen

NCI Zu 2.6 (2)

Anmerkung 1 wird ersetzt durch:

ANMERKUNG 1 Weitere Angaben enthält der normative Anhang G.

Anmerkung 2 entfällt.

NCI Zu 2.7

Der bestehende Unterabschnitt wird wie folgt ersetzt:

- (1) Lokal begrenzte und auf das Bauteil bezogene Auswirkungen von Befestigungsmitteln sind in der Regel zu berücksichtigen.
- (2) In Deutschland sind Befestigungsmittel über abZ oder ETA geregelt.

Befestigungsmittel werden ausschließlich in Zulassungen geregelt, die auch das anzuwendende Bemessungsverfahren festlegen.

NCI Zu 2.8

NA.2.8 Bautechnische Unterlagen

NA.2.8.1 Umfang der bautechnischen Unterlagen

- (1) Zu den bautechnischen Unterlagen gehören die für die Ausführung des Bauwerks notwendigen Zeichnungen, die statische Berechnung und – wenn für die Bauausführung erforderlich – eine ergänzende Projektbeschreibung sowie bauaufsichtlich erforderliche Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte bzw. Bauarten (z. B. allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen).
- (2) Zu den bautechnischen Unterlagen gehören auch Angaben über den Zeitpunkt und die Art des Vorspanns, das Herstellungsverfahren sowie das Spannprogramm.

NA.2.8.2 Zeichnungen

- (1)P Die Bauteile, die einzubauende Betonstahlbewehrung und die Spannglieder sowie alle Einbauteile sind auf den Zeichnungen eindeutig und übersichtlich darzustellen und zu bemaßen. Die Darstellungen müssen mit den Angaben in der statischen Berechnung übereinstimmen und alle für die Ausführung der Bauteile und für die Prüfung der Berechnungen erforderlichen Maße enthalten.
- (2)P Auf zugehörige Zeichnungen ist hinzuweisen. Bei nachträglicher Änderung einer Zeichnung sind alle von der Änderung ebenfalls betroffenen Zeichnungen entsprechend zu berichtigen.
- (3)P Auf den Bewehrungszeichnungen sind insbesondere anzugeben:
 - die erforderliche Festigkeitsklasse, die Expositionsclassen und weitere Anforderungen an den Beton,
 - die Betonstahlsorte und die Spannstahlsorte,
 - Anzahl, Durchmesser, Form und Lage der Bewehrungsstäbe; gegenseitiger Abstand und Übergreifungslängen an Stößen und Verankerungslängen; Anordnung, Maße und Ausbildung von Schweißstellen; Typ und Lage der mechanischen Verbindungsmittel,
 - Rüttelgassen, Lage von Betonieröffnungen,
 - das Herstellungsverfahren der Vorspannung; Anzahl, Typ und Lage der Spannglieder sowie der Spanngliedverankerungen und Spanngliedkopplungen sowie Anzahl, Durchmesser, Form und Lage der zugehörigen Betonstahlbewehrung; Typ und Durchmesser der Hüllrohre; Angaben zum Einpressmörtel,
 - bei gebogenen Bewehrungsstäben die erforderlichen Biegerolldurchmesser,
 - Maßnahmen zur Lagesicherung der Betonstahlbewehrung und der Spannglieder sowie Anordnung, Maße und Ausführung der Unterstützungen der oberen Betonstahlbewehrungslage und der Spannglieder,
 - das Verlegemaß c_v der Bewehrung, das sich aus dem Nennmaß der Betondeckung c_{nom} ableitet, sowie das Vorhaltemaß Δc_{dev} der Betondeckung,
 - die Fugenausbildung,
 - gegebenenfalls besondere Maßnahmen zur Qualitätssicherung.

NA.2.8.3 Statische Berechnungen

(1)P Das Tragwerk und die Lastabtragung sind zu beschreiben. Die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der baulichen Anlage und ihrer Bauteile sind in der statischen Berechnung übersichtlich und leicht prüfbar nachzuweisen. Mit numerischen Methoden erzielte Rechenergebnisse sollten grafisch dargestellt werden.

(2) Für Regeln, die von den in dieser Norm angegebenen Anwendungsregeln abweichen, und für abweichende außergewöhnliche Gleichungen ist die Fundstelle anzugeben, sofern diese allgemein zugänglich ist, sonst sind die Ableitungen so weit zu entwickeln, dass ihre Richtigkeit geprüft werden kann.

NA.2.8.4 Baubeschreibung

(1)P Angaben, die für die Bauausführung oder für die Prüfung der Zeichnungen oder der statischen Berechnung notwendig sind, aber aus den Unterlagen nach NA.2.8.2 und NA.2.8.3 nicht ohne Weiteres entnommen werden können, müssen in einer Baubeschreibung enthalten und erläutert sein. Dazu gehören auch die erforderlichen Angaben für Beton mit gestalteten Ansichtsflächen.

3 Baustoffe

3.1 Beton

NCI Zu 3.1.1 (1)P

(1)P und (2)P werden ersetzt durch:

(NA 101)P Die folgenden Abschnitte enthalten Prinzipien und Anwendungsregeln für Normalbeton.

(NA 102)P Für die Verwendung von Leichtbeton und hochfestem Beton gelten zusätzliche Regelungen der zuständigen Bauaufsichtsbehörde.

(NA.3) Die Abschnitte 3.1 und 11.3.1 gelten für Beton nach DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2.

3.1.2 Festigkeiten

NDP Zu 3.1.2 (102) P

Für C_{\min} und C_{\max} gelten die in Tabelle NA.3.0 enthaltenden Werte:

Tabelle NA.3.0 — Betonfestigkeitsklassen C_{\min} bzw. C_{\max} für ein Alter von 28 Tagen

Beton	C_{\min}	C_{\max}
Unbewehrt	C12/15	C50/60
Stahlbeton	C20/25	C50/60
Spannbeton	C30/37	C50/60

Für Beton mit höheren Festigkeiten sind zusätzliche Regeln zu beachten.

NDP Zu 3.1.2 (4)

Der Wert k_t muss entsprechend der Festigkeitsentwicklung im Einzelfall festgelegt werden.

NCI Zu 3.1.4 (1)P

In der Regel ist für Brücken $RH = 80 \%$ anzunehmen.

NCI Zu 3.1.4 (2)

ANMERKUNG Die Endkriechzahlen und Schwinddehnungen dürfen als zu erwartende Mittelwerte angesehen werden. Die mittleren Variationskoeffizienten für die Vorhersage der Endkriechzahl und der Schwinddehnung liegen bei etwa 30 %. Für gegenüber Kriechen und Schwinden empfindliche Tragwerke sollte die mögliche Streuung dieser Werte berücksichtigt werden.

NCI Zu 3.1.4 (5)

ANMERKUNG u – bei Hohlkästen einschließlich 50 % des inneren Umfangs.

NCI Zu Bild 3.1

a) entfällt, da für Brücken nicht relevant.

Zur Berechnung der Kriechzahl für $t = \text{unendlich}$ darf die geplante Nutzungsdauer rechnerisch mit 70 Jahren angenommen werden.

NCI Zu 3.1.4 (6)

ANMERKUNG zu Tabelle 3.2:

Weitere Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ sind für die Zementklassen S, N, R und die Luftfeuchten RH = 40 % bis RH = 90 % im Anhang B als Tabellen NA.B.1 bis NA.B.3 ergänzt.

NCI Zu 3.1.4 (6)

Die Gleichung (3.9) wird ersetzt durch Gleichung (NA.103.9):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \gamma_{lt} \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{NA.103.9})$$

Dabei ist

γ_{lt} der Sicherheitsfaktor für verzögerte Langzeitverformungen nach Anhang B.105, Gleichung (B.128).

NCI Zu 3.1.5 (1)

Für Rotationsnachweise nach 5.6.3, für das Allgemeine Verfahren Theorie II. Ordnung nach 5.8.6 oder für nichtlineare Verfahren nach 5.7, sind für f_{cm} die dort angegebenen Werte zu verwenden.

3.1.6 Bemessungswert der Betondruck- und Zugfestigkeit

NDP Zu 3.1.6 (101) P

Es gilt $\alpha_{cc} = 0,85$ sowohl für Langzeit- als auch für Kurzzeitbelastungen.

NDP Zu 3.1.6 (102) P

$\alpha_{ct} = 0,85$

$\alpha_{ct} = 1,0$ bei Ermittlung der Verbundspannungen f_{bd} nach 8.4.2 (2)

NCI Zu 3.1.7 (2)

Absätze (2) und (3) sind wie folgt zu ersetzen:

(NA.102) Andere vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen auch verwendet werden, wenn sie gleichwertig oder konservativer als die in Absatz (1) definierte sind.

3.2 Betonstahl

NCI Zu 3.2.1 (1)P

Absatz (1) wird ersetzt durch:

(NA.101)P Für Überbauten einschließlich Kappen und auf Ermüdung beanspruchte Bauteile sind ausschließlich Betonstabstahl und Betonstabstahl vom Ring zu verwenden. Betonstahlmatten dürfen ausschließlich bei vorwiegend ruhender Belastung verwendet werden. Die entsprechenden Bewehrungsregeln sind DIN EN 1992-1-1 zu entnehmen.

Dieser Abschnitt gilt für Betonstahlprodukte im Lieferzustand nach den Normen der Reihe DIN 488 oder nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. Für Betonstahl, der in Ringen produziert wurde, gelten die Anforderungen für den Zustand nach dem Richten.

NCI Zu 3.2.1 (3)P

Absatz (3) wird ersetzt durch:

(NA.103) Bei der Verwendung anderer Betonstähle, die nicht den Normen der Reihe DIN 488 entsprechen, sind allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen erforderlich.

NCI Zu 3.2.1 (4)P

Absatz (4) wird ersetzt durch:

(NA.104) Die erforderlichen Eigenschaften der Betonstähle müssen nach den Prüfverfahren in DIN 488 nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Die Streckgrenze f_{yk} (R_e nach den Normen der Reihe DIN 488) und die Zugfestigkeit f_{tk} (R_m nach den Normen der Reihe DIN 488) werden jeweils als charakteristische Werte definiert; sie ergeben sich aus der Last bei Erreichen der Streckgrenze bzw. der Höchstlast, geteilt durch den Nennquerschnitt.

NCI Zu 3.2.1 (5)

Der Absatz (5) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 3.2.2 (1)P

Sofern relevant, gelten die Eigenschaften der Betonstähle gleichermaßen für Zug- und Druckbeanspruchung. Für Stähle mit Eigenschaften, die von den Normen der Reihe DIN 488 abweichen, können andere als die in dieser Norm angegebenen Festlegungen und konstruktiven Regeln notwendig sein.

Für Betonstähle nach Zulassungen sind die Duktilitätsmerkmale (normalduktile oder hochduktile) darin geregelt. Falls dort keine entsprechenden Festlegungen getroffen sind, sind die Betonstähle als normalduktile (A) einzustufen.

Soweit in den Normen der Reihe DIN 488 oder in den Zulassungen nicht abweichend festgelegt, darf für die Bemessung die Wärmedehnzahl mit $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ angenommen werden.

NCI Zu 3.2.2 (2)P

ANMERKUNG 1 ist nicht anzuwenden.

Zu Anmerkung 2 wird ergänzt: Maßgebend sind Produktnormen für Betonstahl und Betonfertigteile.

NDP zu 3.2.2 (3)P

Die Anwendungsregeln in diesem Eurocode gelten für Betonstähle mit der Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

NCI zu 3.2.2 (3)P

Für Brückenüberbauten ist ausschließlich hochduktiler Stahl (B) nach DIN 488 oder nach Zulassung zu verwenden.

NCI Zu 3.2.2 (5)

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Die entsprechenden Quantilwerte für die bezogene Rippenfläche f_R sind den Normen der Reihe DIN 488 oder den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen.

NCI Zu 3.2.2 (6)P

Anmerkung wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Normen der Reihe DIN 488 enthalten die Anforderungen an die Biegefähigkeit von Betonstahlerzeugnissen.

3.2.4 Duktilitätsmerkmale**NDP zu 3.2.4 (101) P**

Für Brücken sind nur die Duktilitätsklassen B und C zu verwenden.

NCI Zu 3.2.4 (101)P

Die Duktilität wird ggf. auch durch das Verhältnis der im Zugversuch ermittelten Streckgrenze zum Nennwert der Streckgrenze $f_{y,ist} / f_{yk}$ definiert (siehe DIN 488-1).

NCI Zu 3.2.4 (2)

ANMERKUNG wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Werte für $k = (f_t / f_y)_k$, ε_{uk} und ggf. $f_{y,ist} / f_{yk}$ für die Duktilitätsklassen A und B sind in DIN 488 angegeben. Betonstähle der Duktilitätsklasse C werden durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt.

NCI zu 3.2.5 (1)

Betonstähle müssen eine Schweißeignung aufweisen, die für die vorgesehene Verbindung und die in Tabelle 3.4 genannten Schweißverfahren ausreicht.

Bei Bauteilen unter ermüdungswirksamer Beanspruchung darf Betonstahl im Allgemeinen nicht geschweißt werden.

NCI Zu 3.2.5 (1)P, Tabelle 3.4

Es gelten folgende Kurzbezeichnungen und Ordnungsnummern der Schweißverfahren nach DIN EN ISO 4063:

Tabelle NA.3.4.1 — Kurzbezeichnungen und Ordnungsnummern der Schweißverfahren nach DIN EN ISO 4063

Schweißverfahren	Kurzbezeichnung	Ordnungsnummer
Abtrennstumpfschweißen	RA	24
Lichtbogenhandschweißen	E	111
Metall-Lichtbogenschweißen	MF	114
Metall-Aktivgasschweißen	MAG	135 136
Reibschweißen	FR	42
Widerstandspunktschweißen	RP	21

Ergänzung zu Tabelle 3.4, Fußnote 1):

Als näherungsweise gleich gelten benachbarte Stabdurchmesser, die sich nur durch eine Durchmessergröße unterscheiden.

NCI Zu 3.2.5 (3)P und (4)

Die Absätze (3)P und (4) sind nicht anzuwenden.

NCI Zu 3.2.6 (1)P

Der Absatz (1)P ist für DIN EN 1992-2 nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

NA.101(P) Die Kennwerte der Ermüdungsfestigkeit für Betonstahlprodukte können DIN 488-1 oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung entnommen werden.

NDP Zu 3.2.7 (2)

Der Absatz a) in DIN EN 1992-1-1 wird ersetzt durch:

a) Ein ansteigender oberer Ast mit einer Dehnungsgrenze $\varepsilon_{ud} = 0,025$

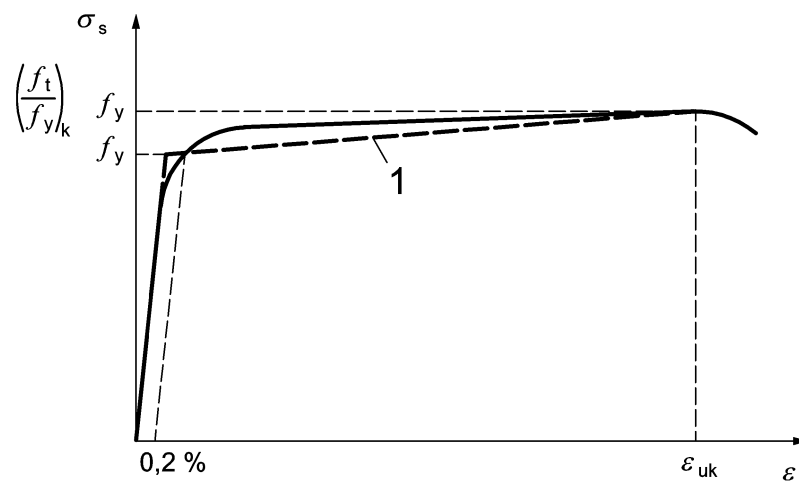
Für Betonstahl B500A und B500B darf für $f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$ (rechnerische Zugfestigkeit bei $\varepsilon_{ud} = 0,025$) angenommen werden.

Anmerkung 2 entfällt.

NCI Zu 3.2.7

(NA.5) Bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist in der Regel eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.8.1 mit $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{uk}$ anzusetzen.

Vereinfachend darf auch ein bilinear idealisierter Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie (siehe Bild NA.3.8.1) angenommen werden. Dabei darf für f_y der Rechenwert f_{yR} nach den NCI zu 5.7 (NA.10) angenommen werden.

**Legende**

1 idealisierter Verlauf

Bild NA.3.8.1 — Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung

3.3 Spannstahl

NCI Zu 3.3

Für die Spannstähle, das Herstellungsverfahren, die Eigenschaften, die Prüfverfahren und das Verfahren zum Übereinstimmungsnachweis gelten für den gesamten Unterabschnitt 3.3 bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 10138 die Festlegungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

NCI Zu 3.3.1 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.104) Die Anforderungen an die Eigenschaften des Spannstahls gelten im Allgemeinen für das Erzeugnis im Lieferzustand. Es gelten die Festlegungen der Zulassungen.

NCI Zu 3.3.1 (5)

Die Anmerkung ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 3.3.1 (6)

Der Absatz (6) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 3.3.2 (4)P

Der Absatz (4)P wird ersetzt:

(NA.104)P Für die Relaxationsklassen gelten die Festlegungen der Zulassungen.

NCI Zu 3.3.2 (5),(6), (7)

Die Absätze (5), (6), (7) sind nicht anzuwenden.

NDP Zu 3.3.4 (5)

Es gilt der empfohlene Wert $k = 1,1$.

NCI Zu 3.3.4

(NA.6) Es darf im Allgemeinen angenommen werden, dass Spannglieder im nachträglichen Verbund und Spannglieder ohne Verbund eine hohe Duktilität und Spannglieder im sofortigen Verbund eine normale Duktilität aufweisen.

NCI Zu 3.3.5 (2)P

Absatz (2)P ist wie folgt zu ersetzen:

(NA.102) Die Ermüdungsfestigkeit für den Spannstahl ist in 6.8 für den einbetonierten Zustand geregelt.

NDP Zu 3.3.6 (7)

Der erste Listeneintrag wird wie folgt ersetzt:

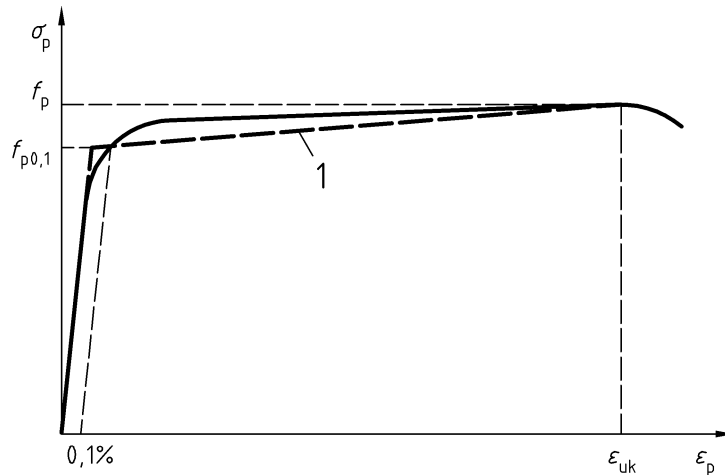
- ein ansteigender Ast mit einer Dehnungsgrenze von $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9 \varepsilon_{uk}$ (mit: $\varepsilon_p^{(0)}$ als Vordehnung des Spannstahls), oder

Das Verhältnis $f_{p0,1k} / f_{pk}$ ist der Zulassung des Spannstahls bzw. DIN EN 10138 zu entnehmen.

NCI Zu 3.3.6

(NA.8) Für die Bemessung darf die Wärmedehnzahl mit $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden.

(NA.9) Bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung ist in der Regel eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.10.1 anzunehmen. Vereinfachend darf der idealisierte bilineare Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild NA.3.10.1 angesetzt werden. Hierbei dürfen für $f_{p0,1}$ und f_p die Rechenwerte $f_{p0,1R}$ bzw. f_{pR} nach den NCI zu 5.7 (NA.10) angenommen werden.

**Legende**

1 idealisierter Verlauf

Bild NA.3.10.1 — Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Schnittgrößenermittlung

NCI zu 3.3.7 (2)P

Für Betonbrücken bestehen in der Regel keine Brandschutzanforderungen.

NCI Zu 3.4.1

Abschnitt wird wie folgt ersetzt:

(NA.1)P Für die Verwendung von Spannverfahren in tragenden Bauteilen ist stets eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

NCI Zu 3.4.2.2 (1)

Der Absatz wird wie folgt ergänzt:

Die Verankerungen und Umlenkstellen müssen der Zulassung für das verwendete Spannverfahren entsprechen.

4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung**4.1 Allgemeines****NCI Zu 4.1 (4)**

Die Anmerkung wird gestrichen, da Anhang E nicht anzuwenden ist.

NCI Zu 4.1 (5)

Werden Befestigungsmittel im Brückenbau verwendet, die nicht aus korrosionsbeständigem Material bestehen, ist die Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde erforderlich.

4.2 Umgebungsbedingungen

NCI Zu Tabelle 4.1

Tabelle 4.1 wird ersetzt durch Tabelle 4.1DE.

Tabelle 4.1DE – Expositionsklassen in Übereinstimmung mit EN 206-1 und DIN 1045-2

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Umgebungsbedingungen, ausgenommen Frostangriff, Verschleiß oder chemischer Angriff Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Fundamente ohne Bewehrung ohne Frost; Innenbauteile ohne Bewehrung Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte ^a
2 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	Trocken oder ständig nass	Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte (einschließlich Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden); Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	Nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauteile
XC3	Mäßige Feuchte	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z. B. offene Hallen, Innenräume mit hoher Luftfeuchtigkeit z. B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen
XC4	Wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung
3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	Mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen; Einzelgaragen
XD2	Nass, selten trocken	Solebäder; Bauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken; direkt befahrene Parkdecks ^b
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Außenbauteile in Küstennähe
XS2	Unter Wasser	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen

Tabelle 4.1DE (fortgesetzt)

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel		
XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	Außenbauteile
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel	Bauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen, soweit nicht XF4; Betonbauteile im Sprühnebelbereich von Meerwasser
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	offene Wasserbehälter; Bauteile in der Wasserwechselzone von Süßwasser
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Verkehrsflächen, die mit Taumitteln behandelt werden; Überwiegend horizontale Bauteile im Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen; Räumleraufbahnen von Kläranlagen; Meerwasserbauteile in der Wasserwechselzone
6 Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung^c		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung	Behälter von Kläranlagen; Güllebehälter
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbauwerke	Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen; Bauteile in betonangreifenden Böden
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung	Industrieabwasseranlagen mit chemisch angreifenden Abwässern; Futtertische der Landwirtschaft; Kühltürme mit Rauchgasableitung
NA.7 Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion		
Anhand der zu erwartenden Umgebungsbedingungen ist der Beton einer der folgenden Feuchtigkeitsklassen zuzuordnen.		
WO	Beton, der nach normaler Nachbehandlung nicht längere Zeit feucht und nach dem Austrocknen während der Nutzung weitgehend trocken bleibt.	<ul style="list-style-type: none"> — Innenbauteile des Hochbaus; — Bauteile, auf die Außenluft, nicht jedoch z. B. Niederschläge, Oberflächenwasser, Bodenfeuchte einwirken können und/oder die nicht ständig einer relativen Luftfeuchte von mehr als 80 % ausgesetzt werden.
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist.	<ul style="list-style-type: none"> — Ungeschützte Außenbauteile, die z. B. Niederschlägen, Oberflächenwasser oder Bodenfeuchte ausgesetzt sind; — Innenbauteile des Hochbaus für Feuchträume, wie z. B. Hallenbäder, Wäschereien und andere gewerbliche Feuchträume, in denen die relative Luftfeuchte überwiegend höher als 80 % ist; — Bauteile mit häufiger Taupunktunterschreitung, wie z. B. Schornsteine, Wärmeübertragerstationen, Filterkammern und Viehställe; — Massige Bauteile gemäß DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“, deren kleinste Abmessung 0,80 m überschreitet (unabhängig vom Feuchtezutritt).
WA	Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung nach Klasse WF häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist.	<ul style="list-style-type: none"> — Bauteile mit Meerwassereinwirkung; — Bauteile unter Tausalzeinwirkung ohne zusätzliche hohe dynamische Beanspruchung (z. B. Spritzwasserbereiche, Fahr- und Stellflächen in Parkhäusern); — Bauteile von Industriebauten und landwirtschaftlichen Bauwerken (z. B. Güllebehälter) mit Alkalisalzeinwirkung.
WS	Beton, der hoher dynamischer Beanspruchung und direktem Alkalieintrag ausgesetzt ist.	<ul style="list-style-type: none"> — Bauteile unter Tausalzeinwirkung mit zusätzlicher hoher dynamischer Beanspruchung (z. B. Betonfahrbahnen)

Tabelle 4.1DE (fortgesetzt)

ANMERKUNG 1 Die Zusammensetzung des Betons wirkt sich sowohl auf den Schutz der Bewehrung als auch auf den Widerstand des Betons gegen Angriffe aus. Die ZTV-ING, Teil 3, Massivbau, enthält indikative Mindestfestigkeitsklassen für bestimmte Umgebungsbedingungen.

ANMERKUNG 2 Die Expositionsklasse XM wird in 4.4.1.2 (13) definiert.

ANMERKUNG 3 Die Feuchteangaben beziehen sich auf den Zustand innerhalb der Betondeckung der Bewehrung. Im Allgemeinen kann angenommen werden, dass die Bedingungen in der Betondeckung den Umgebungsbedingungen des Bauteils entsprechen. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn sich zwischen dem Beton und seiner Umgebung eine Sperrschicht befindet.

ANMERKUNG 4 Es gelten die informativen Beispiele für die Zuordnung nach DIN 1045-2.

^a Sehr geringe Luftfeuchte bedeutet $RH \leq 30\%$.

^b Ausführung von Parkdecks nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung, siehe DAfStb-Heft 600).

^c Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff XA sind in DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 angegeben.

NDP Zu 4.2 (105)

Auf der sicheren Seite liegend ist der Schutz von Betonoberflächen durch Dichtschichten nicht bei der Wahl der Expositionsklassen zu berücksichtigen.

NDP Zu 4.2 (106)

Für Straßenbrücken wird $x \equiv y \equiv \infty$; für Eisenbahnbrücken gilt $x \equiv y \equiv 10$.

Es wird gewählt: für Bauteile, die direkt mit Tausalz beaufschlagt werden (z. B. Kappen von Straßenbrücken) XD3 und XF4, für Bauteile im Spritzwasserbereich von Straßen XD2 und XF2, für Bauteile im Sprühnebelbereich von Straßen XD1 und XF2. Insbesondere sind alle Unterbauten von Straßenbrücken dem Spritzwasserbereich, alle Überbauten von Straßenbrücken dem Sprühnebelbereich zuzuordnen. Unterbauten von Eisenbahnbrücken sind innerhalb der in (106) angegebenen Grenzen für x und y dem Spritzwasserbereich zuzuordnen. Für alle übrigen Bauteile von Eisenbahnbrücken ist eine Zuordnung von XF1 oder XF3 vorzunehmen.

NCI Zu 4.3 (2)P

ANMERKUNG Eine angemessene Dauerhaftigkeit des Tragwerks gilt als sichergestellt, wenn neben den Anforderungen aus den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit und den konstruktiven Regeln der Abschnitte 8 und 9 die Anforderungen dieses Abschnittes sowie die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 und an die Bauausführung nach DIN 1045-3 bzw. E DIN EN 13670 erfüllt sind.

4.4.1.2 Mindestbetondeckung, c_{\min}

NCI Zu 4.4.1.1 (2)P

Auf den Bewehrungszeichnungen sollte das Verlegemaß der Bewehrung c_v , das sich aus dem Nennmaß der Betondeckung c_{nom} ableitet, sowie das Vorhaltemaß Δc_{dev} der Betondeckung angegeben werden (siehe NA 2.8.2 (3)P).

NDP Zu 4.4.1.2 (3)

Die Werte $c_{\min,b}$ für Hüllrohre von Spanngliedern sind:

- Spannglieder im nachträglichen Verbund:
 - runde Hüllrohre: $c_{\min,b} = \phi_{\text{duct}} \leq 80 \text{ mm}$
 - rechteckige Hüllrohre $a \cdot b$ ($a \leq b$): $c_{\min,b} = \max\{a; b / 2\} \leq 80 \text{ mm}$
- Spannglieder im sofortigen Verbund bei Ansatz der Verbundspannungen nach 8.10.2.2:
 - Litzen, profilierte Drähte: $c_{\min,b} = 2,5\phi_p$

Die Werte $c_{\min,dur}$ für Hüllrohre von Spanngliedern sind:

- $c_{\min,dur} \geq 50 \text{ mm}$.

Liegen Spannglieder unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte oder der Deckplatte von Fußgängerbrücken, muss das Mindestmaß der Betondeckung der Hüllrohre bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund bzw. der Spannglieder bei Vorspannung mit sofortigem Verbund von

- Längsspanngliedern $\geq 100 \text{ mm}$
- Querspanngliedern $\geq 80 \text{ mm}$

sein.

NCI Zu 4.4.1.2 (4)

Für ungeschützte Betonfahrbahnplatten von Straßenbrücken ist die Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde notwendig.

NDP Zu 4.4.1.2 (5)

Die Tabellen 4.3N, 4.4N und 4.5N gelten nicht. Die Werte für $c_{\min,dur}$ sind der Tabelle 4.3.1DE zu entnehmen.

Tabelle 4.3.1DE — Mindestmaß und Nennmaß der Betondeckung von Betonstahl für Brücken und andere Ingenieurbauwerke an Verkehrswegen

Bauteil	$c_{\min,dur}$ mm	c_{nom} mm
Überbau	40	45
Kappen und dergleichen bei Straßenbrücken		
- nicht betonberührte Flächen	40	50
- betonberührte Flächen	20	25
Kappen und dergleichen bei Eisenbahnbrücken		
- nicht betonberührte Flächen	30	35
- betonberührte Flächen	20	25
Unterbauten und dergleichen		
- nicht erdberührte Flächen	40	45
- erdberührte Flächen	50	55

NDP Zu 4.4.1.2 (6)

Es gilt: $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm.

NDP Zu 4.4.1.2 (7)

Es gilt: $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm.

NDP Zu 4.4.1.2 (8)

Es gilt: $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm.

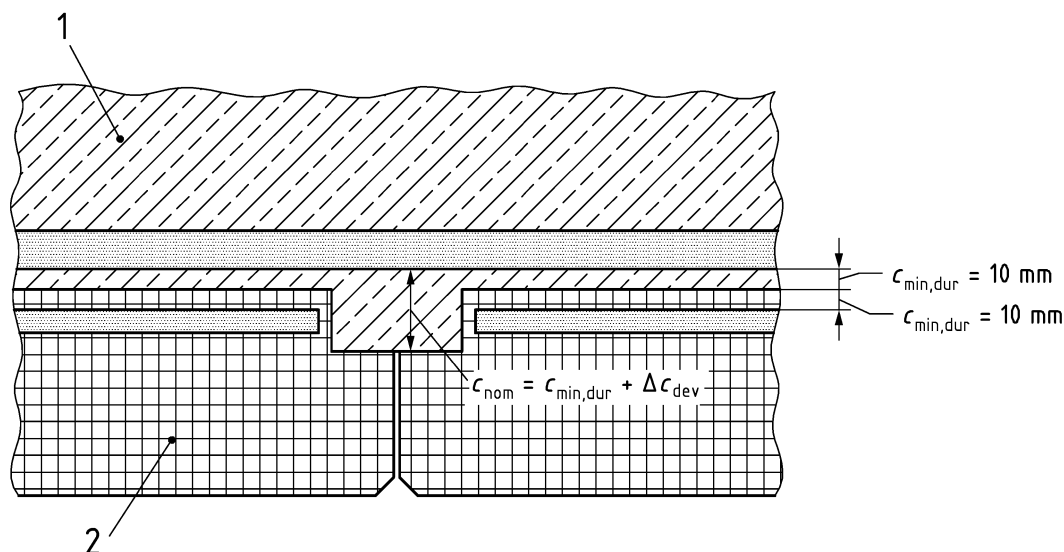
NDP Zu 4.4.1.2 (109)

Folgende Anforderungen sind zu erfüllen:

- Auf den Ausführungsplänen sind die Anforderungen an die Arbeitsfugen anzugeben (z. B. Rauigkeit, Vornässen der Fugen nach DIN EN 13670 bzw. DIN 1045-3)
- Ist das Bauteil mehr als 28 Tage dem Außenklima ausgesetzt, wird es als Außenbauteil behandelt.

Die Werte c_{min} dürfen an den der Fuge zugewandten Rändern auf 10 mm im Fertigteil und auf 10 mm im Ort beton verringert werden. In diesen Fällen darf auf das Vorhaltemaß verzichtet werden. Die Bedingungen zur Sicherstellung des Verbundes nach 4.4.1.2 (3) müssen jedoch eingehalten werden, sofern die Bewehrung im Bauzustand ausgenutzt wird.

Werden bei rau oder verzahnt ausgeführten Verbundfugen Bewehrungsstäbe direkt auf die Fugenoberfläche aufgelegt, so sind für den Verbund dieser Stäbe nur mäßige Verbundbedingungen nach 8.4.2 (2) anzusetzen. Die Dauerhaftigkeit der Bewehrung ist jedoch durch das erforderliche Nennmaß der Betondeckung im Bereich von Elementfugen bei Halbfertigteilen sicherzustellen.



Legende

- 1 Ortbetonergänzung
- 2 Fertigteil

Bild NA.4.101 – Betondeckung bei Fertigteilen im Bereich der Fugen

NCI Zu 4.4.1.2(10)

Absatz (10) wird wie folgt ersetzt:

(NA.110) Spannglieder ohne Verbund sind innerhalb der oberen und unteren Bewehrungslage anzuordnen.

NDP Zu 4.4.1.2 (13)

Es gelten die empfohlenen Werte $k_1 = 5 \text{ mm}$, $k_2 = 10 \text{ mm}$ und $k_3 = 15 \text{ mm}$.

NCI Zu 4.4.1.2 (13)

Die Anmerkung zu (13) ist nicht anzuwenden.

NDP Zu 4.4.1.3 (1)P

- für Betonbrücken, allgemein: $\Delta c_{\text{dev}} = 5 \text{ mm}$
- für Brückenkappen von Straßenbrücken (nicht betonberührte Flächen): $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

— **NCI Zu 4.4.1.3 (2)**

- ANMERKUNG Bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 13670 gilt DIN 1045-3.

NDP Zu 4.4.1.3 (3)

Eine Abminderung des Vorhaltemaßes Δc_{dev} ist bei Betonbrücken nicht zulässig.

NCI Zu 4.4.1.3 (4)

Der Absatz (4) ist nicht anzuwenden.

Stattdessen gilt:

(NA.104) Für Beton, der gegen unebene Oberflächen geschüttet wird, sollte das Vorhaltemaß für Maßabweichungen der Mindestbetondeckung erhöht werden. Zum Beispiel sollte die Mindestbetondeckung bei Beton, der direkt gegen den Baugrund geschüttet wird, $c_{\text{min,dur}} \geq 75 \text{ mm}$ sein. Für Beton, der auf vorbereiteten Untergrund (z. B. Sauberkeitsschicht) geschüttet wird, sollte die Mindestbetondeckung $c_{\text{min,dur}} \geq 40 \text{ mm}$ sein. Oberflächen mit architektonischer Gestaltung, wie strukturierte Oberflächen oder Waschbeton, erfordern ebenfalls eine erhöhte Betondeckung.

5 Ermittlung der Schnittgrößen**5.1 Allgemeines****5.1.1 Grundlagen****NCI Zu 5.1.1 (3)**

Der informative Anhang F ist in Deutschland nicht verbindlich.

NCI Zu 5.1.1 (108)

Der Anhang KK ist nicht anzuwenden.

Die Auswirkungen zeitlicher Einflüsse (z. B. Kriechen, Schwinden des Betons) auf die Schnittgrößen sind zu berücksichtigen, wenn sie von Bedeutung sind.

NCI Zu 5.1.1

(NA.109)P Alle Berechnungsverfahren der Schnittgrößenermittlung müssen sicherstellen, dass die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

(NA.110)P Wenn die Verträglichkeitsbedingungen nicht unmittelbar für die jeweiligen Grenzzustände nachgewiesen werden, muss sichergestellt werden, dass das Tragwerk bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ausreichend verformungsfähig ist und ein unzulässiges Verhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ausgeschlossen ist.

(NA.111)P Der Gleichgewichtszustand wird im Allgemeinen am nichtverformten Tragwerk nachgewiesen (Theorie I. Ordnung). Wenn jedoch die Tragwerksauslenkungen zu einem wesentlichen Anstieg der Schnittgrößen führen, muss der Gleichgewichtszustand am verformten Tragwerk nachgewiesen werden (Theorie II. Ordnung).

(NA.112) Die Auswirkungen der Belastungsgeschichte sind im Allgemeinen zu berücksichtigen

(NA.113) Übliche Berechnungsverfahren für Plattenschnittgrößen mit Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen gelten nur, wenn der Abstand der Längsbewehrung zur zugehörigen Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet.

(NA.114) Berechnungsverfahren mit plastischen Umlagerungen sind bei Bauteiltemperaturen unter -20 °C wegen der abnehmenden Duktilitätseigenschaften der Stähle nicht ohne weitere Nachweise anwendbar.

5.1.2 Besondere Anforderungen an Gründungen

NCI Zu 5.1.2 (2)

Die Anmerkung gilt nicht.

NCI Zu 5.1.2 (5)

Die Vernachlässigung der Wechselwirkung zwischen den Pfählen ist nicht zulässig.

5.1.3 Lastfälle und Kombinationen von Einwirkungen

NDP Zu 5.1.3 (101) P

Es werden keine Empfehlungen gegeben.

NCI Zu 5.1.3

(NA.102) Bei durchlaufenden Platten und Balken darf für ein und dieselbe unabhängige ständige Einwirkung (z. B. Eigenlast) entweder der obere oder der untere Wert γ_G in allen Feldern gleich angesetzt werden. Dies gilt nicht für den Nachweis der Lagesicherheit nach DIN EN 1990.

NCI Zu 5.1.4

Absatz (3) ist für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

5.2 Imperfektionen

NDP Zu 5.2 (105)

Es gilt der empfohlene Wert $\theta_0 = 1/200$ mit $\alpha_n = 1,0$. Dabei ist durch laufende Kontrollmessungen während des Baues sicherzustellen, dass die Summe der vorhandenen Bauungenauigkeiten inklusive der Lager-versetzfehler nicht größer als $l/600$ ist.

NCI Zu 5.2 (7)

Zusätzlich sind beim Stabilitätsnachweis für schlanke hohe Pfeiler von Brücken thermische Einflüsse infolge von Temperaturdifferenzen über den Querschnitt der Pfeiler – ersatzweise als Anfangsimperfektionen – zu berücksichtigen.

NCI Zu 5.3.1

(NA.108) Ein- und mehrzellige Kastenträger dürfen hinsichtlich der Längsspannungen und der zugehörigen Schubspannungen näherungsweise nach der Theorie des torsionssteifen Stabes behandelt werden, solange die Bedingungen $l_{eff} / h \geq 18$ und $l_a / b \geq 4$ eingehalten sind.

Dabei ist

- b mittlere Kastenbreite (Außenmaß)
- h mittlere Kastenhöhe (Außenmaß)
- l_{eff} Abstand zwischen den Stützquerträgern
- l_a Abstand der Schotte bzw. Querträger

In allen anderen Fällen ist beim Nachweis gegen Ermüdung im Zustand II der Anteil der unterschiedlichen Längsspannungen in den Stegen zu verfolgen.

Die Querbiegung, auch infolge Profilverformung, muss nachgewiesen werden.

5.3.2 Geometrische Angaben**NCI Zu 5.3.2.1 (2)**

ANMERKUNG entfällt.

Bild 5.2 gilt bei annähernd gleichen Steifigkeiten und annähernd gleicher Belastung für ein Stützweitenverhältnis benachbarter Felder im Bereich von $0,8 < l_1 / l_2 < 1,25$. Für kurze Kragarme (in Bezug auf das angrenzende Feld) sollte die wirksame Stützweite l_0 ermittelt werden zu $l_0 = 1,5 l_3$. Die Länge des Kragarms l_3 sollte kleiner als die halbe Länge des benachbarten Feldes sein.

NCI Zu 5.3.2.1

(NA.105) Bei Platten mit Vouten darf die Stegbreite b_w um die Breite b_v nach Bild NA.5.103.1 erhöht werden.

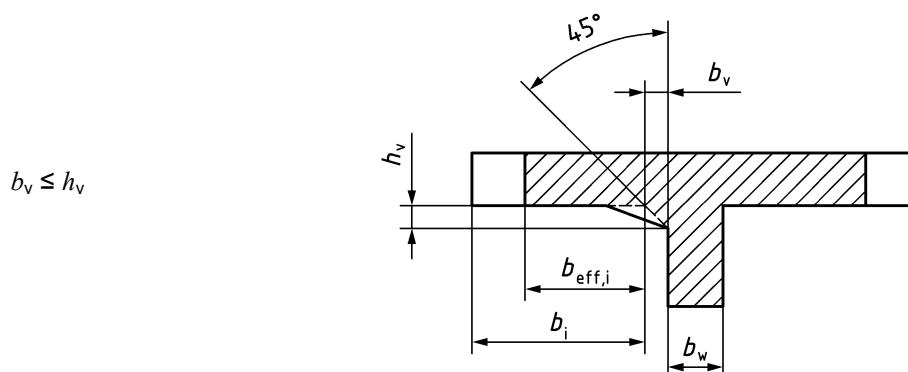


Bild NA.5.103.1 — Wirksame Stegbreite $b_w + b_v$ bei Gurtplatten mit Vouten

5.3.2.2 Effektive Stützweite von Balken und Platten

NCI Zu 5.3.2.2 (3)

Dies ist nur zulässig, wenn eine Vergrößerung der statischen Nutzhöhe mit einer Neigung von mindestens 1:3 möglich ist.

NCI Zu 5.3.2.2 Bild 5.4

Bilder 5.4 a) und b) sind für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

NDP Zu 5.3.2.2 (104)

t ist als rechnerische Auflagerbreite bei Annahme einer Lastausbreitung unter 35° gegen die Lotrechte vom Lagerrand bis zur Stabachse zu ermitteln.

NCI Zu 5.4 (2), i)

Mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde dürfen jedoch auch die Steifigkeiten der gerissenen Querschnitte (Zustand II) verwendet werden.

NCI Zu 5.4 (3)

Die Sätze 2 und 3 von Absatz (3) sind für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

Für den Ansatz der verminderten Steifigkeit siehe 2.3.1.2(2) und (3).

NCI Zu 5.4

(NA.4) Im Allgemeinen sind keine besonderen Maßnahmen zur Sicherstellung angemessener Verformungsfähigkeit erforderlich, sofern sehr hohe Bewehrungsgrade in den kritischen Abschnitten der Bauteile vermieden und die Anforderungen bezüglich der Mindestbewehrung erfüllt werden.

(NA.5) Für Durchlaufträger, bei denen das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleichen Steifigkeiten $0,5 < l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} < 2,0$ beträgt, in Riegeln von Rahmen und in sonstigen Bauteilen, die vorwiegend auf Biegung beansprucht sind, einschließlich durchlaufender, in Querrichtung kontinuierlich gestützter Platten, sollte x_d / d den Wert 0,45 bis C50/60 nicht übersteigen, sofern keine geeigneten konstruktiven Maßnahmen getroffen oder andere Nachweise zur Sicherstellung ausreichender Duktilität geführt werden.

5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

NCI Zu 5.5 (104)

Gleichung (5.10b) sowie der Satz zu Klasse A sind für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

NDP Zu 5.5 (104)

Es gelten folgende Zahlenwerte:

- $k_1 = 0,64$;
- $k_2 = 0,80$;
- $k_5 = 0,70$;
- k_3 und k_4 werden nicht angewendet.

Anmerkung 2 ist in Deutschland nicht relevant.

5.6 Verfahren nach der Plastizitätstheorie

5.6.1 Allgemeines

NCI Zu 5.6.1 (101) P

Die Bemessung mit Stabwerkmodellen nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie darf auch ohne besondere Zustimmung durch zuständige Bauaufsichtsbehörde erfolgen.

NCI Zu 5.6.1 (3)

Die Anmerkung ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.6.1 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.6.2 (102)

Der Absatz (102) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.102) Für zweiachsig gespannte Vollplatten darf die erforderliche Duktilität als ausreichend angenommen werden, wenn alle folgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

- i) die Fläche der Zugbewehrung ist so begrenzt, dass in jedem Querschnitt $x_u / d \leq 0,25$ für Betonfestigkeitsklassen $\leq C50/60$,
- ii) der verwendete Betonstahl entspricht entweder Klasse B oder C;
- iii) das Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten liegt zwischen 0,5 und 2.
- iv) Die Druckzonenhöhe x_u ist dabei mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und der Baustofffestigkeiten zu ermitteln.

Bewehrungsstöße in plastischen Zonen sind nicht gestattet.

NCI Zu 5.6.2 (5)

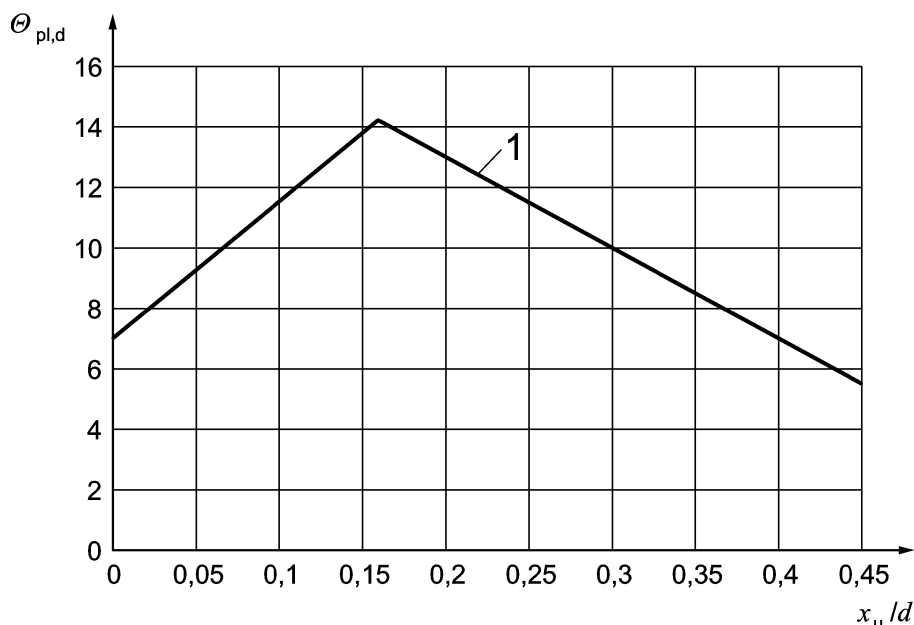
Absätze (3), (4) und (5) sind nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.6.3 (102)

Die Festigkeitsklassen ab C55/67 sind in Deutschland für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

NDP 5.6.3 (4)

Es gilt Bild 5.106DE.

**Legende**

1 für C12/15 bis C50/60

Bild 5.106DE — Grundwert der zulässigen plastischen Rotation $\theta_{pl,d}$ von Stahlbetonquerschnitten (Schubslankheit $\lambda = 3,0$)

ANMERKUNG wird ersetzt:

ANMERKUNG Die Werte nach Bild 5.106DE gelten für Betonstahl B500B sowie für die Betonfestigkeitsklassen $\leq C50/60$

Die Werte gelten für eine Schubslankheit $\lambda = 3,0$. Für abweichende Werte der Schubslankheit ist in der Regel $\theta_{pl,d}$ mit k_λ zu multiplizieren:

$$k_\lambda = \sqrt{\left(\frac{\lambda}{3}\right)} \quad (5.11N)$$

Dabei ist λ das Verhältnis aus dem Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenmaximum nach Umlagerung und der statischen Nutzhöhe d .

Vereinfacht darf λ dabei aus den Bemessungswerten des Biegemoments und der zugehörigen Querkraft berechnet werden:

$$\lambda = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot d) \quad (5.12N)$$

v) Angaben für eine genauere Ermittlung der zulässigen plastischen Rotation können DAfStb-Heft 600 entnommen werden.

NCI Zu 5.6 4

(NA.6) Stabwerkmodelle dürfen kinematisch sein, wenn Geometrie und Belastung aufeinander abgestimmt sind.

(NA.7) Bei der Stabkraftermittlung für statisch unbestimmte Stabwerkmodelle dürfen die unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten der Druck- und Zugstreben näherungsweise berücksichtigt werden. Vereinfachend dürfen einzelne statisch unbestimmte Stabkräfte in Anlehnung an die Kräfte aus einer linear-elastischen Berechnung des Tragwerks gewählt werden.

(NA.8) Die Ergebnisse aus mehreren Stabwerkmodellen dürfen im Allgemeinen nicht überlagert werden. Dies ist im Ausnahmefall möglich, wenn die Stabwerkmodelle für jede Einwirkung im Wesentlichen übereinstimmen.

5.7 Nichtlineare Verfahren

NDP Zu 5.7 (105)

Nichtlineare Verfahren sind für Nachweise nach Theorie II. Ordnung von schlanken Druckgliedern zugelassen. Für andere Anwendungen ist eine Zustimmung von der zuständigen Bauaufsichtsbehörde notwendig. Die Anmerkungen zu (105) gelten nicht.

NCI Zu 5.7

(NA.6) Ein geeignetes nichtlineares Verfahren der Schnittgrößenermittlung einschließlich der Querschnittsbemessung ist in den Absätzen (NA.7) bis (NA.15) beschrieben.

(NA.7)P Der Bemessungswert des Tragwiderstands R_d ist bei nichtlinearen Verfahren nach Gleichung (NA.5.12.1) zu ermitteln:

$$R_d = R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) / \gamma_R \quad (\text{NA.5.12.1})$$

Dabei ist

$f_{cR}, f_{yR}, f_{tR}, f_{p0,1R}, f_{pR}$ der jeweilige rechnerische Mittelwert der Festigkeiten des Betons, des Betonstahls bzw. des Spannstahls;

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand.

(NA.8) Durch die Festlegung der Bewehrung nach Größe und Lage schließen nichtlineare Verfahren die Bemessung für Biegung mit Längskraft ein.

(NA.9)P Die Formänderungen und Schnittgrößen des Tragwerks sind auf der Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton nach Bild 3.2, Betonstahl nach Bild NA.3.8.1 und für Spannstahl nach Bild NA.3.10.1 zu berechnen, wobei die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten zugrunde zu legen sind.

(NA.10) Die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten dürfen rechnerisch wie folgt angenommen werden:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} \quad (\text{NA.5.12.2})$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yR} \text{ (für B500B)} \quad (\text{NA.5.12.3})$$

$$f_{tR} = 1,05 \cdot f_{yR} \text{ (für B500A)} \quad (\text{NA.5.12.4})$$

$$f_{p0,1R} = 1,1 \cdot f_{p0,1k} \quad (\text{NA.5.12.5})$$

$$f_{pR} = 1,1 \cdot f_{pk} \quad (\text{NA.5.12.6})$$

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \quad (\text{NA.5.12.7})$$

Hierbei sollte ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,3$ (für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen und Nachweis gegen Ermüdung) oder $\gamma_R = 1,1$ (für außergewöhnliche Bemessungssituationen) für den Bemessungswert des Tragwiderstands berücksichtigt werden.

(NA.11)P Der Bemessungswert des Tragwiderstands darf nicht kleiner sein als der Bemessungswert der maßgebenden Einwirkungskombination.

(NA.12)P Der GZT gilt als erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks die kritische Stahldehnung oder die kritische Betondehnung oder am Gesamtsystem oder Teilen davon der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist.

(NA.13) Die kritische Stahldehnung sollte auf den Wert $\varepsilon_{ud} = 0,025$ bzw. $\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 0,025 \leq 0,9 \varepsilon_{uk}$ festgelegt werden. Die kritische Betondehnung ε_{c1u} ist Tabelle 3.1 zu entnehmen.

(NA.14) Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (en: *tension stiffening*) ist zu berücksichtigen. Sie darf unberücksichtigt bleiben, wenn dies auf der sicheren Seite liegt.

(NA.15) Die Auswahl eines geeigneten Verfahrens zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug sollte in Abhängigkeit von der jeweiligen Bemessungsaufgabe getroffen werden.

5.8 Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung

NCI Zu 5.8.1

Die Begriffe „Ausgesteifte Bauteile oder Systeme“ sowie „Aussteifungsglieder oder Systeme“ sind für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

Bei der Definition von „Knicken“ wird ergänzt: „und ohne Vorverformungen“.

NCI Zu 5.8.2 (1)P

ANMERKUNG Für Nachweise am Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung wird auf DAfStb-Heft 600 verwiesen.

NCI Zu 5.8.2

(NA.107)P Für die Bemessung von Pfeilern nach Theorie I. Ordnung (Regelbemessung) von Pfeilern sind die Rückstellkräfte von Elastomerlagern bzw. die Reibungskräfte von Gleitlagern nach DIN EN 1990/NA/A1:2012-08, Anhang NA.E, anzusetzen.

(NA.108)P Für den Nachweis nach Theorie II. Ordnung ist bei schlanken Pfeilern mit Rollen- und Gleitlagern die Lagerreibungskraft gleich Null zu setzen, d.h. weder als verformungsbehindernd noch als verformungsfördernd einzuführen, sofern sich die Richtung der Reibungskraft umkehrt. Dies darf bei sehr großen Verschiebungen, wie z. B. beim Einschieben von Überbauten, nicht immer vorausgesetzt werden, so dass dort besondere Untersuchungen erforderlich sind.

(NA.109) Bei Festpfeilern ist eine z. B. aus Lagerreibung infolge Temperaturdehnung herrührende Pfeilerausbiegung beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung nur als zusätzliche Lastausmitte zu berücksichtigen, während die diese Ausbiegung bewirkende Lagerreibungskraft gleich Null zu setzen ist.

(NA.110) Pfeiler mit Elastomerlagern dürfen wie Festpfeiler behandelt werden, wenn die auftretenden Kräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Theorie II. Ordnung) aufgenommen werden können.

(NA.111)P Die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung sind zu berücksichtigen beim Lagesicherheitsnachweis nach DIN EN 1990/NA/A1:2012-08, bei der Stahlbetonbemessung nach DIN EN 1992-2 und bei der geotechnischen Bemessung nach DIN EN 1997-1 mit Ausnahme des Nachweises der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054:2010-12, A 6.6.5 sowie des zulässigen Sohldruckes nach DIN 1054:2010-12.

(NA.112)P An den Schnittstellen zwischen Bauwerk und Baugrund (z. B. Gründungssohle) sind nach DIN EN 1997-1 charakteristische Werte für die geotechnischen Nachweise zu übergeben. Die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung sollten dabei mit den Gleichgewichtsbedingungen für die charakteristischen Einwirkungen an dem gemäß 5.8 nach Theorie II. Ordnung verformten Tragwerk bestimmt werden.

NDP Zu 5.8.3.1 (1)

$$\lambda_{\text{lim}} = 25 \text{ für } |n| \geq 0,41 \quad (5.13.aDE)$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 16 / \sqrt{n} \text{ für } |n| < 0,41 \quad (5.13.bDE)$$

Dabei ist

$$n = N_{\text{Ed}} / (A_c f_{\text{cd}})$$

NCI Zu 5.8.3.2 (3)

Abschnitt (3) sowie die Abschnitte (4), (6) und (7) sind nicht relevant.

NCI Zu 5.8.3.2

(NA.106) Wenn die Baugrundelastizität einen nennenswerten Einfluss auf die Nachweise nach Theorie II. Ordnung hat, ist diese unter Zugrundelegung der Grenzwerte der Steifeziffer für Kurzzeitbelastung zu berücksichtigen.

Eine zu erwartende Schiefstellung eines Pfeilerfundamentes unter quasi-ständigen Einwirkungen ist bei der Bestimmung der Lastausmitte zu berücksichtigen.

NCI Zu 5.8.4 (2)

Die Biegemomente $M_{0\text{Eqp}}$ und $M_{0\text{Ed}}$ in Gleichung (5.19) beinhalten die Imperfektionen, die bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind.

NCI Zu 5.8.4 (4)

Kriechauswirkungen dürfen auch in der Regel vernachlässigt werden, wenn die Stützen an beiden Enden monolithisch mit lastabtragenden Bauteilen verbunden sind oder wenn bei verschieblichen Tragwerken die Schlankheit des Druckgliedes $\lambda < 50$ und gleichzeitig die bezogene Lastausmitte $e_0 / h > 2 (M_{0\text{Ed}} / N_{\text{Ed}} > 2h)$ ist.

NDP Zu 5.8.5 (1)

Die vereinfachte Methode (a) Verfahren auf Grundlage einer Nenn-Steifigkeit, kann in Deutschland entfallen.

NCI Zu 5.8.5 (2)

Der Absatz (2) ist nicht anzuwenden.

NDP Zu 5.8.6 (3)

Dabei ist

$$\gamma_{\text{CE}} = 1,5$$

Die Formänderungen dürfen alternativ zu 5.7 auf der Grundlage von Bemessungswerten, die auf den Mittelwerten der Baustoffkennwerte beruhen (z. B. $f_{\text{cm}} / \gamma_{\text{C}}$, $E_{\text{cm}} / \gamma_{\text{CE}}$) ermittelt werden. Für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit im kritischen Querschnitt sind jedoch die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten anzusetzen (z. B. $f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} f_{\text{ck}} / \gamma_{\text{C}}$). Der E-Modul des Betonstahls E_s (Mittelwert) braucht wegen der geringen Streuung nicht durch γ_{S} geteilt werden.

NCI Zu 5.8.6 (5)

ANMERKUNG Diese Auswirkung ist nur bei Einzeldruckgliedern immer günstig.

NDP Zu 5.8.7

Das Verfahren mit Nenn-Steifigkeiten nach 5.8.7 ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.8.8.2 (3)

Für Druckglieder mit Schlankheiten $25 \leq \lambda \leq 35$ darf die Verformung e_2 mit dem interpolierenden Faktor K_1 multipliziert werden: $K_1 = \lambda / 10 - 2,5$.

NCI Zu 5.8.8.2 (4)

Der dritte Satz in der Anmerkung entfällt.

NCI Zu 5.8.9

Abschnitt 5.8.9 ist nicht relevant.

NCI Zu 5.9 (4)

Sofern keine genaueren Angaben vorliegen, ist die Auflagerkonstruktion so zu bemessen, dass sie mindestens ein Torsionsmoment $T_{Ed} = V_{Ed} \cdot l_{eff} / 300$ aus dem Träger aufnehmen kann. Dabei ist l_{eff} die effektive Stützweite des Trägers und V_{Ed} der Bemessungswert der Auflagerkraft rechtwinklig zur Trägerachse.

5.10 Spannbetontragwerke

NDP 5.10.2.1 (1)P

Es gelten die empfohlenen Werte $k_1 = 0,80$ und $k_2 = 0,90$.

NDP Zu 5.10.2.1 (2)

Der zweite Satz von Absatz (2) ist nicht anzuwenden. Die maximale Vorspannkraft nach Gleichung (5.41) darf auch bei einem Überspannen nicht überschritten werden.

NCI Zu 5.10.2.1

(NA.103) Die planmäßige Vorspannkraft ist für Spannglieder im nachträglichen Verbund so zu begrenzen, dass auch bei erhöhten Reibungsverlusten die gewünschte Vorspannung bei Einhaltung der Gleichung (5.41) über die Bauteillänge erreicht werden kann. Dazu ist die planmäßige Höchstkraft P_{max} mit einem Faktor k_μ abzumindern.

Der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung erhöhter Reibungsverluste k_μ beträgt dabei:

$$k_\mu = e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)} \quad (\text{NA.5.41.1})$$

Dabei ist

μ der Reibungsbeiwert nach Zulassung;

$\gamma = \theta + k \cdot x$ siehe Gleichung (5.45);

κ das Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve:

$\kappa = 1,5$ bei ungeschützter Lage des Spannstahls im Hüllrohr bis zu drei Wochen oder mit Maßnahmen zum Korrosionsschutz,

$\kappa = 2,0$ bei ungeschützter Lage über mehr als drei Wochen.

Der Bauablauf ist im Regelfall so vorzusehen, dass das Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve mit $\kappa = 1,5$ ausreichend ist. Auf ein Vorhaltemaß zur Sicherung der Überspannreserve darf bei Spanngliedern nicht verzichtet werden.

Der Wert x entspricht bei einseitigem Vorspannen dem Abstand zwischen Spannanker und Festanker oder fester Kopplung, bei beidseitiger Vorspannung der Einflusslänge des jeweiligen Spannankers.

NDP Zu 5.10.2.2 (4)

k_4 und k_5 : Die Mindestbetondruckfestigkeiten bei Teilvorspannung sind den entsprechenden Zulassungen zu entnehmen.

NDP Zu 5.10.2.2 (5)

$k_6 = 0,7 f_{ck}(t)$, wenn eine Überprüfung der Festigkeit erfolgt und keine Längsrisse im Krafteinleitungsbereich der Spannglieder auftreten.

NDP Zu 5.10.3 (2)

Es gelten die empfohlenen Werte $k_7 = 0,75$ und $k_8 = 0,85$.

NCI Zu 5.10.5.2 (2) und (3)

Die Absätze (2) und (3) sind nicht anzuwenden. Die Angaben für μ und k dürfen nur den Zulassungen entnommen werden, Tabelle 5.1 ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 5.10.6 (2)

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{pr}$ im Spannstahl an der Stelle x infolge Relaxation darf mit den Angaben der Zulassung des Spannstahls für das Verhältnis der Ausgangsspannung zur charakteristischen Zugfestigkeit (σ_p / f_{pk}) bestimmt werden.

ANMERKUNG Die Gleichung (5.46) vernachlässigt den Einfluss der Betonstahlbewehrung und geht von einem Betonquerschnitt mit einsträngiger Vorspannung aus. Für Bauteile mit hohen Längsbewehrungsgraden und/oder mehrsträngiger Vorspannung sowie für Fertigteile mit Ortbetonergänzung sollten, falls erforderlich, das unterschiedliche Kriech- und Schwindverhalten einzelner Querschnittsteile sowie der Einfluss der Betonstahlbewehrung bzw. der mehrsträngigen Vorspannung berücksichtigt werden.

NCI Zu 5.10.7 (3)

Bei Anwendung linear-elastischer Verfahren der Schnittgrößenermittlung sollte die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung als Einwirkung berücksichtigt werden. Die Schnittgrößen sind im GZT mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte zu bestimmen.

Bei Anwendung nichtlinearer Verfahren sowie bei der Ermittlung der erforderlichen Rotation bei Verfahren nach der Plastizitätstheorie sollte die Vorspannung als Vordehnung mit entsprechender Vorkrümmung berücksichtigt werden. Die Ermittlung des statisch unbestimmten Moments aus Vorspannung entfällt dann, da bei diesen Verfahren die Schnittgrößen infolge Vorspannung nicht getrennt von den Lastschnittgrößen ausgewiesen werden können.

NCI Zu 5.10.8 (2)

Bei Betonbrücken mit verbundlosen internen oder externen Spanngliedern darf nur mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde ein Spannungszuwachs berücksichtigt werden.

NCI Zu 5.10.9 (1)P

Für Spannglieder im sofortigen Verbund oder ohne Verbund:

$$r_{\text{sup}} = 1,05 \text{ und } r_{\text{inf}} = 0,95;$$

Für Spannglieder im nachträglichen Verbund:

$$r_{\text{sup}} = 1,10 \text{ und } r_{\text{inf}} = 0,90.$$

Beim Nachweis der Dekompression und der zulässigen Randzuspannungen in den Bauzuständen darf der charakteristische Wert der Vorspannung wie folgt angesetzt werden:

- Einbetonierte Spannglieder mit gerader oder nahezu gerader Spanngliederführung (z. B. zentrische Vorspannung beim Taktschiebverfahren):

$$r_{\text{inf}} = 1,00$$

$$r_{\text{sup}} = 1,00;$$

- Einbetonierte girlandenförmig geführte Spannglieder:

$$r_{\text{inf}} = 0,95$$

$$r_{\text{sup}} = 1,05;$$

- Externe Spannglieder oder Interne Spannglieder ohne Verbund:

$$r_{\text{inf}} = 1,00$$

$$r_{\text{sup}} = 1,00.$$

NCI Zu 5.11

Dieser Abschnitt ist nicht relevant.

6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft

NCI Zu 6.1

Der Abschnitt wird wie folgt ergänzt:

(NA.111) Beim Nachweis der Tragfähigkeit gegliederter Querschnitte (Plattenbalken, Hohlkasten) darf nur derjenige Teil des Druckflansches als mitwirkend berücksichtigt werden, der durch die Querbewehrung und die Betondruckstreben schubfest an den Steg angeschlossen ist.

Die Längsbewehrung und die Spannglieder im Zugflansch dürfen als mitwirkend berücksichtigt werden, sofern die Zugkräfte durch die Querbewehrung und die Betondruckstreben schubfest an den Steg angeschlossen sind.

(NA.112) Wenn die Richtung der Hauptspannungen deutlich von der Bewehrungsrichtung abweicht, muss dies berücksichtigt werden.

(NA.113) Bei Platten darf eine Abweichung zwischen der Richtung der Hauptspannungen und der Bewehrung von $\leq 15^\circ$ vernachlässigt werden.

NCI Zu 6.1 (3)P

ANMERKUNG Bei geringen Ausmitten bis $e_d / h \leq 0,1$ darf für Normalbeton die günstige Wirkung des Kriechens des Betons vereinfachend durch die Wahl von $\varepsilon_{c2} = -0,0022$ berücksichtigt werden.

NCI Zu 6.1 (4)

Für Querschnitte in Biegebauteilen braucht diese Mindestausmitte nicht angesetzt zu werden. Für Bauteile, die nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen sind, sind die Imperfektionen nach 5.2 maßgebend.

NCI Zu 6.1 (5)

Die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts braucht nicht kleiner angesetzt zu werden als diejenige der Stege mit der Höhe h und der Dehnungsverteilung nach Bild 6.1.

NCI Zu 6.1 (109)

Im Unterpunkt ii) wird der Wert f_{ctm} durch $f_{ctk;0,05}$ ersetzt.

iii) ist zu ersetzen durch:

- iii) Berechnung der Gesamtbiegetragfähigkeit unter Verwendung dieser reduzierten Spannstahlfläche. Es sollte sichergestellt werden, dass diese größer ist als das Biegemoment aus der seltenen 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.

Diese Methoden stellen eine Ankündigung des Bauteilversagens bei der Annahme eines unbemerkten Ausfalls von Spanngliedern sicher.

NDP Zu 6.1 (109)

Es gilt: $f_{ctx} = f_{ctk;0,05}$

Die Methode c) ist nicht anzuwenden.

NDP Zu 6.1 (110 ii)

Es gilt $k_{cm} = 2,0$.

NDP Zu 6.1 (110 iii)

$k_p = 1,0$ (gilt nur für Kastenquerschnitte).

6.2 Querkraft

6.2.2 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

NCI Zu 6.2.1 (1)P

ANMERKUNG Wenn die Vorspannung nicht als Einwirkung berücksichtigt wird, ergibt sich der Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Zugbewehrung bei geneigtem Zuggurt V_{td} einschließlich dem Querkraftanteil der Vorspannung V_{pd} .

NCI Zu 6.2.1 (3)

Zum Querkraftwiderstand eines Bauteiles ohne Querkraftbewehrung dürfen analog Gleichung (6.1) $V_{cdd} + V_{td}$ addiert werden.

NCI Zu 6.2.1 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.104) Auch wenn rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung gemäß 9.2.2 vorzusehen. Auf die Mindestquerkraftbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten, in denen eine Lastumlagerung in Querrichtung möglich ist, verzichtet werden.

ANMERKUNG 1 Bei Einhaltung der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln nach Abschnitt 8 und 9 kann von einer ausreichenden Querverteilung der Lasten bei Platten ausgegangen werden.

NCI Zu 6.2.1 (7)

Alternativ darf diese zusätzliche Zugkraft auch nach 9.2.1.3 (2) mit einem Versatzmaß berücksichtigt werden.

NCI Zu 6.2.1 (8)

Die Nachweise für $V_{Rd,c}$ und $V_{Rd,s}$ dürfen in der Regel nur bei direkter Auflagerung im Abstand d vom Auflagerand und für $V_{Rd,max}$ unmittelbar am Auflagerand geführt werden. Bei indirekter Auflagerung ist die Bemessungsquerkraft für alle Nachweise V_{Rd} in der Regel in der Auflagerachse zu bestimmen. Ausnahmen siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 6.2.1

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

(NA.10) Die Querkraftnachweise dürfen bei zweiachsig gespannten Platten in den Spannrichtungen x und y mit den jeweiligen Einwirkungs- und Widerstandskomponenten getrennt geführt werden. Wenn Querkraftbewehrung erforderlich wird, ist diese aus beiden Richtungen zu addieren. Die Bemessung der Querkraftbewehrung darf alternativ für die Hauptquerkraft v durchgeführt werden.

NCI Zu 6.2.2 (101)

Bei Bauteilen mit veränderlichen Höhen darf der Bemessungswert der Querkraftkomponente V_{cdd} infolge der Biegedruckkraft f_{cd} aus dem Momentenanteil der abgeminderten auflagernahen Einzellast nicht zusätzlich angesetzt werden, da sich die auflagernahe Einzellast im Wesentlichen konsolartig auf das Auflager abstützt.

NDP Zu 6.2.2 (101)

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C$$

$$k_1 = 0,12$$

$$v_{\min} = (0,0525 / \gamma_C) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \quad (6.3aDE)$$

$$v_{\min} = (0,0525 / \gamma_C) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 800 \text{ mm} \quad (6.3bDE)$$

Für $600 \text{ mm} < d \leq 800 \text{ mm}$ darf interpoliert werden.

Betonzugspannungen σ_{cp} sind in den Gleichungen (6.2) negativ einzusetzen.

NCI Zu 6.2.2 (2)

Im Normtext wird „ $f_{ctk,0,05} / \gamma_C$ “ durch „ $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C$ “ ersetzt.

Die Gleichung (6.4) darf für Stahlbetonbauteile mit Normaldruckkraft ebenfalls angewendet werden. Dann ist $\alpha_1 = 1,0$.

Gleichung (6.4) ist nur bei vorwiegend ruhender Beanspruchung anzuwenden.

Bei Anwendung der Gleichung (6.4) wird vorausgesetzt, dass eine ausreichende Spaltzugbewehrung vorhanden ist.

Die Anforderungen an die Mindestquerkraftbewehrung nach 9.2.2 (5) und 9.3.2 (2) sind einzuhalten.

NDP Zu 6.2.2 (6)

— allgemein für Querkraft: $\nu = 0,675$

NCI Zu 6.2.2 (6)

Die Abminderung des Querkraftanteils auflagnaher Einzellasten mit β darf nur bei direkter Auflagerung erfolgen.

NCI Zu 6.2.2 (7)

Der Absatz 6.2.2 (7) wird ersetzt:

(NA.7) Träger mit auflagnahen Lasten dürfen alternativ auch mit Stabwerkmodellen bemessen werden. Konsolen sind in der Regel mit Stabwerkmodellen zu bemessen. Siehe 6.5.

NCI Zu 6.2.3 (1)

Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sollte im Allgemeinen der innere Hebelarm z aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit oder ohne Längskraft verwendet werden. Für Stahlbetonquerschnitte mit rechteckiger Betondruckzone darf im Allgemeinen näherungsweise der Wert $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden.

Es darf für z jedoch kein größerer Wert angesetzt werden, als sich aus

$$z = d - 2 c_{v,l} \geq d - c_{v,l} - 30 \text{ mm}$$

ergibt (mit Verlegemaß $c_{v,l}$ der Längsbewehrung in der Betondruckzone).

Dabei wird vorausgesetzt, dass die Bügel nach 8.5 in der Druckzone verankert sind.

Bei einem Querschnitt, der vollständig unter Zugspannungen steht, darf für z der Abstand der Zugbewehrungen angesetzt werden, wenn Bügel die Längszugbewehrungen umfassen.

Bei anderen Querschnittsformen, z. B. Kreisquerschnitten, ist als wirksame Breite b_w der kleinere Wert der Querschnittsbreite zwischen dem Bewehrungsschwerpunkt (Zuggurt) und der Druckresultierenden (entspricht der kleinsten Breite senkrecht zum inneren Hebelarm z) zu verwenden

NDP Zu 6.2.3 (2)

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \sigma_{cp} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 1,75 \quad (6.107aDE)$$

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf $\cot \theta$ bis 0,58 ausgenutzt werden.

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (6.7bDE)$$

Dabei ist

- c = 0,5;
- σ_{cp} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ in N/mm²; Betonzugspannungen σ_{cp} in den Gleichungen (6.107aDE) und (6.7bDE) sind negativ einzusetzen;
- N_{Ed} der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen ($N_{Ed} > 0$ als Längsdruckkraft).

Vereinfachend dürfen für $\cot \theta$ die folgenden Werte angesetzt werden:

- reine Biegung: $\cot \theta = 1,2$;
- Biegung und Längsdruckkraft: $\cot \theta = 1,2$;
- Biegung und Längszugkraft: $\cot \theta = 1,0$.

NDP Zu 6.2.3 (103)

Die Anmerkung 1 ist nicht anzuwenden.

Die Gleichungen (6.10aN), (6.10bN), (6.11aN), (6.11bN) und (6.11cN) sind nicht anzuwenden.

NDP Zu 6.2.3 (103)

Es gelten:

$$\nu_1 = 0,75$$

$$\alpha_{cw} = 1,00$$

NCI Zu 6.2.3 (103)

Der letzte Absatz von (103) sowie das Bild 6.101 sind nicht anzuwenden.

Gleichung (6.12) ist in Deutschland nicht erforderlich.

NCI Zu 6.2.3 (6)

Die Abminderung des Faktors 1,2 in Gleichung (6.17) ist auch bei vorhandener Querbewehrung nicht zulässig.

HINWEIS In DIN EN 1992-1-1:2011-01, 6.2.3 (6) muss ϕ ersetzt werden durch $\sum \phi$.

NDP Zu 6.2.3 (107)

Es wird keine empfohlene Anleitung gegeben. Die Anmerkung entfällt.

NCI Zu 6.2.3 (8)

Die Querkraft darf nur bei direkter Auflagerung mit dem Beiwert $\beta = a_v / 2 d$ abgemindert werden.

Konsolen sollten ohne Querkraftabminderung mit Stabwerkmodellen bemessen werden.

NCI Zu 6.2.3 (109)

Absatz (109) ist in Deutschland nicht anzuwenden.

6.2.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten**NDP Zu 6.2.4 (4)**

Der Druckstrebenwinkel θ darf nach NDP zu 6.2.3 (2) ermittelt werden. Dabei ist $b_w = h_f$ und $z = \Delta x$ zu setzen. Für σ_{cp} darf die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt mit der Länge Δx angesetzt werden.

Vereinfachend darf in Zuggurten $\cot \theta_f = 1,0$ und in Druckgurten $\cot \theta_f = 1,2$ gesetzt werden.

Gleichung (6.22): Für ν ist ν_1 nach NDP zu 6.2.3 (103) zu verwenden.

NCI Zu 6.2.4 (105)

Absatz (105) wird ersetzt durch:

(NA.105) Sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, ist bei kombinierter Beanspruchung durch Schubkräfte zwischen Gurt und Steg sowie Querbiegung in der Regel der größere erforderliche Stahlquerschnitt je Seite anzuordnen, der sich entweder nach (6.21) ergibt oder aus der Bemessung für Querbiegung ergibt. Dabei sind die Biegedruckzone und Biegezugzone getrennt unter Ansatz von jeweils der Hälfte der für die Schubbeanspruchung allein ermittelten Querkraftbewehrung zu betrachten.

Wenn Querkraftbewehrung in der Gurtplatte erforderlich wird, sollte der Nachweis der Druckstreben in beiden Beanspruchungsrichtungen des Gurtes (Scheibe und Platte) in linearer Interaktion nach Gleichung (NA.6.22.1) geführt werden:

$$\left(\frac{\nu_{Ed}}{\nu_{Rd,max}} \right)_{\text{Platte}} + \left(\frac{\nu_{Ed}}{\nu_{Rd,max}} \right)_{\text{Scheibe}} \leq 1,0 \quad (\text{NA.6.22.1})$$

Es gilt der empfohlene Wert $k = 0,4$ für monolithische Querschnitte und mit Mindestbiegebewehrung nach Abschnitt 9.

Es wird bei ν ergänzt: „für die Fugenrauigkeit“

- sehr glatte Fuge: $\nu = 0$

(für sehr glatte Fugen ohne äußere Drucknormalkraft senkrecht zur Fuge; der Reibungsanteil in Gleichung (6.25) darf bis zur Grenze ($\mu \cdot \sigma_n \leq 0,1 f_{cd}$) ausgenutzt werden)

- raue Fuge: $\nu = 0,50$

- verzahnte Fuge: $\nu = 0,70$

Für den inneren Hebelarm darf $z = 0,9d$ angesetzt werden. Ist die Verbundbewehrung jedoch gleichzeitig Querkraftbewehrung, muss die Ermittlung des inneren Hebelarms nach NCI zu 6.2.3 (1) erfolgen.

Gleichung (6.25): Der Traganteil der Verbundbewehrung aus der Schubreibung in Gleichung (6.25) darf auf $\rho f_{\text{vd}} (1,2 \mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ erhöht werden.

ANMERKUNG Die Übertragung von Spannungen aus teilweise vorgespannten Bauteilen infolge Kriechen und Schwinden über die Verbundfuge ist bei der einwirkenden Schubkraft V_{Edi} zu berücksichtigen.

Bild 6.9 wird ersetzt durch Bild 6.109DE.

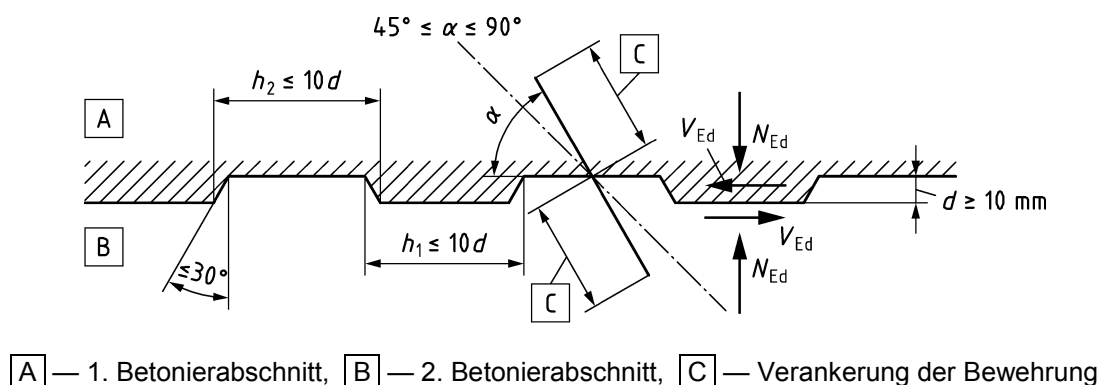


Bild 6.109DE — Verzahnte Fugenausbildung

Es gilt zusätzlich: $0,8 \leq h_1 / h_2 \leq 1,25$.

NCI Zu 6.2.5 (2)

Im Allgemeinen ist für sehr glatte Fugen der Rauigkeitsbeiwert $c = 0$ zu verwenden. Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

Unbehandelte Fugenoberflächen sollten bei der Verwendung von Beton (1. Betonierabschnitt) mit fließfähiger bzw. sehr fließfähiger Konsistenz ($\geq F5$) als sehr glatte Fugen eingestuft werden.

Bei rauen Fugen muss die Gesteinskörnung mindestens 3 mm tief freigelegt werden (d. h. z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 1,5 mm).

Wenn eine Gesteinskörnung mit $d_g \geq 16$ mm verwendet und diese z. B. mit Hochdruckwasserstrahlen mindestens 6 mm tief freigelegt wird (d. h. z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 3 mm), darf die Fuge als verzahnt eingestuft werden.

In den Fällen, in denen die Fuge infolge Einwirkungen rechtwinklig zur Fuge unter Zug steht, ist bei glatten oder rauen Fugen $c = 0$ zu setzen.

NCI Zu 6.2.5 (3)

Für die Verbundbewehrung bei Ortbetonerhöhungen sollten im Allgemeinen die Konstruktionsregeln für die Querkraftbewehrung eingehalten werden.

Für Verbundbewehrung bei Ortbetonerhöhungen in Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung dürfen nachfolgende Konstruktionsregeln angewendet werden.

Für die maximalen Abstände gilt

- in Spannrichtung: $2,5 h \leq 300$ mm
- quer zur Spannrichtung: $5 h \leq 750$ mm (≤ 375 mm zum Rand).

Wird die Verbundbewehrung zugleich als Querkraftbewehrung eingesetzt, gelten die Konstruktionsregeln für Querkraftbewehrung nach NCI zu 9.3.2. Für aufgebogene Längsstäbe mit angeschweißter Verankerung in Platten mit $h \leq 200$ mm darf jedoch als Abstand in Längsrichtung $(\cot\theta + \cot\alpha) z \leq 200$ mm gewählt werden.

In Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung und Deckendicken bis 400 mm beträgt der maximale Abstand quer zur Spannrichtung 400 mm. Für größere Deckendicken gilt NCI zu 9.3.2 (4).

NCI Zu 6.2.5 (4)

Dies gilt auch bei Fugen zwischen nebeneinander liegenden Fertigteilen ohne Verbindung durch Mörtel- oder Kunstharzfugen wegen des nicht vorhandenen Haftverbundes.

NCI Zu 6.2.5 (105)

Absatz 105 wird ersetzt durch:

(NA.105) Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden ($c = 0$ in 6.2.5 (1)).

NCI Zu 6.2.5

(NA.6) Bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit Fugen rechtwinklig zur Systemachse wirkt die Fuge wie ein Biegeriss. In diesem Fall sind die Fugen rau oder verzahnt auszuführen. Der Nachweis sollte deshalb entsprechend 6.2.2 und 6.2.3 geführt werden. Dabei sollte sowohl $V_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.2) als auch $V_{Rd,cc}$ nach Gleichung (6.7bDE) als auch $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (6.9) bzw. Gleichung (6.14) im Verhältnis $c/0,50$ abgemindert werden. Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf hier der Beiwert c nach 6.2.5 (2) angesetzt werden. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist die Abminderung mindestens bis zum Abstand von $l_e = 0,5 \cdot \cot\theta \cdot d$ beiderseits der Fuge vorzunehmen.

6.3 Torsion

6.3.1 Allgemeines

NCI Zu 6.3.1 (1) und (2)

Die Absätze (1) und (2) sind nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.101) Wenn das statische Gleichgewicht eines Tragwerks von der Torsionstragfähigkeit seiner einzelnen Bauteile abhängt oder die Schnittgrößenverteilung von den angesetzten Torsionssteifigkeiten beeinflusst wird, ist eine Torsionsbemessung erforderlich, die sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfasst.

6.3.2 Nachweisverfahren

NCI Zu 6.3.2 (1)

Die Definitionen für A und u entfallen. Die Definition der effektiven Wanddicke $t_{\text{ef},i}$ wird ersetzt durch

$t_{\text{ef},i}$ die effektive Wanddicke. Die effektive Wanddicke $t_{\text{ef},i}$ ist immer gleich dem doppelten Abstand von der Außenfläche bis zur Mittellinie der Längsbewehrung, aber nicht größer als die vorhandene Wanddicke, anzunehmen.

Bei Hohlkästen mit Wanddicken $h_W \leq b / 6$ bzw. $h_W \leq h / 6$ (mit b, h mittlerer Breite bzw. Höhe des Querschnitts) und beidseitiger Wandbewehrung darf die gesamte Wanddicke für $t_{\text{ef},i}$ angesetzt werden.

NCI Zu 6.3.2 (102)

Absatz (102) ist wie folgt zu ersetzen:

(NA.102) Bei kombinierter Beanspruchung aus Torsion und anteiliger Querkraft ist in Gleichung (6.107aDE) für V_{Ed} die Schubkraft der Wand $V_{\text{Ed},T+V}$ nach Gleichung (NA.6.27.1) und in Gleichung (6.7bDE) für b_W die effektive Dicke der Wand $t_{\text{ef},i}$ einzusetzen. Mit dem gewählten Winkel θ ist der Nachweis sowohl für Querkraft als auch für Torsion zu führen. Die so ermittelten Bewehrungen sind zu addieren.

$$V_{\text{Ed},T+V} = V_{\text{Ed},T} + \frac{V_{\text{Ed}} \cdot t_{\text{ef},i}}{b_W} \quad (\text{NA.6.27.1})$$

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).

Vereinfachend darf die Bewehrung für Torsion allein unter der Annahme von $\theta = 45^\circ$ ermittelt und zu der nach 6.2.3 ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

NCI Zu 6.3.2 (103)

Die erforderliche Querschnittsfläche der Torsionsbügelbewehrung A_{sw} / s_w rechtwinklig zur Bauteilachse darf mit Gleichung (NA.6.28.1) ermittelt werden:

$$\frac{A_{\text{sw}} \cdot f_{\text{yd}}}{s_w} = \frac{T_{\text{Ed}}}{2 \cdot a_k} \tan \theta \quad (\text{NA.6.28.1})$$

Dabei ist

s_w der Abstand der Torsionsbewehrung in Richtung der Bauteilachse.

NCI Zu 6.3.2 (104)

Absatz (104) wird ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

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

— für Vollquerschnitte:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{NA.6.29.1})$$

— 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.

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right) \leq 1 \quad (6.29)$$

Dabei ist

T_{Ed} der Bemessungswert des Torsionsmoments;

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;

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

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

Dabei ist α_{cw} Gleichung (6.9) zu entnehmen.

Für ν gilt:

$\nu = 0,525$ für Torsion allgemein,

$\nu = 0,75$ für Kastenquerschnitte mit Bewehrung an den Innen- und Außenseiten der Wände;

$V_{Rd,max}$ 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.

NCI Zu 6.3.2 (5)

Wenn die beiden folgenden Bedingungen nicht eingehalten werden, sollte neben dem Einbau der Mindestbewehrung der Nachweis auf Querkraft und Torsion geführt werden:

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} \quad (\text{NA.6.31.1})$$

$$V_{Ed} \left[1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right] \leq V_{Rd,c} \quad (\text{NA.6.31.2})$$

NCI Zu 6.3.2

(NA.106) Wenn Torsion gleichzeitig mit Querkraften, Biegemomenten und Normalkraften auftritt, kann dies besonders bei Kastenträgern zu kritischen Hauptspannungen in der Druckzone führen. In diesen Fällen dürfen in ungerissenen Bereichen die Hauptdruckspannungen den Wert $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ nicht überschreiten. Die Hauptdruckspannungen sind dabei nach Zustand I aus der mittleren Längsspannung σ_{Ed} sowie der Schubspannung $\tau_{Ed,T+V}$ aus Querkraft $\tau_{Ed,V}$ und Torsion $\tau_{Ed,T} = T_{Ed} / (2 A_k \cdot t_{ef,i})$ zu ermitteln.

Von einem ungerissenen Druckgurt darf ausgegangen werden, wenn die Hauptzugspannungen infolge σ_{Ed} aus Biegung und $\tau_{Ed,T+V}$ aus Torsion und Querkraft die charakteristische Betonzugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ nicht überschreiten. Ist die so ermittelte Hauptzugspannung größer als $f_{ctk;0,05}$, sind die Hauptdruckspannungen nach der Fachwerkanalogie im Zustand II zu ermitteln und der Wert f_{cd} ist angemessen abzumindern.

Auf den Nachweis der Hauptdruckspannung darf bei druckbeanspruchten Gurten verzichtet werden, wenn die maximale Schubspannung $\tau_{Ed,T+V}$ infolge Torsion und Querkraft kleiner als $0,1 f_{ck}$ ist.

NCI Zu 6.3.2 (106)

Absatz (106) sowie Bild 6.105 sind in Deutschland nicht anzuwenden.

Für die Anwendung der Segmentbauweise in Deutschland ist eine Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde notwendig.

6.4 Durchstanzen**NCI Zu 6.4.1 (2)P**

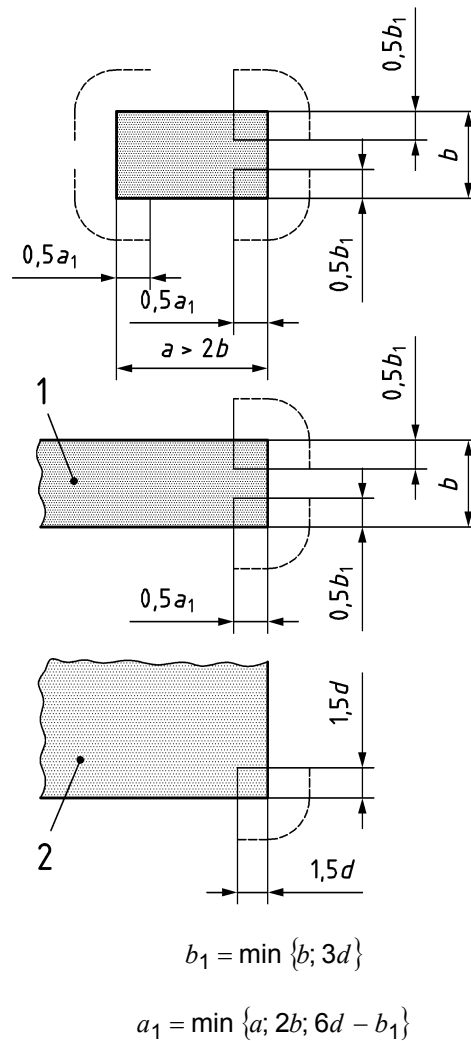
Die Festlegungen in 6.4 sind auf die folgenden Arten von Lasteinleitungsflächen A_{load} anwendbar:

- rechteckig und kreisförmig mit einem Umfang $u_0 \leq 12d$ und einem Seitenverhältnis $a / b \leq 2$;
- beliebig, aber sinngemäß wie die oben erwähnten Formen begrenzt.

Dabei ist d die mittlere statische Nutzhöhe des nachzuweisenden Bauteils. Die Rundschnitte benachbarter Lasteinleitungsflächen dürfen sich nicht überschneiden.

Bei größeren Lasteinleitungsflächen A_{load} sind die Durchstanznachweise auf Teilrundschnitte zu beziehen (siehe Bild NA.6.12.1).

Bei Rundstützen mit $u_0 > 12d$ sind querkraftbeanspruchte Flachdecken nach 6.2 nachzuweisen. Dabei darf in 6.2.2 (1) der Vorwert $C_{Rd,c} = (12d / u_0) \cdot 0,18 / \gamma_C \geq 0,15 / \gamma_C$ verwendet werden.

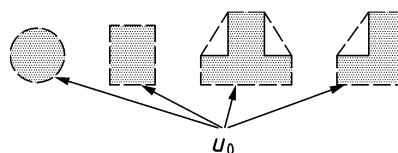
**Legende**

- 1 Wandende
- 2 Wanddecke

Bild NA.6.12.1 — kritischer Rundschnitt bei ausgedehnten Auflagerflächen**NCI Zu 6.4.2 (1)**

Bei Wänden und großen Stützen sind, sofern kein genauere Nachweis geführt wird, die Rundschnitte nach Bild NA.6.12.1 festzulegen, da sich die Querkraft auf die Ecken der Auflagerflächen konzentrieren.

Zu Bild 6.13 wird ergänzt:



NCI Zu 6.4.2 (2)

Der Abstand a_{crit} des maßgebenden Rundschnitts ist iterativ zu ermitteln. Für Bodenplatten und schlanke Fundamente mit $\lambda > 2,0$ darf zur Vereinfachung der Rechnung ein konstanter Rundschnitt im Abstand $1,0d$ angenommen werden.

Die Fundamentschlankheit $\lambda = a_{\lambda} / d$ bezieht sich auf den kürzesten Abstand a_{λ} zwischen Lasteinleitungsfläche und Fundamentrand (siehe auch Bild NA.6.21.1).

NCI Zu 6.4.2 (8)

Absatz(8) und Bild 6.17 gelten nicht. Stattdessen gelten:

(NA.108) Bei Platten mit runder Stützenkopfverstärkung mit $l_H < 1,5 h_H$ (siehe Bild 6.17DE) ist ein Nachweis der Durchstanztragfähigkeit nach 6.4.3 nur in der Querschnittsfläche des Rundschnitts außerhalb der Stützenkopfverstärkung erforderlich. Der Abstand r_{cont} dieses Schnittes vom Schwerpunkt der Stützenquerschnittsfläche darf wie folgt ermittelt werden:

$$r_{\text{cont}} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

Dabei ist

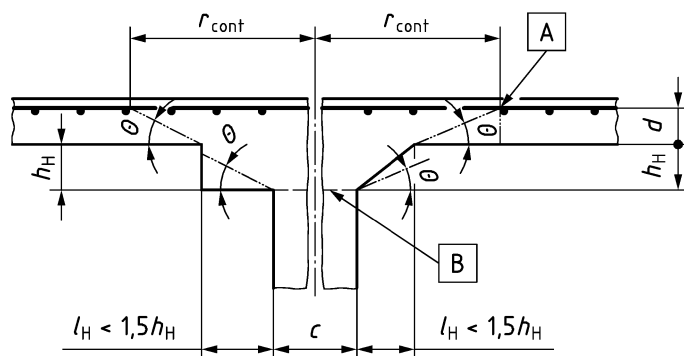
- l_H der Abstand des Stützenrands vom Rand der Stützenkopfverstärkung;
- c der Durchmesser einer Stütze mit Kreisquerschnitt.

Bei Rechteckstützen mit einer rechteckigen Stützenkopfverstärkung $l_H < 1,5 h_H$ (siehe Bild 6.17DE) und Gesamtabmessungen von l_1 und l_2 ($l_1 = c_1 + 1,5 l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 1,5 l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), darf r_{cont} als der kleinere der folgenden Werte angenommen werden:

$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 / l_2} \quad (6.34)$$

und

$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$



- A** — Querschnittsfläche des kritischen Rundschnitts
- B** — Lasteinleitungsfläche A_{load}

Bild 6.17DE — Platte mit Stützenkopfverstärkung mit $l_H < 1,5 h_H$

Für Stützenkopfverstärkungen mit $1,5h_H < l_H < 2h_H$ ist ein zusätzlicher Nachweis im Abstand $1,5(d + h_H)$ vom Stützenrand zu führen (Nachweis mit d_H als statische Nutzhöhe). Hierbei darf der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $v_{\text{Rd,c}}$ im Verhältnis der Rundschnittlängen $u_{2,0d} / u_{1,5d}$ erhöht werden.

NCI Zu 6.4.2 (11)

Für nicht kreisförmige Stützen sind die Rundschnitte affin zu Bild 6.13 anzunehmen. Dabei sind die kritischen Rundschnitte für die Stützenkopfverstärkung mit d_H und für die anschließende Platte mit d zu ermitteln.

NCI Zu 6.4.3 (2)

Der maximale Durchstanzwiderstand $v_{Rd,max}$ wird modifiziert und ist im kritischen Rundschnitt u_1 nachzuweisen.

NCI Zu 6.4.3 (3)

Bei Anwendung der Gleichung (6.39) ist das Moment unter Berücksichtigung der Steifigkeiten der angrenzenden Bauteile zu berechnen. Werte kleiner als 1,10 sind für den Lasterhöhungsfaktor β unzulässig.

Bei Stützen-Decken-Knoten mit zweiachsigen Ausmitten darf Gleichung (NA.6.39.1) verwendet werden:

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_y \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_l}{W_{l,y}} \right)^2 + \left(k_z \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_l}{W_{l,z}} \right)^2} \geq 1,10 \quad (\text{NA.6.39.1})$$

Die Gleichungen (6.41) und (6.42) dürfen bei allen Stützen angesetzt werden, bei denen ein geschlossener kritischer Rundschnitt geführt werden kann (z. B. auch Randstützen mit großem Deckenüberstand).

Gleichung (6.43) gilt nur bei Innenstützen mit zweiachsiger Ausmitte.

NCI Zu 6.4.3 (4)

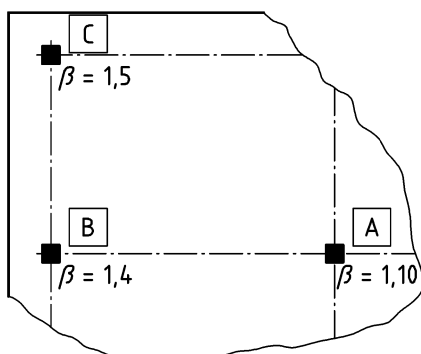
Das Nachweisverfahren nach 6.4.3 (4) darf nicht angewendet werden.

NCI Zu 6.4.3 (5)

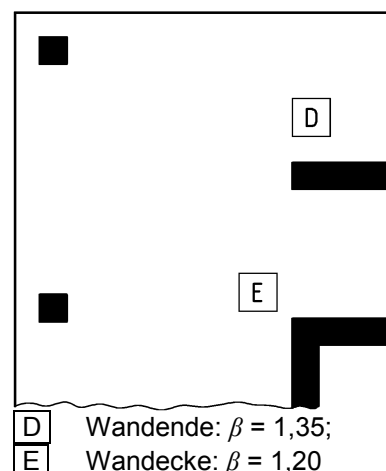
Das Nachweisverfahren nach 6.4.3 (5) darf nicht angewendet werden.

NDP zu 6.4.3 (6)

Für unverschiebbliche Systeme gilt Bild 6.21DE. Für Randstützen mit großen Ausmitten $e/c \geq 1,2$ ist der Lasterhöhungsfaktor genauer zu ermitteln (z. B. nach Gleichung (6.39)).



- | | |
|---|-------------------------------|
| A | Innenstütze: $\beta = 1,10$; |
| B | Randstütze: $\beta = 1,4$; |
| C | Eckstütze: $\beta = 1,5$ |



- | | |
|---|----------------------------|
| D | Wandende: $\beta = 1,35$; |
| E | Wandecke: $\beta = 1,20$ |

Bild 6.21DE — Empfohlene Werte für β

NCI Zu 6.4.3 (9)

ANMERKUNG Zur Lage anrechenbarer Spannglieder siehe 9.4.3 (2).

NDP Zu 6.4.4 (1)

— bei Flachdecken:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C$$

— Für Innenstützen bei Flachdecken mit $u_0 / d < 4$ gilt jedoch: $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C \cdot (0,1 u_0 / d + 0,6)$

$$k_1 = 0,10$$

v_{min} wie in 6.2.2 (1)

Der Biegebewehrungsgrad ρ_l ist zusätzlich auf $\rho_l \leq 0,5 f_{cd} / f_{yd}$ zu begrenzen.

Betonzugspannungen σ_{cp} in Gleichung (6.47) sind negativ einzusetzen.

NCI Zu 6.4.4 (2)

Gleichung (6.50) ist fehlerhaft und wird ersetzt durch folgende Gleichung:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 d / a \geq v_{min} \cdot 2 d / a \quad (106.50DE)$$

Der Abstand a_{crit} des maßgebenden Rundschnitts ist iterativ zu ermitteln (Bild NA.6.21.1). Für schlanke Fundamente mit $a_\lambda / d > 2,0$ und Bodenplatten darf zur Vereinfachung der Rechnung ein konstanter Rundschnitt im Abstand $1,0 \cdot d$ angenommen werden.

Für Bodenplatten und Stützenfundamente gilt $C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C$.

Innerhalb des iterativ bestimmten Rundschnitts darf die Summe der Bodenpressungen zu 100 % entlastend angesetzt werden. Wird zur Vereinfachung der Rechnung der konstante Rundschnitt im Abstand $1,0d$ angenommen, dürfen 50 % der Summe der Bodenpressungen innerhalb des konstanten Rundschnitts entlastend angenommen werden.

v_{min} wie in 6.2.2(1)

Die resultierende einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gleichung (6.48) sollte in jedem Fall mindestens mit einem Lasterhöhungsfaktor $\beta = 1,10$ vergrößert werden.

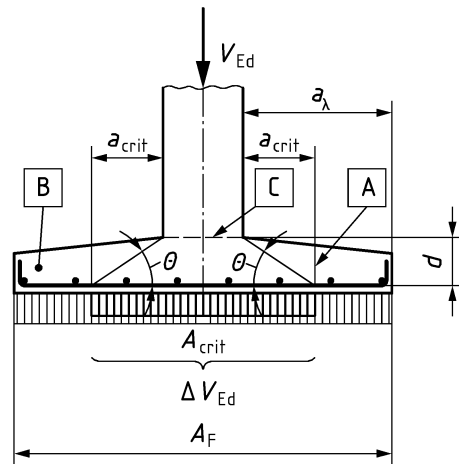
In Gleichung (6.51) wird der Mindestwert für den Lasterhöhungsfaktor für ausmittige Lasten analog NCI zu 6.4.3 (3) ergänzt:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u}{W} \geq 1,10 \quad (NA.6.51.1)$$

Der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.50) ergibt sich in N/mm².

Für ausmittig belastete Fundamente mit klaffender Fuge im Rundschnittbereich unter Bemessungseinwirkungen darf eine Berechnung mit Sektorlastezugsflächen erfolgen. Der Abzugswert für den Sohldruck ergibt sich dann jeweils in jedem Sektor separat.

ANMERKUNG Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung des Lasterhöhungsfaktors β in Gleichung (NA.6.51.1) ist in DAfStb-Heft 600 enthalten.



A	kritischer Rundschnitt
B	Fundament
C	Lasteinleitungsfläche A_{load}
A_F	Fundamentgrundfläche
ΔV_{Ed}	Abzugswert des Sohldrucks ohne Fundamenteigenlast nach 6.4.4 (2)
λ	$= a_\lambda / d$ mit a_λ und d an der Lasteinleitungsfläche
θ	$\geq \arctan 1/2$

Bild NA.6.21.1 — Rundschnitt und Abzug Sohldruck bei Fundamenten

NCI Zu 6.4.5 (1)

Die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung nach Gleichung (6.52), der Betontraganteil $v_{Rd,c}$ nach Gleichung (6.47) und die einwirkende Querkraft $v_{Ed,i}$ nach Gleichung (6.38) sind für diesen Nachweis für Flachdecken auf den kritischen Umfang u_1 im Abstand $a_{crit} = 2,0d$ bezogen. Diese Durchstanzbewehrung ist in jeder rechnerisch erforderlichen Bewehrungsreihe einzulegen, wobei die Bewehrungsmenge A_{sw} in den ersten beiden Reihen neben A_{load} mit einem Anpassungsfaktor $\kappa_{sw,i}$ zu vergrößern ist:

Reihe 1 (mit $0,3d \leq s_0 \leq 0,5d$): $\kappa_{sw,1} = 2,5$

Reihe 2 (mit $s_r \leq 0,75d$): $\kappa_{sw,2} = 1,4$.

Bei unterschiedlichen radialen Abständen der Bewehrungsreihen $s_{r,i}$ ist in Gleichung (6.52) der maximale einzusetzen.

Für aufgebogene Durchstanzbewehrung ist für das Verhältnis d / s_r in Gleichung (6.52) der Wert 0,53 anzusetzen. Die aufgebogene Bewehrung darf mit $f_{ywd,ef} = f_{ywd}$ ausgenutzt werden.

Aufgrund der steileren Neigung der Druckstreben wird für Fundamente und Bodenplatten folgendes festgelegt:

Die reduzierte einwirkende Querkraft $V_{Ed,red}$ nach Gleichung (6.48) ist von den ersten beiden Bewehrungsreihen neben A_{load} ohne Abzug eines Betontraganteils aufzunehmen. Dabei wird die Bewehrungsmenge $A_{sw,1+2}$ gleichmäßig auf beide Reihen verteilt, die in den Abständen $s_0 = 0,3d$ und $(s_0 + s_1) = 0,8d$ anzuordnen sind:

— Bügelbewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd,ef} \quad (\text{NA.6.52.1})$$

— aufgebogene Bewehrung:

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,s} = 1,3 \cdot A_{sw,1+2} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (\text{NA.6.52.2})$$

Dabei ist

β der Erhöhungsfaktor für die Querkraft nach Gleichung (NA.6.51.1);

α der Winkel der geneigten Durchstanzbewehrung zur Plattenebene.

Wenn bei Fundamenten und Bodenplatten ggf. weitere Bewehrungsreihen erforderlich werden, sind je Reihe jeweils 33 % der Bewehrung $A_{sw,1+2}$ nach Gleichung (NA.6.52.1) vorzusehen. Der Abzugswert des Sohldrucks ΔV_{Ed} in Gleichung (6.48) darf dabei mit der Fundamentfläche innerhalb der betrachteten Bewehrungsreihe angesetzt werden.

NCI Zu 6.4.5 (2)

Es sind in jedem Fall mindestens 2 Bewehrungsreihen innerhalb des durch den Umfang u_{out} nach 6.4.5 (4) begrenzten Bauteilbereiches zu verlegen.

Der radiale Abstand der 1. Bewehrungsreihe ist bei gedrunenen Fundamenten auf $0,3d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche und die Abstände s_r zwischen den ersten drei Bewehrungsreihen auf $0,5d$ zu begrenzen.

NDP Zu 6.4.5 (3)

Absatz (3) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.103) Die Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ist im kritischen Rundschnitt u_1 mit Gleichung (NA.6.53.1) nachzuweisen:

$$V_{Ed,u1} \leq V_{Rd,max} = 1,4 V_{Rd,c,u1} \quad (NA.6.53.1)$$

Eine Betondrucknormalspannung σ_{cp} infolge Vorspannung bei $V_{Rd,c}$ darf dabei nicht berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Bei Fundamenten ist der iterativ ermittelte kritische Rundschnitt u für u_1 einzusetzen

NDP Zu 6.4.5 (4)

Es gilt der empfohlene Wert $k = 1,5$.

NCI Zu 6.4.5 (4)

ANMERKUNG $V_{Rd,c}$ für Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach 6.2.2 (1).

Bild 6.22 wird durch Bild 6.22DE ersetzt. (Die rechtwinklig angeordnete und auf die Gurtstreifen konzentrierte Durchstanzbewehrung mit einem aufgelösten äußeren Rundschnitt $u_{out,ef}$ in DIN EN 1992-1-1:2011-01, Bild 6.22 darf nicht verwendet werden.)

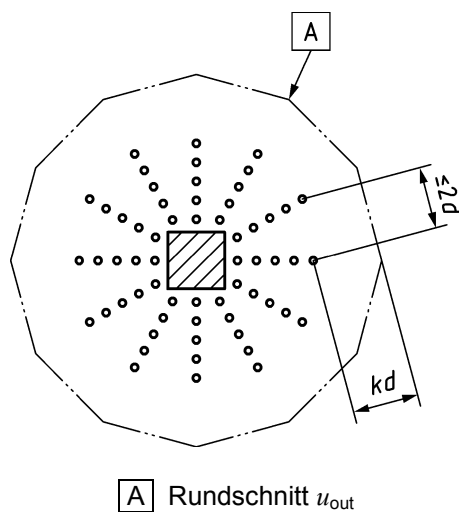


Bild 6.22DE — Rundschnitte bei Innenstützen

NCI Zu 6.4.5 (5)

Der Absatz (5) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 6.4.5

(NA.6) Um die Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen, sind die Platten im Bereich der Stützen für Mindestmomente m_{Ed} nach Gleichung (NA.6.54.1) zu bemessen, sofern die Schnittgrößenermittlung nicht zu höheren Werten führt.

Wenn andere Festlegungen fehlen, sollten folgende Mindestmomente je Längeneinheit angesetzt werden:

$$m_{Ed,z} = \eta_z \cdot V_{Ed} \text{ und } m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed} \quad (\text{NA.6.54.1})$$

Dabei ist

V_{Ed} die aufzunehmende Querkraft;

η_z, η_y der Momentenbeiwert nach Tabelle NA.6.1.1 für die z- bzw. y-Richtung (siehe Bild NA.6.22.1).

Diese Mindestmomente sollten jeweils in einem Bereich mit der in Tabelle NA.6.1.1 angegebenen Breite angesetzt werden (siehe Bild NA.6.22.1).

Tabelle NA.6.1.1 — Momentenbeiwerte und Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung

Zeile	Spalte	1	2	3	4	5	6
		η_z		anzu- setzende Breite ^b	η_y		anzu- setzende Breite ^b
		Zug an der Platten- oberseite ^c	Zug an der Platten- unterseite ^c		Zug an der Platten- oberseite ^c	Zug an der Platten- unterseite ^c	
1	Innenstütze	0,125	0	0,3 l_y	0,125	0	0,3 l_z
2	Randstütze, Rand „z“ ^a	0,25	0	0,15 l_y	0,125	0,125	(je m Platten- breite)
3	Randstütze, Rand „y“ ^a	0,125	0,125	(je m Platten- breite)	0,25	0	0,15 l_z
4	Eckstütze	0,5	0,5	(je m Platten- breite)	0,5	0,5	(je m Platten- breite)
<p>^a Definition der Ränder und der Stützenabstände l_z und l_y siehe Bild NA.6.22.1.</p> <p>^b Siehe Bild NA.6.22.1.</p> <p>^c Die Plattenoberseite bezeichnet die der Lasteinleitungsfläche gegenüberliegende Seite der Platte; die Plattenunterseite diejenige Seite, auf der die Lasteinleitungsfläche liegt.</p>							

Die Bereiche für den Ansatz der Mindestbiegemomente $m_{Ed,y}$ und $m_{Ed,z}$ nach Tabelle NA.6.1.1 können Bild NA.6.22.1 entnommen werden.



- Bild NA.6.22.1 — Bereiche für den Ansatz der Mindestbiegemomente $m_{Ed,x}$ und $m_{Ed,y}$**

ANMERKUNG Ist die Dehnungsverteilung über die Höhe der Betonstrebe nicht konstant, dann sollte die Höhe des Druckspannungsfeldes oder die Höhe des Spannungsblocs im Hinblick auf die Verträglichkeit begrenzt werden. So sollten diese Abmessungen nicht größer gewählt werden, als sie sich bei Annahme einer linearen Dehnungsverteilung ergeben.

— für Druckstreben parallel zu Rissen: $\nu' = 1,25$ (6.57aDE)

— für Druckstreben, die Risse kreuzen und für Knotenbemessung nach 6.5.4: $\nu' = 1,0$ (6.57bDE)

— für starke Rissbildung mit V und T : $\nu = 0,875$ (6.57cDE)

Absatz (1) wird durch folgenden Absatz ersetzt:

(NA.101) Der Bemessungswert der Stahlspannung der Bewehrung der Zugstreben und der Bewehrung zur Aufnahme der Querkzugkräfte in Druckstreben ist bei Betonstahl auf f_{yd} nach 3.2, bei Spannstahl auf $0,9 f_{p0,1k} / \gamma_s$ zu begrenzen.

Die Bewehrung ist bis in die konzentrierten Knoten ungeschwächt durchzuführen.

Sie darf in verschmierten Knoten, die sich im Tragwerk über eine größere Länge erstrecken, innerhalb des Knotenbereichs gestaffelt enden. Dabei muss sie alle durch die Bewehrung umzulenkenden Druckwirkungen erfassen.

Die Verankerungslänge der Bewehrung in Druck-Zug-Knoten beginnt am Knotenanfang, wo erste Druckspannungen aus den Druckstreben auf die verankerte Bewehrung treffen und von ihr umgelenkt werden (siehe Bild 6.27).

NCI Zu 6.5.3 (3)

Die Gleichung (6.59) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F \quad (6.59DE)$$

ANMERKUNG Zur Erläuterung der Anwendungsgrenzen von Gleichung (6.59DE) siehe DAfStb-Heft 600.

NDP Zu 6.5.4 (4)

$$k_1 = 1,1; k_2 = k_3 = 0,75$$

NCI Zu 6.5.4 (4)

Knoten mit Abbiegungen von Bewehrung (z. B. nach Bild 6.28) erfordern die Einhaltung der zulässigen Biegerollendurchmesser nach 8.3.

NDP Zu 6.5.4 (6)

$$k_4 = 1,1$$

Bei genaueren Nachweisen können auch höhere Werte bis $\sigma_{Rd,max.} = 3,0 f_{cd}$ angesetzt werden (siehe 3.1.9 bzw. 6.7).

NCI Zu 6.5.4 (8)

Hinweis: In Bild 6.26 ist σ_{Ec0} durch $\sigma_{Ed,0}$ zu ersetzen; in Absatz (8) sind die Bezeichnungen σ_{ci} durch $\sigma_{Ed,i}$ sowie $F_{cd,i}$ durch $F_{Ed,i}$ zu ersetzen.

6.7 Teilflächenbelastung**NCI Zu 6.7 (3)**

Bei ausmittiger Belastung ist die Belastungsfläche A_{c0} entsprechend der Ausmitte zu reduzieren.

NCI Zu 6.7 (3), Bild 6.29

ANMERKUNG Für den Ansatz der Teilflächentragfähigkeit ist mindestens eine A_{c0} umgebende Betonfläche mit den Abmessungen aus der Projektion von A_{c1} auf die Lasteinleitungsebene erforderlich.

NCI Zu 6.7 (4)

Ist die Aufnahme dieser Querkraftkräfte nicht durch Bewehrung gesichert, sollte die Teilflächenlast auf $F_{Rdu} \leq 0,6 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$ begrenzt werden.

NCI Zu 6.7 (105)

Anhang J wird in Deutschland nicht angewendet. Es gelten in Deutschland die Festlegungen nach DIN EN 1992-1-1.

6.8 Nachweis gegen Ermüdung

6.8.1 Allgemeines

NDP Zu 6.8.1 (102)

Die Anmerkung wird ersetzt durch:

ANMERKUNG Für folgende Tragwerke und Tragwerksteile braucht im Allgemeinen kein Ermüdungsnachweis geführt zu werden:

- Geh- und Radwegbrücken;
- Überschüttete Bogen- und Rahmentragwerke mit einer Mindestüberdeckung von 1,0 m bei Straßen- und 1,5 m bei Eisenbahnbrücken;
- Gründungen;
- Pfeiler und Stützen, die mit dem Überbau nicht biegesteif verbunden sind;
- Widerlager, die mit dem Überbau nicht biegesteif verbunden sind (außer den Platten und Wänden von Hohlwiderlagern mit einer Überschüttung von weniger als 1,0 m);
- Stützwände die nicht im Einwirkungsbereich von Eisenbahnverkehrslasten liegen;
- Beton unter Druckbeanspruchung bei Straßenbrücken, sofern die Betondruckspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannung auf $0,6 f_{ck}$ beschränkt sind;
- Beton- und Spannstahl ohne Schweißverbindungen oder Kopplungen bei Überbauten, für die unter der häufigen Kombination Dekompression nachgewiesen wird.

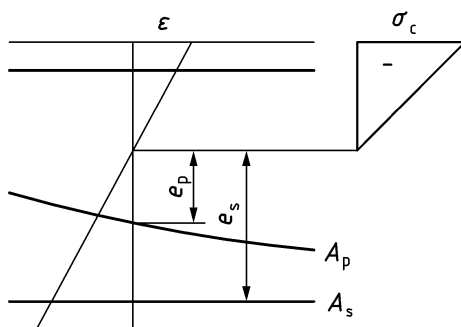
Im Anhang sind ergänzende Regeln für den Nachweis der schädigungsäquivalente Schwingbreite aufgeführt.

NCI Zu 6.8.2 (2)P

Die Definition von ξ sowie die Anmerkungen werden in Deutschland nicht angewendet; stattdessen gilt:

ξ das Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl im Beton. Es dürfen die Werte in Tabelle 6.2 verwendet werden.

ANMERKUNG Eine unterschiedliche Höhenlage von Betonstahl und Spannstahl ist zu beachten und darf vereinfacht durch folgende Näherung berücksichtigt werden:



$$\eta = \frac{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi}}{A_s + \sum \frac{e_{pi}}{e_s} \cdot A_{pi} \cdot \sqrt{\xi \cdot \phi_s / \phi_p}}$$

Bild NA.6.101 — Wichtung der Spannstahlfläche über den Abstand zur Dehnungsnulllinie

NCI zu 6.8.3 (1)P

Der Nachweis gegen Ermüdung ist für Stahl und Beton im Allgemeinen unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungskombinationen zu führen:

- charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen,
- Wert der wahrscheinlichen Setzungen (sofern ungünstig wirkend),
- 0,9facher Mittelwert der Vorspannkraft für den statisch bestimmten und maßgebender charakteristischer Wert für den statisch unbestimmten Anteil der Vorspannwirkung (siehe 5.10),
- häufiger Wert der Temperatureinwirkungen (sofern ungünstig wirkend),
- maßgebendes Verkehrslastmodell für Ermüdung (siehe DIN EN 1991-2)

Wird kein genauerer Nachweis geführt, ist aufgrund der Besonderheiten an Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannwirkung mit dem Faktor 0,75 abzumindern. Diese pauschale Abminderung ersetzt auch die erhöhten Spannkraftverluste an Spanngliedkopplungen, die in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren festgelegt sind. Den Nachweisen nach 6.8.7 für Beton sowie 6.8.6 (1) für Stahl sollte die häufige Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 6.8.3 (2)P und (3)P unter Berücksichtigung des zugehörigen Verkehrslastmodells zugrunde gelegt werden.

NDP Zu 6.8.4 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\gamma_{F,fat} = 1,0$.

Die Parameter der Wöhlerlinien sind in den Tabellen 6.3DE und 6.4DE enthalten.

NCI Zu 6.8.4 (1)

Kann ein vereinfachter Nachweis nach 6.8.5 oder 6.8.6 nicht erbracht werden, so ist ein expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis nach 6.8.4 (2) zu führen.

Tabelle 6.3DE — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Betonstahl

Art der Bewehrung	N^*	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen N/mm ²
		k_1	k_2	
gerade und gebogene Stäbe ^a	10^6	5	9 ^c	175
geschweißte Stäbe ^b	10^6	4	5	85

^a Für gebogene Stäbe mit $D < 25\phi$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\zeta_1 = 0,35 + 0,026 D / \phi$ zu multiplizieren. Für Stäbe $\phi > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm² (gilt nur für hochduktilen Betonstahl). Dabei ist D der Biegerollendurchmesser; ϕ der Stabdurchmesser.

^b Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden.

^c In korrosiven Umgebungsbedingungen (XC2, XC3, XC4, XS, XD) sind weitere Überlegungen zur Wöhlerlinie anzustellen. Wenn keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, ist für k_2 ein reduzierter Wert $5 \leq k_2 < 9$ anzusetzen.

NCI Zu 6.8.4, Tabelle 6.3DE

Mechanische Verbindungen werden grundsätzlich über Zulassungen geregelt.

Die Werte gelten bei geschweißten Stäben einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40$ mm wird durch Zulassungen geregelt.

Auf den Reduktionsfaktor ζ_1 darf bei Querkraftbewehrung mit 90°-Bügeln für $\phi \leq 16$ mm mit Bügelhöhen ≥ 600 mm verzichtet werden.

Tabelle 6.4DE — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

Spannstahl ^a	N^*	Spannungs- exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen ^b N/mm ²	
		k_1	k_2	Klasse 1	Klasse 2
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
— gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

^a Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

^b Werte im eingebauten Zustand. Die Spannstähle werden in 2 Klassen eingeteilt. Die Werte für Klasse 1 sind durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen. Die Werte für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind immer der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

NCI Zu 6.8.4, Tabelle 6.4DE .

Kopplungen werden grundsätzlich im Rahmen von Zulassungen für Spannverfahren geregelt.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40$ mm wird durch Zulassungen geregelt.

NDP Zu 6.8.4 (5)

Für Straßenbrücken gelten die Werte der Nachrechnungsrichtlinie des BMVBS.

NCI Zu 6.8.5 (2)

Das Wort „schadensäquivalenten“ wird ersetzt durch „schädigungsäquivalenten“.

NDP Zu 6.8.6 (1)

$$k_1 = 70 \text{ N/mm}^2 \text{ und } k_2 = 0 \text{ N/mm}^2$$

NDP Zu 6.8.7 (101)

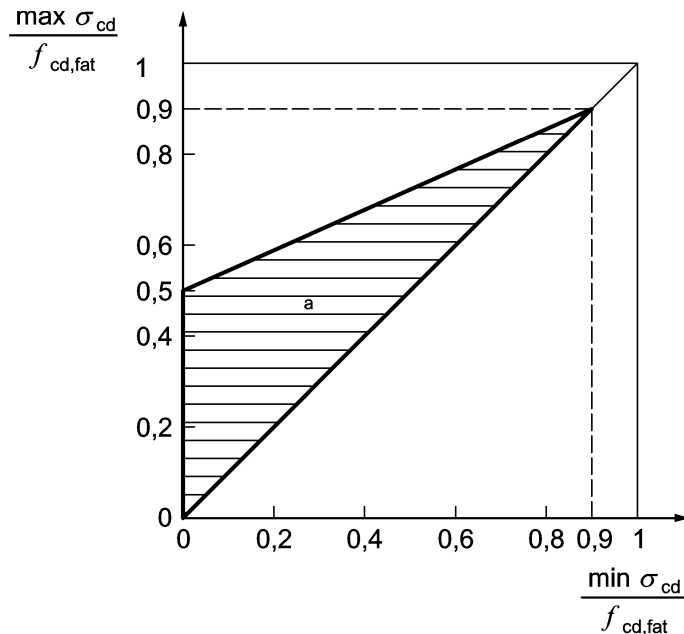
Es gilt:

$$k_1 = 1,0$$

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{s(1-\sqrt{28/t_0})}$$

NCI Zu 6.8.7 (2)

Die Gleichung für $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ ist in Deutschland nicht relevant.

NCI Zu 6.8.7 (2)**Legende**

a zulässiger Bereich

Bild NA.6.102 — Zulässige Spannungsschwingbreite von Beton unter Druck entsprechend Gleichung (6.77) ohne besonderen Ermüdungsnachweis

NCI Zu 6.8.7 (3)

Der zweite Satz von (3) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

In diesem Fall ist die Betondruckfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit dem Festigkeitsabminderungsbeiwert ν_1 zu reduzieren. Dies darf nach NDP zu 6.2.3 (103) erfolgen.

Ebenso gelten Gleichung (6.77) und Bild NA.6.102 auch für die Druckstreben bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion. Dabei ist die Betondruckfestigkeit $f_{cd,fat}$ mit $\nu \cdot \alpha_{cw}$ nach Gleichung (6.30) abzumindern. Die Bemessungswerte $\sigma_{cd,max}$ und $\sigma_{cd,min}$ der maximalen bzw. minimalen Druckspannung dürfen im Fall lotrechter Bügel ($\alpha = 90^\circ$) auf der Grundlage der folgenden Gleichungen ermittelt werden, wobei der Neigungswinkel θ der Betondruckstreben für die Torsions- und Querkraftbeanspruchung gleich anzunehmen ist.

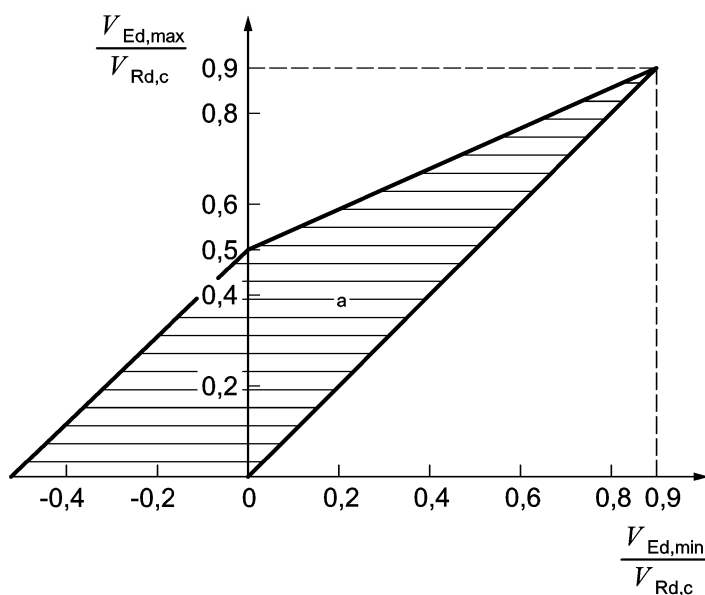
$$\sigma_{cd,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot t_{ef}} \cdot (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\sigma_{cd,V} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \cdot (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\sigma_{cd,max} = \begin{cases} \max \sigma_{cd,T} + \text{zug} \sigma_{cd,V} \\ \max \sigma_{cd,V} + \text{zug} \sigma_{cd,T} \end{cases}$$

$$\sigma_{cd,min} = \begin{cases} \min \sigma_{cd,T} + \text{zug} \sigma_{cd,V} \\ \min \sigma_{cd,V} + \text{zug} \sigma_{cd,T} \end{cases}$$

NCI Zu 6.8.7 (4)



Legende

a zulässiger Bereich

Bild NA.6.103 — Zulässige Schubspannungsschwingbreite bei Bauteilen ohne Schubbewehrung entsprechend Gleichungen (6.78) und (6.79)

NCI Zu 6.109

Der Abschnitt 6.109 ist in Deutschland nicht relevant.

Es wird ergänzt:

NA.6.110 Nachweis gegen Anprall

NA.6.110.1 Allgemeines

(NA.101)P Die folgenden Abschnitte enthalten ausschließlich Festlegungen in Bezug auf den Anprall auf Tragwerke. Schutzplanken, Schutzgeländer, Brüstungswände usw. sind nach DIN EN 1991-2:2010-12, 4.7 und in Absprache mit dem Bauherrn und/oder der zuständigen Bauaufsichtsbehörde zu bemessen.

(NA.102)P Einwirkungen aus Anprall sind als außergewöhnliche Einwirkungen zu betrachten.

NA.6.110.2 Maßnahmen

(105) Die Verformungen des Tragwerks nach dem Schaden eines maßgebenden Tragwerksteils sollten mit der häufigen Einwirkungskombination nachgewiesen werden, um den Lichtraum zu sichern. Tragwerke, bei welchen ein solcher Nachweis erforderlich ist, werden vom Bauherrn benannt.

(NA.107) Eine Bemessung auf Anprall und eine zweilagige Bewehrungsführung nach Anhang NA.VV sind bei einer Gefährdung durch Straßenverkehr in folgenden Fällen nicht erforderlich:

- bei massiven Stahlbetonstützen und -scheiben mit einer Länge l in Fahrtrichtung von mindestens 1,6 m und einer Breite b quer zur Fahrtrichtung von $b = 1,6 - 0,2 l \geq 0,9$ m,

— bei vollen runden bzw. ovalen Stahlbetonstützen von mindestens

$$l \geq 1,60 \text{ m} + x \quad \text{und}$$

$$b \geq 1,60 \text{ m} - x \geq 1,20 \text{ m}$$

— bei Stahlbeton-Hohlpeilern mit einer Mindestwanddicke von 0,60 m.

(NA.108) Bei einer Anprallgefährdung durch Eisenbahnfahrzeuge gilt DIN EN 1991-1-7.

NA.6.110.3 Bauliche Durchbildung

(NA.101)P Sind Stahlbetonstützen auf Anprall zu bemessen, so sind diese nach Anhang NA.VV baulich auszubilden.

(NA.102)P Als Anprallbereiche bei Gefährdung durch Straßenverkehr sind anzunehmen:

- a) auf der Seite, auf die die Anpralllast F_{dx} in Fahrtrichtung anzusetzen ist, die ganze Breite und 2,0 m Höhe,
- b) auf der Seite, auf die die Anpralllast F_{dy} rechtwinklig Fahrtrichtung anzusetzen ist, die ganze Länge, jedoch nicht mehr als 1,6 m von der Vorderkante aus gemessen und 2,0 m Höhe.

(NA.103)P Wegen der beim Anprall entstehenden örtlichen Zerstörungen ist davon auszugehen, dass im Anprallbereich der Beton zwischen Stützenrand und Außenkante der inneren Bügel, mindestens jedoch 12,5 cm (Zerschellschicht), und die äußere Lage der Druckbewehrung nicht mitwirken. Zugeinlagen des Anprallbereiches können dagegen in Rechnung gestellt werden (z. B. eingespannte Stützen).

(NA.104)P Die Schubdeckung ist nachzuweisen. Hierbei braucht nur die Hälfte des erforderlichen Stahlquerschnitts eingelegt zu werden, wenn die Längsbewehrung der Stützen vom Anprallbereich bis zu den Auflagern bzw. bis zur Einspannstelle zweilagig in voller Stärke durchgeführt wird.

(NA.105)P Bei Ausfall der Zerschellschicht (siehe Anhang NA.VV) muss die Stütze in der Lage sein, die Einwirkungen aus der außergewöhnlichen Einwirkungskombination unter Ansatz folgender Teilsicherheitsbeiwerte aufzunehmen:

$$\gamma_c = 1,3$$

$$\gamma_s = 1,0$$

$$\gamma_f = 1,0$$

NA.6.111 Bewegung an Lagern und Fahrbahnübergängen

(NA.101) Für die Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen siehe DIN EN 1990/NA/A1:2012-08, Anhang NA.E.

7 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

NCI zu 7.1 (1)P

Der Absatz (1) wird ersetzt durch:

(NA.101)P Dieser Abschnitt gilt für die üblichen Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit. Diese sind:

- Begrenzung der Spannungen (siehe 7.2),
- Begrenzung der Rissbreiten und Nachweise der Dekompression (siehe 7.3),
- Begrenzung der Verformungen (siehe 7.4).
- Begrenzung der Schwingungen (siehe NA.7.105)

NCI zu 7.1 (2)

Die Biegezugspannung ist unter der seltenen Einwirkungskombination zu ermitteln.

7.2 Begrenzung der Spannungen

NDP zu 7.2 (102)

Es gilt der empfohlene Wert $k_1=0,6$.

Beim Vorhandensein einer Umschnürung durch eine Querbewehrung von mindestens 1 % darf k_1 um 10 % vergrößert werden.

NDP Zu 7.2 (3)

Es gilt der empfohlene Wert $k_2 = 0,45$.

NDP Zu 7.2 (5)

$k_3 = 0,8$

$k_4 = 1,0$

$k_5 = 0,65$ für die quasi-ständige Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste nach 5.10.5.2 und 5.10.6 unter Berücksichtigung des Mittelwertes der Vorspannung

ANMERKUNG charakteristische = seltene Einwirkungskombination.

NCI Zu 7.2

(NA.106) Nach dem Absetzen der Pressenkraft bzw. dem Lösen der Verankerung darf der Mittelwert der Spannstahlspannung unter der seltenen Einwirkungskombination in keinem Querschnitt und zu keinem Zeitpunkt den kleineren Wert von $0,9f_{p0,1k}$ und $0,8f_{pk}$ überschreiten.

(NA.107) Im Bereich von Verankerungen und Auflagern dürfen die Nachweise nach Absatz (2) und (3) entfallen, wenn die Festlegungen in 8.10.3 sowie Abschnitt 9 eingehalten werden.

7.3 Begrenzung der Rissbreiten

7.3.1 Allgemeines

NCI zu 7.3.1 (4)

Für Brücken ist der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten zu führen.

NDP zu 7.3.1 (105)

Es gelten Tabelle 7.101DE, 7.102DE und 7.103.DE.

Tabelle 7.101DE – Anforderungen an die Nachweise der Dekompression, zulässigen Randzugspannungen und Rissbreitenbeschränkung bei Straßenbrücken

Bauteile	Anforderungen			
	Anforderungen		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
Stahlbetonbauteile allgemein	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	w_{max}
Längs	-	-	häufig	0,2
Quer	-	-	häufig	0,2
Stahlbetonüberbau oder Spannbetonüberbau ausschließlich mit Vorspannung ohne Verbund	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	w_{max}
längs ohne Vorspannung	-	-	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Endzustand)	quasi-ständig ^a	Dekompression	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Bauzustand)	quasi-ständig	Tabelle 7.103DE	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	selten	Tabelle 7.103DE ^c	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	selten	Tabelle 7.103DE ^c	häufig	0,2
Spannbetonüberbau Vorspannung mit Verbund oder Mischbauweise	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	w_{max}
längs statisch unbestimmt (Endzustand)	quasi-ständig	Dekompression	häufig	0,2
längs statisch bestimmt (Endzustand)	quasi-ständig ^b	Dekompression	häufig	0,2
längs (Bauzustand)	quasi-ständig	$0,85 \cdot f_{ctk;0,05}$	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	Selten	Tabelle 7.103DE ^c	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	quasi-ständig ^b	Dekompression ^c	häufig	0,2

^a Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,3$ für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen zu berücksichtigen.

^b Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,5$ für alle Einwirkungen aus Verkehr zu berücksichtigen.

^c Nachweis für Fahrbahnplatten gefordert. Lokale begrenzte Überschreitungen dieses Grenzwertes bis zu 1 MN/m² sind zulässig.

Tabelle 7.102DE – Anforderungen an die Nachweise der Dekompression, zulässigen Randzugspannungen und Rissbreitenbeschränkung bei Eisenbahnbrücken

Bauteile	Anforderungen			
Stahlbetonbauteile allgemein	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungskombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungskombination	w_{max}
Längs	-	-	häufig	0,2
Quer	-	-	häufig	0,2
Spannbetonüberbau ausschließlich mit Vorspannung ohne Verbund^c	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungskombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungskombination	w_{max}
längs mit Vorspannung (Endzustand)	quasi-ständig ^a	Dekompression	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Bauzustand)	quasi-ständig ^a	$0,85 \cdot f_{ctk;0,05}$	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	Selten	Tabelle 7.103DE ^e	häufig	0,2
quer mit Vorspannung	quasi-ständig ^a	Dekompression	häufig	0,2
Spannbetonüberbau Vorspannung mit Verbund oder Mischbauweise^c	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungskombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungskombination	w_{max}
längs (Endzustand)	Häufig	Dekompression	häufig ^b	0,2
längs (Bauzustand)	Häufig	$0,85 \cdot f_{ctk;0,05}$	häufig ^b	0,2
quer ohne Vorspannung	Selten	Tabelle 7.103DE ^e	häufig ^b	0,2
quer mit Vorspannung	quasi-ständig ^{a, d}	Dekompression	häufig	0,2
^a Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,2$ für alle Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr zu berücksichtigen. ^b Die häufige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_1 = 1,0$ für alle Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr zu berücksichtigen. ^c Für Eisenbahnbrücken mit ausschließlich externen Spanngliedern oder Spanngliedern ohne Verbund bzw. in Mischbauweise ist eine Zustimmung des Bauherrn erforderlich. Die nationale Behörde ist von dem Bauvorhaben in Kenntnis zu setzen. ^d Durchdringen die Querspannglieder Arbeits- oder Montagefugen, so ist für die Querrichtung im Endzustand die Anforderungen der Längsrichtung zugrunde zu legen, wenn Querspannglieder mit Verbund verwendet werden. ^e Nachweis für Fahrbahnplatten gefordert. Lokale begrenzte Überschreitungen dieses Grenzwertes bis zu 1 MN/m ² sind zulässig.				

Tabelle 7.103DE – Zulässige Betonrandzugspannungen

Betonfestigkeitsklasse	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
zul $\sigma_{c,Rand}$ MN/m ²	4,0	5,0	5,5	6,0	6,5

Wenn die Nachweise der Dekompression oder zulässigen Randzugspannungen im Bauzustand unter Berücksichtigung des linearen Temperaturunterschiedes zu führen sind, dürfen die Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bis zu einem Alter von 2 Jahren unter Berücksichtigung des Kurzzeitkriechens um 15 % abgemindert werden, sofern eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit dem E-Modul E_{cm} durchgeführt wurde.

NCI Zu 7.3.1 (105)

Im Grenzzustand der Dekompression entsprechend den Tabellen 7.101DE sowie 7.102DE dürfen unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Zugspannungen an dem Rand des Querschnitts auftreten, der dem Spannglied am nächsten liegt.

NCI Zu 7.3.1 (8)

Auch an Stellen, an denen nach dem verwendeten Stabwerkmodell rechnerisch keine Bewehrung erforderlich ist, können Zugkräfte entstehen, die durch eine geeignete konstruktive Bewehrung, z. B. für wandartige Träger nach 9.7, abgedeckt werden müssen.

NCI Zu 7.3.1 (110)

Der Anhang QQ wird nicht übernommen.

(NA.111) Bei vorgespannten Straßenbrücken mit schlanken Stegen ($h_w / b_w > 3$) ist die Schubrissbildung zu begrenzen. Es ist nachzuweisen, dass die schiefen Hauptzugspannungen unter der Wirkung von Querkraft und Torsion die Werte $f_{ctk;0,05}$ nicht überschreiten. Die Spannungen sind nach Zustand I für die häufige Einwirkungskombination in der Mittelfläche der Stege zu ermitteln.

(NA.112) Bei vorgespannten Eisenbahnbrücken dürfen die nach Zustand I unter der häufigen Einwirkungskombination berechneten schiefen Hauptzugspannungen im Bereich von Längsdruckspannungen sowie in der Mittelfläche von Gurten und Stegen, sofern zugbeanspruchte Gurte anschließen, auch im Bereich von Längszugspannungen den Wert von $f_{ctk;0,05}$ nicht überschreiten.

7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite**NCI Zu 7.3.2 (102)**

Die Mindestbewehrung ist überwiegend am gezogenen Querschnittsrand anzuordnen, mit einem angemessenen Anteil aber auch so über die Zugzone zu verteilen, dass die Bildung breiter Sammelrisse vermieden wird.

Der Querschnitt der Mindestbewehrung darf vermindert werden, wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße nicht erreicht. In diesen Fällen darf die Mindestbewehrung durch eine Bemessung des Querschnitts für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ermittelt werden.

Die Parameter $f_{ct,eff}$, k und σ_c nach Absatz (102) gelten nicht. Stattdessen gelten:

$f_{ct,eff}$ die wirksame Zugfestigkeit des Betons zum betrachteten Zeitpunkt. Für $f_{ct,eff}$ ist bei diesem Nachweis der Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} einzusetzen. Dabei ist diejenige Festigkeitsklasse anzusetzen, die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. In vielen Fällen, z. B. wenn der maßgebende Zwang aus dem Abfließen der Hydrationswärme entsteht, kann die Rissbildung in den ersten 3 Tagen bis 5 Tagen nach dem Einbringen des Betons in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen. In diesem Fall sollte, sofern kein genauere Nachweis erfolgt, die Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zu 50 % der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen gesetzt werden. Wird diese Annahme getroffen, ist die Festigkeitsentwicklung $r = f_{cm2}/f_{cm28}$ des Betons auf folgende Werte zu begrenzen:

- $r \leq 0,30$ bei Betonieren unter sommerlichen Temperaturen;
- $r \leq 0,50$ bei Betonieren unter winterlichen Bedingungen.

Dies ist auf den Ausführungsplänen anzugeben.

Zur Einhaltung dieser Grenzen darf bei Beton der Festigkeitsklasse $\geq C30/37$ der Zeitpunkt zum Nachweis der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) vereinbart werden.

Wenn in Sonderfällen, z. B. zur Beschleunigung des Bauablaufes, eine schnellere Festigkeitsentwicklung notwendig wird, ist die Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ entsprechend zu erhöhen.

Wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine Zugfestigkeit von 3 N/mm^2 für Normalbeton angenommen werden.

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Modifizierte Werte für k sind für unterschiedliche Fälle nachfolgend angegeben:

- a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydrationswärme):

$k = 0,8$ für Stege mit $h \leq 300 \text{ mm}$ oder Gurte mit Höhen unter 300 mm ;

$k = 0,5$ für Stege mit $h \geq 800 \text{ mm}$ oder Gurte mit Höhen über 800 mm ;

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden; Für h ist der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen;

- b) Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteils hervorgerufenen Zwangs (z. B. Stützensenkung, wenn der Querschnitt frei von nichtlinear verteilten Eigenspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen ist): $k = 1,0$;

σ_c die Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Querschnitts oder Teilquerschnitts im ungerissenen Zustand unter der Einwirkungskombination, die am Gesamtquerschnitt zur Erstrissbildung führt.

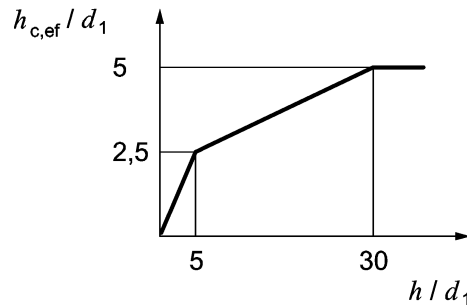
NCI Zu 7.3.2 (3)

ANMERKUNG Der Ansatz für den Wirkungsbereich der Bewehrung $A_{c,eff}$ mit $2,5(h - d)$ gilt nur für eine konzentrierte Bewehrungsanordnung und dünne Bauteile mit $h / (h - d) \leq 10$ bei Biegung und $h / (h - d) \leq 5$ bei zentrischem Zwang hinreichend genau. Bei dickeren Bauteilen kann der Wirkungsbereich bis auf $5(h - d)$ anwachsen (siehe Bild 7.1 d)).

Wenn die Bewehrung nicht innerhalb des Grenzbereiches $(h - x) / 3$ liegt, sollte dieser auf $(h - x) / 2$ mit x im Zustand I vergrößert werden.

NCI Zu 7.3.2; Bild 7.1N

Bild 7.1N wird ergänzt um Bild NA.7.1d):



$$d_1 = (h - d)$$

Bild NA.7.1d) — Vergrößerung der Höhe $h_{c,ef}$ des Wirkungsbereiches der Bewehrung bei zunehmender Bauteildicke (zentrischer Zug)

NDP Zu 7.3.2 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.104) Die Mindestbewehrung ist nicht in Bereichen erforderlich, in denen im Beton unter der seltenen Einwirkungskombination und ggf. unter den maßgebenden charakteristischen Werten der Vorspannung Betondruckspannungen σ_c am Querschnittsrand auftreten, die dem Betrag nach größer als $1,0 \text{ N/mm}^2$ sind. Anderenfalls ist Mindestbewehrung nachzuweisen.

ANMERKUNG charakteristische = seltene Einwirkungskombination

NCI Zu 7.3.2**NCI Zu 7.3.2 (105)**

Der Absatz (105) ist nur für Brückenüberbauten und für Zwang im späten Alter anzuwenden.

(NA.106) Bei dickeren Bauteilen darf die Mindestbewehrung unter zentrischem Zwang für die Begrenzung der Rissbreiten je Bauteilseite unter Berücksichtigung einer effektiven Randzone $A_{c,eff}$ mit Gleichung (NA.7.5.1) je Bauteilseite berechnet werden.

$$A_{s,min} = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} A_{ct} / f_{yk} \quad (\text{NA.7.5.1})$$

Dabei ist

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1: $A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b$;

A_{ct} die Fläche der Betonzugzone je Bauteilseite mit $A_{ct} = 0,5 h \cdot b$.

Der Grenzdurchmesser der Bewehrungsstäbe zur Bestimmung der Betonstahlspannung in Gleichung (NA.7.5.1) muss in Abhängigkeit von der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ folgendermaßen modifiziert werden:

$$\phi = \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9 \quad (\text{NA.7.5.2})$$

Es braucht aber nicht mehr Mindestbewehrung eingelegt zu werden, als sich nach Gleichung (7.1) mit Gleichung (7.7DE) bzw. nach 7.3.4 ergibt.

(NA.107) Werden langsam erhärtende Betone mit $r \leq 0,3$ verwendet (in der Regel bei dickeren Bauteilen), darf die Mindestbewehrung mit einem Faktor 0,85 verringert werden. Die Rahmenbedingungen der Anwendungsvoraussetzungen für die Bewehrungsverringern sind dann in den Ausführungsunterlagen festzulegen.

ANMERKUNG Kennwert für die Festigkeitsentwicklung des Betons $r = f_{cm2} / f_{cm28}$ nach DIN EN 206-1.

(NA.108) Für die horizontale Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite von Bauteilen der Unterbauten, die an bestehende Bauteile betoniert werden, ist eine Bemessung für die Kategorie, Stahlbetonbauteile, allgemein nach Tabelle 7.101DE bzw. Tabelle 7.102DE vorzunehmen. Mindestens ist jedoch die in 9.6.3 vorgesehene konstruktive Mindestbewehrung anzuordnen.

(NA.109)P Die maximalen Stababstände der Mindestbewehrung dürfen 200 mm nicht überschreiten. Der Stabdurchmesser muss größer oder gleich 10 mm sein.

(NA.110) An Arbeitsfugen ist keine die Fuge kreuzende Mindestbewehrung nach Gleichung (7.1) erforderlich, wenn die unter der seltenen Einwirkungskombination und ggf. unter den maßgebenden charakteristischen Werten der Vorspannung am Querschnittsrand ermittelten Betondruckspannungen σ_c vom Betrag her größer als 2 N/mm² sind.

Ist eine Mindestbewehrung erforderlich, sollte sie beidseits der Arbeitsfuge eine Länge entsprechend der Überbauhöhe h zuzüglich dem Grundwert der Verankerungslänge $l_{b,reqd}$, höchstens jedoch 4 m aufweisen.

Sofern kein genauerer Nachweis geführt wird, ist parallel zur Arbeitsfuge zur Aufnahme der Zugkräfte infolge Abfließens der Hydratationswärme und Schwindens diese Mindestbewehrung mit $k_c = 1$ zu bestimmen und im anbetonierten Teil auf einer Länge anzuordnen, die der Überbauhöhe h , höchstens jedoch 2 m, entspricht.

(NA.111) Aufgrund der Besonderheiten von Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen ist der Mittelwert des statisch bestimmten Anteils der Vorspannkraft mit dem Faktor 0,75 abzumindern. Diese pauschale Abminderung ersetzt auch die erhöhten Spannkraftverluste an Spanngliedkopplungen, die in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren festgelegt sind.

7.3.3 Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

NDP Zu 7.3.3 (101)

Es gelten die Empfehlungen der folgenden Absätze (2) bis (NA 9).

NDP Zu 7.3.3 (2)

Es wird ergänzt:

Es gelten Tabelle 7.2DE und 7.3N. Die Anmerkungen zu Tabelle 7.2N sowie die Gleichungen (7.6N) und (7.7N) gelten nicht.

Bei Bauteilen mit im Verbund liegenden Spanngliedern ist die Betonstahlspannung für die maßgebende Einwirkungskombination unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Betonstahl und Spannstahl nach Gleichung (NA.7.5.3) zu berechnen:

$$\sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4 \cdot f_{ct,eff} \left(\frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot}} \right) \quad (NA.7.5.3)$$

Dabei ist

σ_{s2} die Spannung im Betonstahl bzw. der Spannungszuwachs im Spannstahl im Zustand II für die maßgebende Einwirkungskombination unter Annahme eines starren Verbundes;

$\rho_{p,eff}$ der effektive Bewehrungsgrad unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten nach Gleichung (7.10);

ρ_{tot} der geometrische Bewehrungsgrad:

$$\rho_{tot} = (A_s + A_p) / A_{c,eff} \quad (NA.7.5.4)$$

Dabei ist

A_s die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung, siehe Legende zu Gleichung (7.1);

A_p die Querschnittsfläche der Spannglieder, die im Wirkungsbereich $A_{c,eff}$ der Bewehrung liegen;

$A_{c,eff}$ der Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1, im Allgemeinen darf $h_{c,ef} = 2,5d_1$ (konstant) verwendet werden;

$f_{ct,eff}$ die wirksame Betonzugfestigkeit nach NCI zu 7.3.2 (2).

Tabelle 7.2DE — Grenzdurchmesser bei Betonstählen

	Grenzdurchmesser bei Betonstählen ϕ_s^{*a} mm		
σ_s^b N/mm ²	w_k		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

^a Die Werte der Tabelle 7.2DE basieren auf den folgenden Annahmen:
Grenzwerte der Gleichungen (7.9) und (7.11) mit $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ und $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$:

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \frac{3,48 \cdot 10^6}{\phi_s^*}}$$

^b unter der maßgebenden Einwirkungskombination.

Mindestbewehrung, Rissmoment, Biegung nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.6DE)$$

Mindestbewehrung zentrischer Zug nach 7.3.2:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_{cr}}{8(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.7DE)$$

Lastbeanspruchung:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4(h-d) \cdot b \cdot 2,9} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (7.7.1DE)$$

Dabei ist

σ_s die Betonstahlspannung im Zustand II; bei Spanngliedern im Verbund nach Gleichung (NA.7.5.3).

NCI Zu 7.3.3

(NA.6)P Bei Stabbündeln ist anstelle des Stabdurchmessers der n -Einzelstäbe der Vergleichsdurchmesser des Stabbündels $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n}$ anzusetzen.

(NA.7) Werden in einem Querschnitt Stäbe mit unterschiedlichen Durchmessern verwendet, darf ein mittlerer Stabdurchmesser $\phi_m = \Sigma \phi_i^2 / \Sigma \phi_i$ angesetzt werden.

(NA.9) Die Begrenzung der Schubrissbreite darf ohne weiteren Nachweis als sichergestellt angenommen werden, wenn die Bewehrungsregeln nach 8.5 und die Konstruktionsregeln nach 9.2.2 und 9.2.3 eingehalten sind.

7.3.4 Berechnung der Rissbreite

NDP Zu 7.3.4 (101)

Absatz (101) ist wie folgt zu ersetzen:

(NA.101): Die charakteristische Rissbreite w_k darf wie folgt ermittelt werden:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

Dabei ist

$s_{r,max}$ der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild;

ε_{sm} die mittlere Dehnung der Bewehrung unter der maßgebenden Einwirkungskombination, einschließlich der Auswirkungen aufgebrachtter Verformungen und unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Es wird nur die zusätzliche, über die Nulldehnung hinausgehende, in gleicher Höhe auftretende Betonzugdehnung berücksichtigt;

ε_{cm} die mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen.

NCI Zu 7.3.4 (2)

Für Brücken ist stets der Faktor $k_t = 0,4$ anzunehmen.

Die wirksame Betonzugfestigkeit in Gleichung (7.9) entspricht $f_{ct,eff}$ nach 7.3.2 (102) (jedoch ohne Ansatz einer Mindestbetonzugfestigkeit).

In der Regel ist das Verbundkriechen zu berücksichtigen und $k_t = 0,4$ zu setzen.

Bei Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund ist σ_s nach 7.3.3 (2) zu berücksichtigen.

NDP Zu 7.3.4 (3)

$$k_1 \cdot k_2 = 1; k_3 = 0; k_4 = 1 / 3,6$$

Dabei darf $s_{r,max}$ nach Gleichung (7.11) mit

$$s_{r,max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}$$

begrenzt werden.

NCI zu 7.3.4 (5)

Absatz (5) ist nicht anzuwenden.

NCI zu 7.4.3 (1)P

ANMERKUNG Für Straßenbrücken sind entsprechende Regeln in den ZTV-Ing enthalten; für Eisenbahnbrücken in DIN EN 1991-2 bzw. RIL 804.

NA.7.105 Begrenzung der Schwingungen und dynamischen Einflüsse**NA.7.105.1 Grundlagen**

(NA.101)P Unter den dynamischen Einflüssen aus Straßenverkehr, Eisenbahnverkehr, Fußgängern, Radfahrern und Wind muss eine Brücke die Anforderungen an die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung einer möglichen Beeinträchtigung der Nutzungsbedingungen erfüllen.

(NA.102) Die dynamischen Einflüsse aus Wind werden in diesem Abschnitt nicht behandelt, sollten aber für Tragwerke wie z.B. Schrägkabelbrücken berücksichtigt werden.

(NA.103) Zusätzlich zu den dynamischen Wirkungen aus Verkehr und Wind auf die ganze Brücke sollten örtliche Einflüsse auf schlanke Bauwerksteile, wie große seitliche Auskragungen, untersucht werden.

NA.7.105.2 Straßenbrücken

(NA.101) Nachweise zur Begrenzung von Schwingungen sind im Allgemeinen nicht notwendig.

NA.7.105.3 Eisenbahnbrücken

(NA.101) Für die Nachweise wird auf DIN EN 1990:2012-12, Anhang A.2, sowie RIL 804 verwiesen.

NA.7.105.4 Geh- und Radwegbrücken**NA.7.105.4.1 Grundlagen**

(NA.101)P Bemessungsziel im Hinblick auf das Schwingungsverhalten von Geh- und Radwegbrücken muss im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit das Vermeiden einer möglichen Beeinträchtigung der Nutzungsbedingungen sein.

(NA.102) Im Falle $f_0 \leq 5$ Hz darf bei einer maximalen Beschleunigung von

$$0,5 \sqrt{f_0} \text{ in m/s}^2$$

davon ausgegangen werden, dass eine Beeinträchtigung der Nutzungsbedingungen nicht auftreten wird.

Dabei ist

f_0 die Grundfrequenz der unbelasteten Brücke in Hz (1/s).

(NA.103)P Grund- und Oberfrequenzen im Bereich von 1,6 Hz bis 2,4 Hz sind zu vermeiden. Bei Bauwerken mit verhältnismäßig geringer Steifigkeit und Dämpfung sind vorsichtshalber auch Grund- und Oberfrequenzen im Bereich bis 4,5 Hz zu vermeiden. Liegt die erste Eigenfrequenz über 5 Hz, darf davon ausgegangen werden, dass der Grenzzustand hinsichtlich einer Begrenzung der Schwingungen eingehalten wird.

NA.7.105.4.2 Erste Eigenfrequenz

(NA.101) Die erste Eigenfrequenz f_0 sollte unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts und des dynamischen Kurzzeit-Elastizitätsmoduls für den Beton berechnet werden.

(NA.102) Sofern zutreffend, sollte die Steifigkeit von Ausbauteilen, wie z. B. der Geländer, berücksichtigt werden, wenn diese zur Gesamtbiegesteifigkeit des Überbaus beitragen.

NA.7.105.4.3 Beschleunigung

(NA.101) Die maximale vertikale Beschleunigung sollte unter der Annahme berechnet werden, dass die durch einen Fußgänger (Radfahrer) hervorgerufene Einwirkung durch eine pulsierende Einzellast F dargestellt wird, die sich über das Mittelfeld des Überbaus mit einer konstanten Geschwindigkeit wie folgt bewegt:

$$F = 180 \cdot \sin(2\pi \cdot f_0 \cdot t) \text{ in N} \quad (\text{NA.7.105.1})$$

$$v = 0,9 f_0 \quad (\text{NA.7.105.2})$$

Dabei ist

t die Zeit in Sekunden;

v die Geschwindigkeit in Meter durch Sekunde.

(NA.102) Für Werte von f_0 , die größer als 4 Hz sind, darf die berechnete maximale Beschleunigung um einen Betrag verringert werden, der linear von Null für 4 Hz auf 70 % für 5 Hz zunimmt.

8 Allgemeine Bewehrungsregeln

8.1 Allgemeines

NCI Zu 8.1 (1)P

Absatz (1)P ist in Deutschland nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.101)P Für Brücken gelten die in diesen Abschnitt aufgeführten Regeln für Betonstahl und Spannstahl

- auch unter nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen;
- nur bei Verwendung von geripptem Betonstahl, (keine Betonstahlmatten);
- nur bei Verwendung von $\phi \geq 10$ mm;
- bei Verwendung von $\phi > 32$ mm mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde.

NCI zu 8.1 (3)

Absatz (3) ist in Deutschland nicht anzuwenden.

8.2 Stababstände von Betonstählen

NDP Zu 8.2 (2)

$$k_1 = 1$$

$$k_2 = 0 \quad \text{für } d_g \leq 16 \text{ mm}$$

$$k_2 = 5 \quad \text{für } d_g > 16 \text{ mm}$$

8.3 Biegen von Betonstählen

NDP Zu 8.3 (2)

Es gilt Tabelle 8.101DE.

Tabelle 8.101DE — Mindest-Biegerollendurchmesser D_{\min} für Stäbe

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel		Mindestwerte der Biegerollendurchmesser für Schrägstäbe oder andere gebogene Stäbe		
Stabdurchmesser mm		Mindestwerte der Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene		
$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	> 100 mm und $> 7\phi$	> 50 mm und $> 3\phi$	≤ 50 mm oder $\leq 3\phi$
4ϕ	7ϕ	10ϕ	15ϕ	20ϕ

NCI zu 8.3 (3), Gleichung (8.1)

Für Brücken ist $f_{cd} \leq C50/60$ anzunehmen.

NCI Zu 8.3

(NA.4)P Beim Hin- und Zurückbiegen gelten die Absätze (NA.5)P bis (NA.7)P.

(NA.5)P Beim Kaltbiegen von Betonstählen sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

- Der Stabdurchmesser darf maximal $\phi = 14 \text{ mm}$ sein. Ein Mehrfachbiegen (wiederholtes Hin- und Zurückbiegen an derselben Stelle) ist nicht zulässig.
- Bei vorwiegend ruhenden Einwirkungen muss der Biegerollendurchmesser beim Hinbiegen mindestens $D_{\min} = 6\phi$ betragen. Die Bewehrung darf im GZT höchstens zu 80 % ausgenutzt werden.
- Bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung muss der Biegerollendurchmesser beim Hinbiegen mindestens 15ϕ betragen. Die Schwingbreite der Stahlspannung darf 50 N/mm^2 nicht überschreiten.
- Im Bereich der Rückbiegestelle ist die Querkraft auf $0,30V_{\text{Rd,max}}$ bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung senkrecht zur Bauteilachse und $0,20V_{\text{Rd,max}}$ bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung in einem Winkel $\alpha < 90^\circ$ zur Bauteilachse zu begrenzen. Dabei darf $V_{\text{Rd,max}}$ nach 6.2.3 vereinfachend mit $\theta = 40^\circ$ ermittelt werden.

(NA.6)P Beim Warmbiegen von Betonstählen sind die folgenden Bedingungen einzuhalten:

- Wird Betonstahl B500 bei der Verarbeitung warm gebogen ($\geq 500^\circ\text{C}$), so darf er nur mit einer Streckgrenze von $f_{yk} = 250 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung gestellt werden.
- Bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen darf die Schwingbreite der Stahlspannung 50 N/mm^2 nicht überschreiten.

(NA.7)P Verwahrkästen für Bewehrungsanschlüsse sind so auszubilden, dass sie weder die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts noch den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen.

ANMERKUNG Einzelheiten der technischen Ausführung sind z. B. im DBV-Merkblatt „Rückbiegen von Betonstahl und Anforderungen an Verwahrkästen“ enthalten.

8.4 Verankerung der Längsbewehrung

NCI zu 8.4.1 (1)P

8.4.1 (1)P ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.101)P Im Verankerungsbereich von Bewehrungsstäben müssen die infolge einer Sprengwirkung auftretenden örtlichen Querzugspannungen im Beton durch Querbewehrung aufgenommen werden.

(NA.101.1) Die Anforderung nach Anwendungsregel (NA.101)P gilt als erfüllt, wenn

- konstruktive Maßnahmen oder andere günstige Einflüsse (z. B. Querdruck) ein Spalten des Betons verhindern,
- die nach Abschnitt 9 mindestens erforderlichen Bügel (bei Balken oder Stützen) oder Querbewehrungen (bei Platten oder Wänden) angeordnet werden.

NCI Zu 8.4.1 (2), Bild 8.1 e)

Der Grundwert der Verankerungslänge darf bei gebogenen Bewehrungsstäben nur dann über die Krümmung nach Bild 8.1a) gemessen werden, wenn der größere Biegerollendurchmesser nach Tabelle 8.101DE für Schrägstäbe und gebogene Stäbe eingehalten ist. Für gebogene Stäbe mit einem kleineren Biegerollendurchmesser (Haken, Winkelhaken, Schlaufen) ist die Ersatzverankerungslänge $l_{b,eq}$ nach Bild 8.1b) bis 8.1d) zu verwenden.

Schweißverbindungen sind als tragende Verbindungen auszuführen (z. B. in Bild 8.1e).

In Brückenüberbauten und Unterbauten mit ermüdungswirksamer Beanspruchung sind Verankerungsarten mit angeschweißten Querstäben nicht zulässig.

NCI Zu 8.4.1 (3)

Für die Verankerung von Druckbewehrungen sind Schlaufen ebenfalls nicht zulässig.

NCI Zu 8.4.1 (4)

ANMERKUNG Einem Abplatzen des Betons oder einer Zerstörung des Betongefüges kann vorgebeugt werden, indem eine Konzentration von Verankerungen vermieden wird.

NCI Zu 8.4.1 (5)

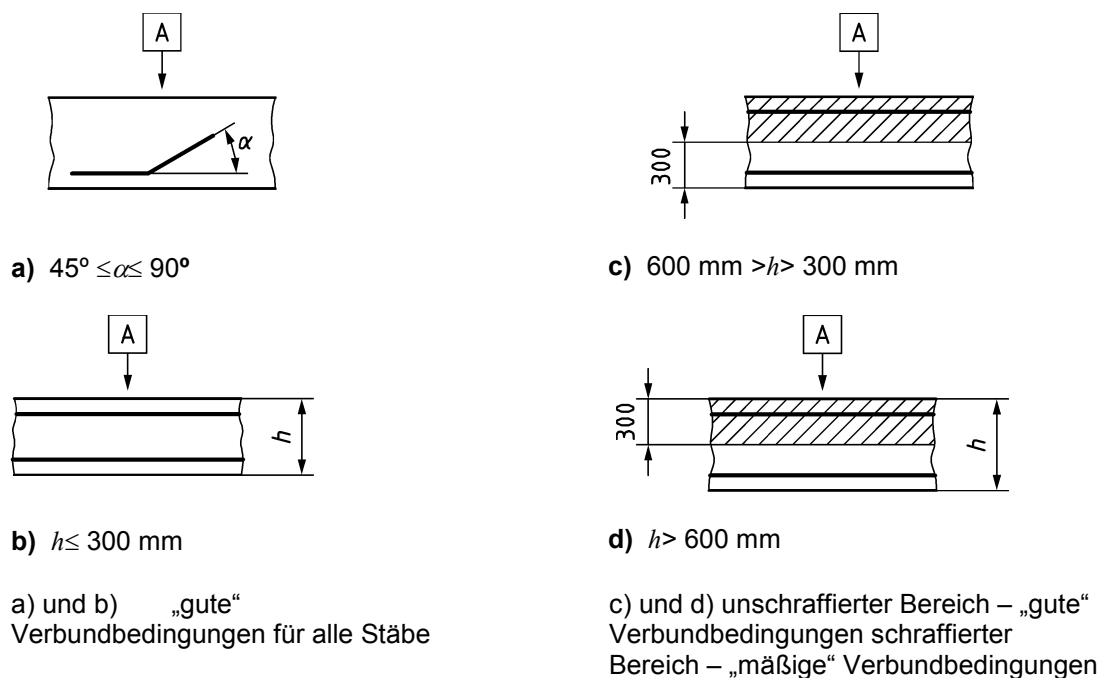
Sofern rechnerisch nicht nachweisbar, sind Ankerkörper durch Zulassungen zu regeln.

NCI Zu 8.4.2 (2)

ANMERKUNG Für f_{ctd} darf hier nach NDP zu 3.1.6 (2) $1,0 \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ eingesetzt werden.

NCI Zu 8.4.2, Bild 8.2

Das Bild 8.2 wird durch Bild 8.102DE ersetzt.



Legende

Betonierrichtung

Bild 8.102DE — Verbundbedingungen

Der gute Verbundbereich darf auch für liegend gefertigte stabförmige Bauteile (z. B. Stützen) angenommen werden, die mit einem Außenrüttler verdichtet werden und deren äußere Querschnittsabmessungen 500 mm nicht überschreiten.

NCI Zu 8.4.3 (3)

Die gerade Vorlänge (Abstand zwischen Beginn der Verankerungslänge und Beginn der Krümmung) sollte z. B. in Rahmenecken ausreichend lang sein (z. B. $0,5/l_{bd}$, mit $\alpha_1 = 1,0$).

NCI Zu 8.4.3 (4)

Der Absatz 8.4.3 (4) ist für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

NCI Zu 8.4.4 (1), Bild 8.3

ANMERKUNG Bei Übergreifungsstößen gerader Stäbe nach Bild 8.3a) darf die Betondeckung orthogonal zur Stoßebene unberücksichtigt bleiben, d.h. $c_d = \min \{a/2; c_1\}$.

NCI Zu 8.4.4 (1), Gleichung (8.6)

Gleichung (8.6): Bei $l_{b,min}$ darf auch α_1 und α_4 berücksichtigt werden. Der Mindestwert 10ϕ darf bei direkter Lagerung auf $6,7\phi$ reduziert werden. Dabei ist $l_{b,rqd}$ nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$ zu ermitteln.

NCI Zu 8.4.4 (2)

- $l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ für Haken, Winkelhaken und Schlaufen mit mindestens einem angeschweißten Querstab innerhalb von $l_{b,rqd}$ vor Krümmungsbeginn
- $l_{b,eq} = 0,5 \cdot l_{b,rqd}$ für gerade Stabenden mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb $l_{b,rqd}$ (Stababstand $s < 100$ mm und $\geq 5\phi$ und ≥ 50 mm), jedoch nur zulässig bei Einzelstäben mit $\phi \leq 16$ mm und bei Doppelstäben mit $\phi \leq 12$ mm

Grundsätzlich gilt $l_{b,eq} \geq l_{b,min}$.

Wenn wegen Querkzugspannungen der Beiwert $\alpha_5 > 1,0$ anzusetzen ist, muss dieser bei der Ermittlung der Ersatzverankerungslänge zusätzlich berücksichtigt werden.

NCI Zu 8.4.4 (2), Tabelle 8.2

Bei Schlaufenverankerungen mit $c_d > 3\phi$ und mit Biegerollendurchmessern $D \geq 15\phi$ darf $\alpha_1 = 0,5$ angesetzt werden.

Der Beiwert α_2 ist mit $\alpha_2 = 1,0$ anzusetzen.

Bei direkter Lagerung darf $\alpha_5 = 2/3$ gesetzt werden.

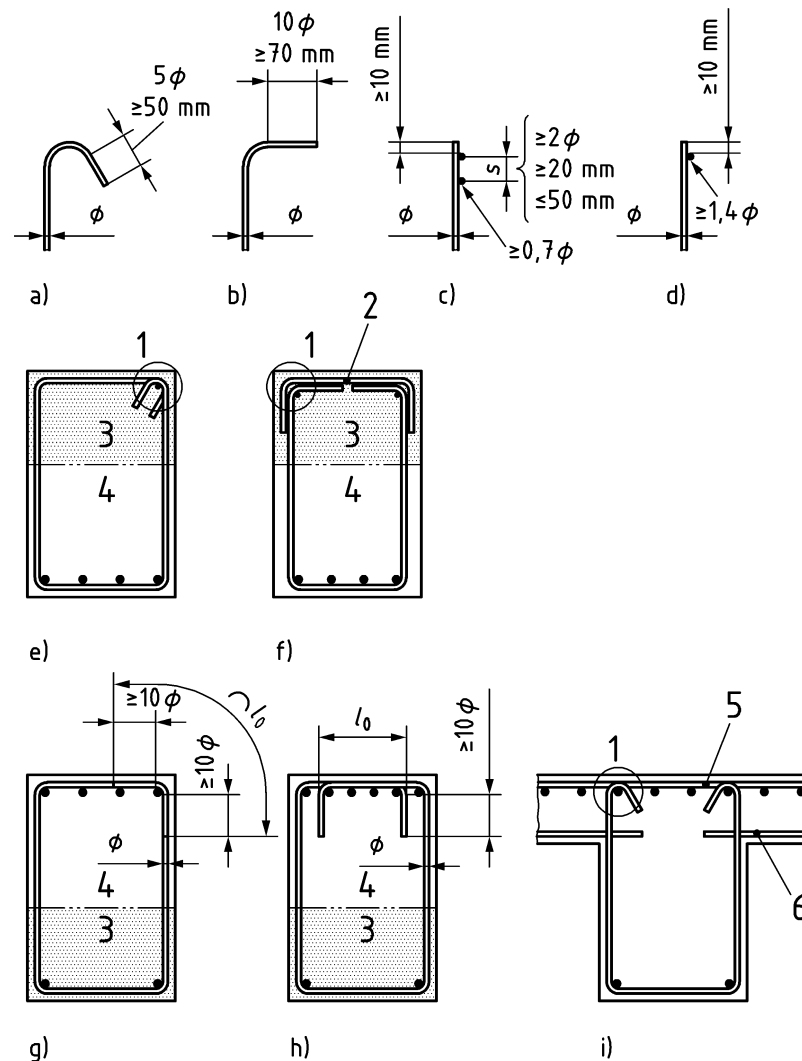
Falls eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte Betondeckung von mindestens 10ϕ vorhanden ist, darf $\alpha_5 = 2/3$ angenommen werden. Dies gilt nicht für Übergreifungsstöße mit einem Achsabstand der Stöße von $s \leq 10\phi$.

Der Beiwert α_5 ist auf 1,5 zu erhöhen, wenn rechtwinklig zur Bewehrungsebene ein Querkzug vorhanden ist, der eine Rissbildung parallel zur Bewehrungsstabachse im Verankerungsbereich erwarten lässt. Wird die Breite der Risse parallel zu den Stäben auf $w_k \leq 0,2$ mm im GZG begrenzt, darf auf diese Erhöhung verzichtet werden.

ANMERKUNG Verankerungen mit gebogenen Druckstäben sind unzulässig (siehe NCI zu 8.4.1 (3)).

NCI Zu 8.5, Bild 8.5

Bild 8.5 wird durch Bild 8.5DE ersetzt.

**Legende**

- | | |
|--|---|
| 1 Verankerungselemente nach a) bzw. b) | a) Haken |
| 2 Kappenbügel | b) Winkelhaken |
| 3 Betondruckzone | c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben |
| 4 Betonzugzone | d) gerade Stabenden mit einem angeschweißten Querstab |
| 5 obere Querbewehrung | e) und f) Schließen in der Druckzone |
| 6 untere Bewehrung der anschließenden Platte | g) und h) Schließen in der Zugzone (l_0 mit $\alpha_1 = 0,7$ nach Tabelle 8.2 mit Haken oder Winkelhaken am Bügelende) |
| | i) Schließen bei Plattenbalken im Bereich der Platte |

ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als 3ϕ oder 50 mm betragen.**Bild 8.5DE — Verankerung und Schließen von Bügeln**

NCI zu 8.5 (2)

Die Verankerungen von Bügeln nach Bild 8.5DE c) und d) nicht anzuwenden.

NCI Zu 8.5

(NA.3)P Bei Balken sind die Bügel in der Druckzone nach Bild 8.5DE e) oder Bild 8.5DE f), in der Zugzone nach Bild 8.5DE g) oder Bild 8.5DE h) zu schließen.

(NA.4) Bei Plattenbalken dürfen die für die Querkrafttragfähigkeit erforderlichen Bügel im Bereich der Platte mittels durchgehender Querstäbe nach Bild 8.5DE i) geschlossen werden, wenn der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq 2/3 V_{Rd,max}$ nach 6.2.3 beträgt.

NDP Zu 8.6 (2)

Ein Wert für F_{btd} darf nicht angesetzt werden.

$$F_{btd} = 0 \quad (8.8DE)$$

Dies gilt auch für Gleichung (8.9).

NCI Zu 8.6 (5)

Analog 8.6 (2) ist $F_{btd} = 0$ zu setzen.

$$F_{btd} = 0 \quad (8.9DE)$$

NCI Zu 8.7.1 (1)P

Mechanische Verbindungen sind durch Zulassungen zu regeln.

NCI Zu 8.7.2

(NA.5) Druckstäbe mit $\phi \geq 20$ mm dürfen in Stützen durch Kontaktstoß der Stabstirnflächen gestoßen werden, wenn sie beim Betonieren lotrecht stehen, die Stützen an beiden Enden unverschieblich gehalten sind und die gestoßenen Stäbe auch unter Berücksichtigung einer Beanspruchung nach 5.8 (Theorie II. Ordnung) zwischen den gehaltenen Stützenenden nur Druck erhalten. Der zulässige Stoßanteil beträgt dabei maximal 50 % und ist gleichmäßig über den Querschnitt zu verteilen. Die Querschnittsfläche der nicht gestoßenen Bewehrung muss mindestens 0,8 % des statisch erforderlichen Betonquerschnitts betragen. Die Stöße sind in den äußeren Vierteln der Stützenlänge anzuordnen. Der Längsversatz der Stöße muss mindestens $1,3 l_{b,rqd}$ betragen ($l_{b,rqd}$ nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$). Die Stabstirnflächen müssen rechtwinklig zur Längsachse hergestellt und entgratet sein. Ihr mittiger Sitz ist durch eine feste Führung zu sichern, die die Stoßfuge vor dem Betonieren teilweise sichtbar lässt.

NCI Zu 8.7.3 (1)

Die Definition für α_6 ist nicht anzuwenden. Statt Tabelle 8.3 ist in Deutschland Tabelle 8.3DE anzuwenden. Die Werte für α_6 sind in Tabelle 8.3DE enthalten. In Gleichung (8.11) ist $l_{b,rqd}$ nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$ zu ermitteln.

Bild 8.8 gilt nicht. Für die Bestimmung des Stoßanteils gilt Bild 8.7.

Gleichung (8.11): Bei $l_{0,min}$ darf neben α_6 auch α_1 berücksichtigt werden.

Tabelle 8.3DE — Beiwert α_6

Stoß	Stab- ϕ	Stoßanteil einer Bewehrungslage	
		$\leq 33 \%$	$> 33 \%$
Zug	$< 16 \text{ mm}$	1,2 ^a	1,4 ^a
	$\geq 16 \text{ mm}$	1,4 ^a	2,0 ^b
Druck	alle	1,0	1,0
Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ (Bild 8.7) und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ (Bild 8.3) eingehalten werden, darf der Beiwert α_6 reduziert werden auf:			
a $\alpha_6 = 1,0$			
b $\alpha_6 = 1,4$			

NCI Zu 8.7.4.1 (3)

Zusätzlich gilt:

In flächenartigen Bauteilen muss die Querbewehrung ebenfalls bügelartig ausgebildet werden, falls $a \leq 5\phi$ ist; sie darf jedoch auch gerade sein, wenn die Übergreifungslänge um 30 % erhöht wird.

Sofern der Abstand der Stoßmitten benachbarter Stöße mit geraden Stabenden in Längsrichtung etwa $0,5l_0$ beträgt, ist kein bügelartiges Umfassen der Längsbewehrung erforderlich.

Werden bei einer mehrlagigen Bewehrung mehr als 50 % des Querschnitts der einzelnen Lagen in einem Schnitt gestoßen, sind die Übergreifungsstöße durch Bügel zu umschließen, die für die Kraft aller gestoßenen Stäbe zu bemessen sind.

NCI Zu 8.7.5

Der Abschnitt 8.7.5 ist bei Betonbrücken im Allgemeinen nicht anzuwenden.

NDP Zu 8.8 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\phi_{\text{large}} = 32 \text{ mm}$.

Stäbe mit $\phi > 32 \text{ mm}$ dürfen nur in Bauteilen mit einer Mindestdicke von 15ϕ und der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60 eingesetzt werden.

Bei überwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen darf hiervon abgewichen werden, wenn die Bedingungen nach 8.4, 8.7 und 9.5 eingehalten sind.

Die Verwendung von Stabdurchmessern $\phi > 40 \text{ mm}$ wird durch Zulassungen geregelt.

NCI Zu 8.8 (4)

Stöße dürfen nur mittels mechanischer Verbindungen oder als geschweißte Stöße ausgeführt werden. Übergreifungsstöße sind nur in überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen zulässig, wenn maximal 50 % der Stäbe in einem Schnitt gestoßen werden. Stöße gelten dabei als längsversetzt, wenn der Längsabstand der Stoßmitten mindestens $1,5l_0$ beträgt.

NCI Zu 8.8

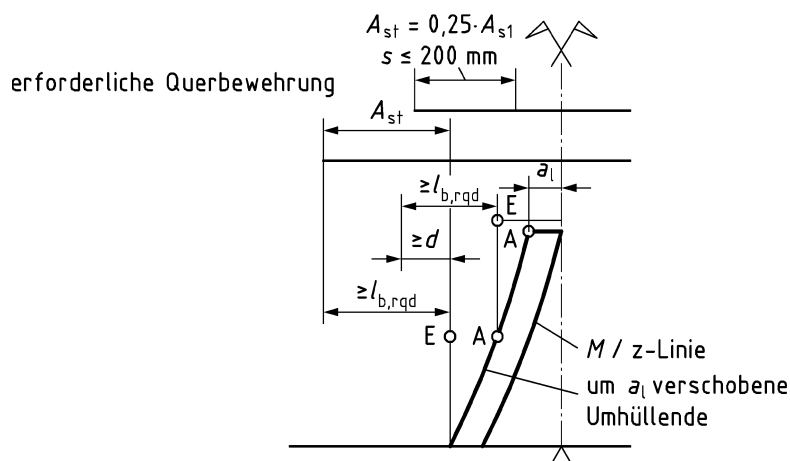
(NA.9)P Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach 6.2.2 und der Torsionstragfähigkeit nach 6.3 ist der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ mit dem Faktor 0,9 zu multiplizieren.

(NA.10)P Die Bauteile müssen direkt gelagert sein (siehe 1.5.2.26), so dass die Auflagerkraft normal zum unteren Bauteilrand mit Druckspannungen eingetragen wird.

(NA.11) Gerade oder kreisförmig gekrümmte Stäbe dürfen verwendet werden, wenn der Mindestbiegerollendurchmesser $D_{min} = 1,00$ m eingehalten wird.

(NA.12)P In biegebeanspruchten Bauteilen ist die zur Aufnahme der Stützmomente angeordnete Bewehrung im Bereich rechnerischer Betondruckspannungen zu verankern.

(NA.13)P Zur Verankerung gerader Stäbe ist das Grundmaß $l_{b,rqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$) erforderlich. Die ersten endenden Stäbe müssen jedoch mindestens um das Maß d über den Nullpunkt der Zugkraftlinie hinausgeführt werden (siehe Bild NA.8.11.1). Die Anzahl der in einem Schnitt endenden Stäbe ergibt sich aus der Zugkraftdeckung nach 9.2.1.3. Als längsversetzt gelten Stäbe mit einem Abstand $\geq l_{b,rqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$).

**Legende**

A rechnerischer Anfangspunkt

E rechnerischer Endpunkt

a_l Versatzmaß

d statische Nutzhöhe

A_{s1} Fläche eines Längsstabes

A_{st} entspricht A_{sh}

Bild NA.8.11.1 — Verankerung von geraden Stäben $\phi > 32$ mm im Stützbereich

(NA.14) In massigen Bauteilen mit $h \geq 800$ mm darf die Bewehrung gestaffelt werden. Die Anzahl der in einem Schnitt endenden Stäbe ergibt sich aus der Zugkraftdeckung nach 9.2.1.3. Als längsversetzt gelten Stabenden mit einem Abstand größer $0,5l_{b,rqd}$ (nach Gleichung (8.3) mit $\sigma_{sd} = f_{yd}$). Es dürfen nur innenliegende Stäbe vor dem Auflager enden. Der über das Auflager zu führende Prozentsatz der Längsbewehrung muss Absatz (1) entsprechen.

(NA.15)P Zur Verbundsicherung ist über die ganze Länge der Bewehrung eine Zusatzbewehrung anzuordnen und im Bauteilinneren so zu verankern, dass jeweils maximal drei Stäbe von einem Bügel umfasst werden (siehe Bild NA.8.11.2). Der Bügelquerschnitt muss dabei $A_{sw} = 0,1A_s$ (cm^2/m und Stab) und der Abstand $s_w \leq 200$ mm sein.

Bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung gilt diese Bedingung als eingehalten, wenn mindestens 50 % der erforderlichen Querkraftbewehrung in Form von Bügeln angeordnet wird.

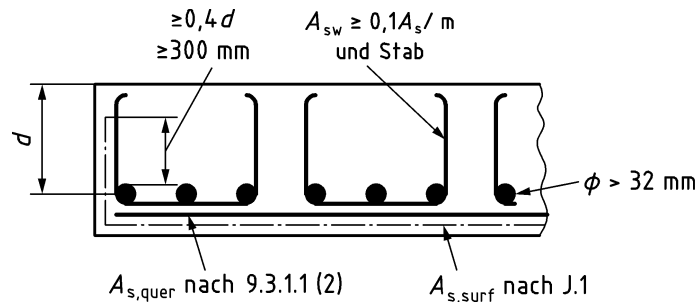


Bild NA.8.11.2 — Zusatzbewehrung zur Verbundsicherung von geraden Stäben $\phi > 32$ mm

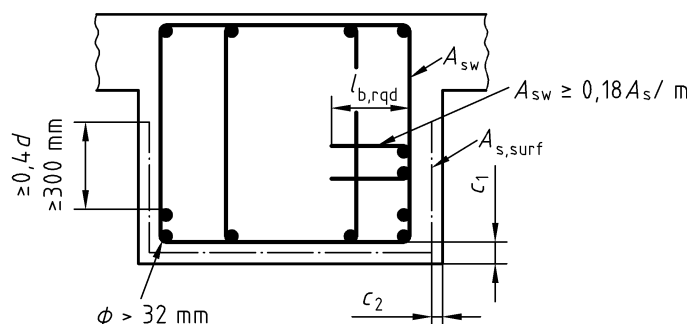
(NA.16) Liegt die erforderliche Querbewehrung $A_{st} = 0,25A_s$ mindestens zu 50 % außen, wird der horizontale Anteil $A_{st} \geq 0,1A_s$ cm^2/m der Bewehrung zur Verbundsicherung abgedeckt. Die Oberflächenbewehrung darf dabei angerechnet werden.

(NA.17)P Zur Verbundsicherung ist in Querrichtung eine zusätzliche Bewehrung von $0,1A_s$ [cm^2/m] über die gesamte Balkenlänge erforderlich. Diese muss die Zugbewehrung umschließen und im Balkensteg verankert werden. Die Querstäbe der Oberflächenbewehrung nach Anhang J.1 dürfen dafür herangezogen werden.

(NA.18)P Jeder zweite Längsstab muss von einem Bügelschenkel gehalten werden, der im Bauteilinneren verankert ist. Diese Längsstäbe sind in den Bügelecken anzuordnen.

(NA.19) In plattenartigen Bauteilen mit mehrlagiger Bewehrung ist die erforderliche Querbewehrung möglichst gleichmäßig zwischen den einzelnen Stablagen zu verteilen.

(NA.20)P Bei Balken und Platten mit mehrlagiger Bewehrung sind ab der dritten Lage die an den Stegseiten angeordneten Stäbe gegen seitliches Ausbrechen durch eine entsprechende Bewehrung zu sichern. Diese kann aus Steckbügeln bestehen, welche die Randstäbe von mindestens zwei Lagen in das Bauteilinnere verankern. Der Querschnitt der Steckbügel muss mindestens $0,18A_{sl}$ cm^2/m , bezogen auf einen in das Bauteilinnere geführten Schenkel betragen (siehe Bild NA.8.11.3).



Legende

- c_1 Betondeckung der Längsbewehrung A_s
- c_2 Betondeckung der Oberflächenbewehrung $A_{s,surf}$
- $A_{s,surf}$ nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, J.1

Bild NA.8.11.3 — Balken und Anordnung von Steckbügeln bei mehrlagiger Bewehrung $\phi > 32$ mm

(NA.21)P Bei Druckgliedern muss der Bügelabstand $s_w \leq h_{\min} / 2 \leq 300$ mm betragen (mit h_{\min} die kleinste Querschnittsabmessung).

(NA.22) Für das Schweißen an der Bewehrung sind stets vorgezogene Arbeitsprüfungen nach DIN EN ISO 17660-1:2006-12, Abschnitte 11 und 12 erforderlich, die von einer für die Überwachung von Betonstählen anerkannten Stelle geprüft werden müssen.

8.9 Stabbündel

8.9.1 Allgemeines

NDP Zu 8.9.1 (101)

Für Brücken dürfen Stabbündel nur in Unterbauten und mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde verwendet werden.

Die Durchmesser der Einzelstäbe dürfen $\phi = 28$ mm nicht überschreiten.

NCI Zu 8.9.1 (2)

Für Brücken gilt $n_b \leq 3$ und in Gleichung (8.14) $\phi_n \leq 36$ mm bei Bauteilen mit überwiegender Zugbeanspruchung.

NCI Zu 8.9.2 (3)

Auf die Bügel darf verzichtet werden, wenn der Spitzendruck durch andere Maßnahmen (z. B. Anordnung der Stabenden innerhalb einer Deckenscheibe) aufgenommen wird; in diesem Fall ist ein Bügel außerhalb des Verankerungsbereichs anzuordnen.

8.10 Spannglieder

NCI Zu 8.10.1.1 (1)P

Zwischen im Verbund liegenden Spanngliedern und verzinkten Einbauteilen oder verzinkter Bewehrung müssen mindestens 20 mm Beton vorhanden sein; außerdem darf keine metallische Verbindung bestehen.

NCI Zu 8.10.1.1

(NA.2)P Die nachfolgenden Regeln gelten, sofern in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen keine anderen Werte gefordert werden.

(NA.3) Die lichten Mindestabstände zwischen den Hüllrohren nach 8.10.1.3 (3) gelten sowohl für Spannglieder im nachträglichen Verbund als auch für intern geführte Spannglieder ohne Verbund.

NCI Zu 8.10.1.2 (1)

Eine Unterschreitung der Mindestabstände nach Bild 8.14 ist nur im Rahmen einer Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall zulässig.

Für Vorspannung mit sofortigem Verbund ist die Verwendung von glatten Drähten nicht zulässig.

NCI Zu 8.10.1.2

(NA.3) Spannglieder aus gezogenen Drähten oder Litzen dürfen nach dem Spannen umgelenkt werden oder im umgelenkten Zustand vorgespannt werden, wenn sie dabei im Bereich der Krümmung keine Schädigung erfahren und das Verhältnis aus Biegeradius und Spannglieddurchmesser min. 15 beträgt. Zwischen Spanngliedern und Einbauteilen (z. B. Ausläufen) ist ein lichter Abstand von mindestens 10 cm einzuhalten.

NCI zu 8.10.1.3 (1)

Je Steg ist mindestens eine Rüttellücke anzuordnen. Mehr als drei Spannglieder dürfen nicht ohne Rüttellücke nebeneinander verlegt werden. Die Breite der Rüttellücke muss mindestens 10 cm betragen, bei Trägern mit mehr als 2 m Höhe oder bei mehrlagiger Anordnung der Spannglieder muss die Breite zusätzlich auf den Durchmesser der Fallrohre bzw. des Pumpenschlauches abgestimmt sein. Zwischen Spanngliedern und Einbauteilen (z.B. Ausläufen) ist ein lichter Abstand von mindestens 10 cm einzuhalten.

NCI zu 8.10.1.3 (2)

(2) wird ersetzt durch:

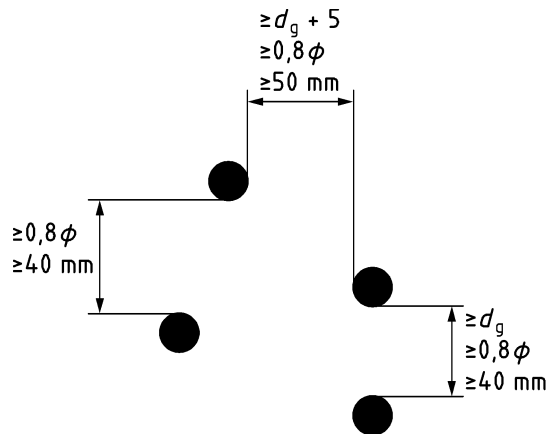
(NA.102) Spanngliedbündel sind bei Brücken nicht zugelassen.

NCI zu 8.10.1.3 (3)

Für Brücken ist mindestens der 0,8-fache Hüllrohraußendurchmesser als lichter Abstand einzuhalten.

NCI zu Bild 8.15

Bild wird ersetzt durch Bild 8.15DE.



ANMERKUNG Dabei sind ϕ der Durchmesser des Hüllrohrs für den nachträglichen Verbund und d_g der Durchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung.

Bild 8.15DE — Lichter Mindestabstand zwischen Hüllrohren

NCI Zu 8.10.2.1 (1)

Im Verankerungsbereich ist eine enge Querbewehrung zur Aufnahme der aus den Verankerungskräften hervorgerufenen Spaltzugkräfte anzuordnen.

NCI Zu 8.10.2.1

(NA.2)P Die nachfolgenden Regeln gelten, sofern in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen keine anderen Werte gefordert werden.

NCI zu 8.10.2.2 (1)

Die Verbundspannung beim Absetzen der Spannkraft f_{bpt} nach Gleichung (8.15) gilt nur für übliche (nicht verdichtete) Litzen mit einer Querschnittsfläche $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$.

Für profilierte Drähte mit $\phi \leq 8 \text{ mm}$ und Litzen ist $\eta_{p1} = 2,85$ anzusetzen.

ANMERKUNG Es gilt $\alpha_{ct} = 0,85$.

NCI Zu 8.10.2.2 (5)

ANMERKUNG Zur Begründung siehe DAfStb-Heft 600.

NCI Zu 8.10.2.3 (1)

Überschreiten die Betonzugspannungen den Wert $f_{ctk;0,05}$, ist nachzuweisen, dass die vorhandene Zugkraftlinie die Zugkraftdeckungsline aus der Zugkraft von Spannstahl und Betonstahl nicht überschreitet.

Die in der Entfernung x vom Bauteilende zu verankernde Kraft $F_{Ed}(x)$ beträgt:

$$F_{Ed}(x) = M_{Ed}(x) / z + 0,5 \cdot V_{Ed}(x) \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (\text{NA.8.19.1})$$

Dabei ist

- $M_{Ed}(x)$ der Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments an der Stelle x ;
- z der innere Hebelarm nach 6.2.3 (1);
- $V_{Ed}(x)$ der Bemessungswert der zugehörigen aufzunehmenden Querkraft an der Stelle x ;
- θ der Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteillängsachse; für Bauteile ohne Querkraftbewehrung gilt $\cot \theta = 3,0$ und $\cot \alpha = 0$;
- α der Winkel zwischen der Querkraftbewehrung und der Bauteilachse.

Bei der Ermittlung der vom Spannstahl aufzunehmenden Verankerungskraft ist die Rissbildung zu berücksichtigen.

NCI Zu 8.10.2.3 (2)

Die Verbundspannung f_{bpd} nach Gleichung (8.20) gilt nur für nicht verdichtete Litzen mit einer Querschnittsfläche $\leq 100 \text{ mm}^2$.

Für 7-drähtige Litzen darf abweichend auch $\eta_{p2} = 1,4$ angesetzt werden.

NCI Zu 8.10.2.3 (3)

Der Absatz 8.10.2.3 (3) ist für DIN EN 1992-2 nicht relevant.

NCI Zu 8.10.2.3 (4)

Gleichung (8.21) gilt bei Rissbildung außerhalb der Übertragungslänge l_{pt} .

Bei Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} ist die Verankerungslänge wie folgt zu ermitteln (siehe auch Bild 8.17bDE):

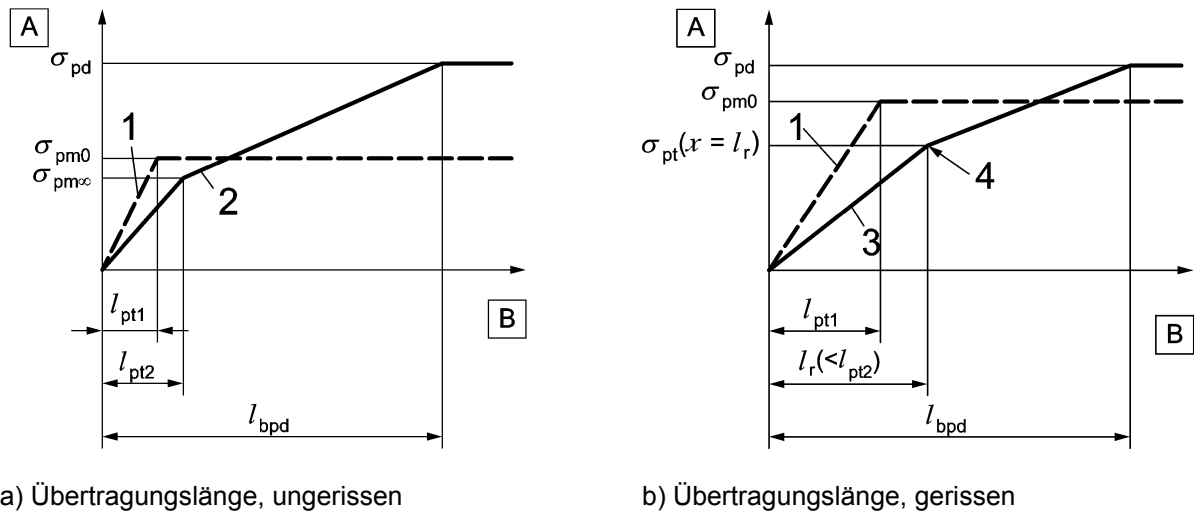
$$l_{bpd} = l_r + \alpha_2 \cdot \phi \cdot [\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)] / f_{bpd} \quad (\text{NA.8.21.1})$$

Dabei ist

- l_r die Länge des ungerissenen Verankerungsbereichs.

NCI Zu 8.10.2.3, Bild 8.17

Bild 8.17 wird durch Bild 8.17.DE ersetzt.

**Legende**

- | | |
|----------|--|
| A | Spannung im Spannglied |
| B | Abstand vom Ende |
| 1 | beim Absetzen der Spannkraft |
| 2 | im GZT ohne Rissbildung in der Übertragungslänge |
| 3 | mit Rissbildung in der Übertragungslänge |
| 4 | Stelle des ersten Biegerisses |

Bild 8.17.DE — Spannungen im Verankerungsbereich von Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern im sofortigen Verbund

NCI Zu 8.10.2.3

(NA.7)P Bei zyklischer Beanspruchung nach 6.8.3 sind zusätzlich folgende Regeln zu beachten:

- Der rechnerische Erstriss darf frühestens 200 mm hinter dem Ende der Verankerungslänge l_{bpd} auftreten, um ein Verbundversagen auszuschließen.
- Für die Bestimmung der Übertragungslänge l_{pt} nach 8.10.2.2 ist f_{bpt} auf 80 % der Wertes für f_{bpt} nach Gleichung (8.15) zu begrenzen.
- Für die Bestimmung der Verankerungslänge l_{bpd} nach 8.10.2.3 ist f_{bpd} auf 80 % der Wertes für f_{bpd} nach Gleichung (8.20) zu begrenzen.
- Die rechnerische Verankerungslänge l_{bpd} muss frei von Rissen bleiben.

8.10.3 Verankerungsbereiche bei Spanngliedern mit nachträglichem oder ohne Verbund**NCI Zu 8.10.3 (1)**

Die Verankerung muss der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das verwendete Spannverfahren entsprechen.

Die im Verankerungsbereich erforderliche Spaltzug- und Zusatzbewehrung ist dieser Zulassung zu entnehmen.

NCI Zu 8.10.3 (4)

Absatz (104) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.104)P Spaltzugkräfte sind durch Bewehrung aufzunehmen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Bemessungswert der Vorspannkraft $P_d = \gamma_P \cdot P_{m0,max}$ (mit $\gamma_P = 1,35$) zugrunde zu legen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist P_{m0} anzusetzen. Zur Begrenzung der Rissbreiten sind, sofern kein genauere Nachweis geführt wird, die zul. Spannungen für den Betonstahl der Tabelle 7.2DE oder 7.3N zu entnehmen. Zusätzlich erforderliche Bewehrung im Bereich der Ankerplatten (Wendel- und Zulagebewehrung) ist den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen.

NCI Zu 8.10.3

(NA.6) Eine Bündelung interner Spannglieder ohne Verbund ist nur in Bereichen außerhalb der Verankerungsbereiche zulässig, wenn das Einbringen und Verdichten des Betons einwandfrei möglich und die Aufnahme der Umlenkkräfte sichergestellt ist.

NDP zu 8.10.3 (6)

Die Anmerkung wird in Deutschland nicht angewendet.

8.10.4 Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder**NCI Zu 8.10.4 (1)P**

Als Spezifikation darf nur die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Vorspannsystems verwendet werden.

NCI Zu 8.10.4 (2)P

Als Spezifikation darf nur die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Vorspannsystems verwendet werden.

NCI Zu 8.10.4 (105)P

Absatz (105) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.105)P In jedem Brückenquerschnitt müssen mindestens 30 % der Spannglieder ungestoßen durchgeführt werden.

Die Anordnung von Spanngliedkopplungen von mehr als 50 % in einem Querschnitt ist nur zulässig, wenn:

- eine durchlaufende Mindestbewehrung entsprechend (7.1) aus (7.3.2) vorhanden ist, oder
- mindestens eine bleibende Druckspannung von 3 N/mm^2 unter der häufigen Einwirkungskombination vorhanden ist, um örtliche Zugspannungen aufnehmen zu können.

Der Abstand der Koppelstellen von Spanngliedern, die nicht in einem Querschnitt gekoppelt werden, darf nicht kleiner als in Tabelle 8.101DE angegeben sein.

Tabelle 8101DE — Abstand der Koppelstellen

Bauteilhöhe h m	Abstand a m
$\leq 2,0$	$1,5 h$
$> 2,0$	3

NCI zu 8.10.4 (106)P

Absatz (106) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.106)P Bei quer vorgespannten Platten oder Fahrbahnplatten ist eine gleichmäßige Druckspannungsverteilung zu gewährleisten.

Eine gleichmäßige Druckspannungsverteilung kann erreicht werden, wenn jede zweite Spanngliedverankerung am Plattenrand angeordnet wird.

NCI zu 8.10.4 (107)P

Absatz (107) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.107)P Öffnungen und Nischen in der Oberseite der Fahrbahnplatte, auch solche, die dem Spannen von Spanngliedern dienen, sind nicht zugelassen. Bei Straßen-, Rad- und Gehwegbrücken ist der Zugang zu vorgesehenen austauschbaren Querspanngliedern sicherzustellen. Teile der Verankerungen dürfen nicht in den Kappenbeton eingreifen. Spannlisten an Fahrbahnplatten dürfen nur an der Unterseite der Fahrbahnplatte angeordnet werden.

NCI Zu 8.10.5 (3)P

Es gelten die Zulassungen der Spannverfahren.

NCI Zu 8.10.5 (4)

Planmäßige Krümmungen ohne Umlenkstellen sind nur zulässig, wenn sie in den Zulassungen der Spannverfahren enthalten sind.

NCI Zu 8.10.5

(NA.5) Verankerungs- und Umlenkstellen externer Spannglieder sollten so ausgebildet werden, dass sie ein Auswechseln des Spannglieds ohne Beschädigung von Tragwerksteilen erlauben, sofern dies nicht ausdrücklich anders festgelegt wurde.

9 Konstruktionsregeln**9.1 Allgemeines****NCI Zu 9.1**

(NA.104) Für Brücken: Alle Begrenzungsflächen müssen eine konstruktive Mindestbewehrung mit einem Stahlquerschnitt von 0,06 % des Betonquerschnitts jedoch mindestens $\phi \geq 10$ mm und $s \leq 200$ mm erhalten.

9.2 Balken**NCI Zu 9.2.1.1 (1) und (2)**

Die Absätze 9.2.1.1 (1) und (2) sind nicht anzuwenden.

NCI Zu 9.2.1.1 (3)

Für Brücken: Die Summe der Querschnittsflächen der Zug- oder Druckbewehrung dürfen in der Regel nicht größer sein als $0,04 A_c$ mit Ausnahme von Stoßbereichen.

NCI Zu 9.2.1.1 (4)

Für Brücken ist (4) nicht anzuwenden.

NCI Zu 9.2.1.2 (1)

Absatz (1) ist nicht anzuwenden.

NCI 9.2.1.2 (2)

Absatz (2) und Bild 9.1 sind nicht anzuwenden. Stattdessen gilt

(NA.102) Die statisch erforderliche Zugbewehrung darf bei Plattenbalken- und Hohlkastenquerschnitten in der Platte höchstens auf einer Breite bis zur halben mitwirkenden Gurtbreite von $b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$ nach 5.3.2.1 neben dem Steg angeordnet werden. Ist die rechnerisch mitwirkende Gurtbreite größer als die tatsächlich vorhandene Gurtbreite, so darf die tatsächlich vorhandene Gurtbreite bis zur Hälfte der mitwirkenden Gurtbreite für die Bewehrungsverteilung ausgenutzt werden.

NCI zu 9.2.1.2

Es wird ergänzt:

(NA.104) Bei Überbauten gilt für die Mindestbewehrung:

- Die Mindestbewehrung ist auch über alle Arbeits- und Abschnittsfugen durchzuführen.
- Einspringende Ecken (z. B. an sägezahnförmig versetzten Spannnischen) sind durch ein Bewehrungsnetz ausreichend zu sichern. Hierfür dürfen bei großen konstruktiven Schwierigkeiten ausnahmsweise Bewehrungsstäbe $\phi = 6 \text{ mm}$, jedoch $s \leq 100 \text{ mm}$ verwendet werden.

NCI Zu 9.2.1.3 (1)

Ausreichende Bewehrung ist mit der Zugkraftdeckung im GZG und GZT nachzuweisen.

Bei einer Schnittgrößenermittlung nach E-Theorie darf im Allgemeinen auf einen Nachweis der Zugkraftdeckung im GZG verzichtet werden, wenn nicht mehr als 15 % der Biegemomente umgelagert werden.

NCI Zu 9.2.1.3 (2)

Bei einer Anordnung der Zugbewehrung in der Gurtplatte außerhalb des Steges ist a_i jeweils um den Abstand der einzelnen Stäbe bis zur geneigten Druckstrebe zu erhöhen.

NDP Zu 9.2.1.4 (1)

Es gilt der empfohlene Wert $\beta_2 = 0,25$.

NCI Zu 9.2.1.4 (2)

Gleichung (9.3) wird durch Gleichung (9.3.DE) ersetzt.

$$F_{\text{Ed}} = |V_{\text{Ed}}| \cdot a_i / z + N_{\text{Ed}} \geq V_{\text{Ed}} / 2 \quad (9.3.DE)$$

NCI Zu 9.2.1.4 (3)

Der Querdruck bei direkter Auflagerung wird mit $\alpha_5 = 0,67$ in $l_{\text{bd}} \geq 6,7 \phi$ nach 8.4.4 (1) berücksichtigt.

Die Bewehrung ist jedoch in allen Fällen mindestens über die rechnerische Auflagerlinie zu führen.

ANMERKUNG Definition direkte / indirekte Auflagerung siehe NA.1.5.2.26.

NCI Zu 9.2.1.5 (2)

In der Regel ist es ausreichend an Zwischenauflagern von durchlaufenden Bauteilen die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß 6ϕ bis hinter den Auflagerrand zu führen.

NCI Zu 9.2.1.5 (3)

Absatz (3) sowie die Bilder 9.4 b) und c) sind nicht anzuwenden.

9.2.2 Querkraftbewehrung**NDP Zu 9.2.2 (101)**

Folgende Bewehrungsformen sind zulässig:

- Bügel, die die Längsbewehrung und die Druckzone umfassen (siehe Bild 9.5);
- eine Kombination aus aufgebogenen Stäben und Bügeln.

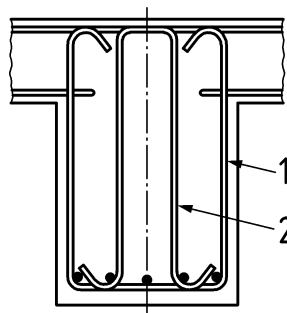
NCI Zu 9.2.2 (3)

Die Verankerung muss in der Druckzone zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Druckrand erfolgen; dies gilt im Allgemeinen als erfüllt, wenn die Querkraftbewehrung über die ganze Querschnittshöhe reicht. In der Zugzone müssen die Verankerungselemente möglichst nahe am Zugrand angeordnet werden.

NCI Zu 9.2.2 (3), Bild 9.5

Einschnittige Bügel mit Haken in Balken gelten als Querkraftzulage.

Ein weiteres Beispiel für Querkraftbewehrung ist in Bild NA.9.5.1 angegeben:

**Legende**

- 1 Bügel
- 2 Bügelkorb als Zulage

Bild NA.9.5.1 – Weitere Beispiele für Querkraftbewehrung

NDP Zu 9.2.2 (4)

Es gilt der empfohlene Wert $\beta_3 = 0,5$ mit Bügeln nach Bild 8.5DE.

NDP Zu 9.2.2 (5)

Der Mindestbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ beträgt:

Allgemein: $\rho_{w,min} = 0,16 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ (9.5aDE)

Für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt: $\rho_{w,min} = 0,256 \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ (9.5bDE)

NDP Zu 9.2.2 (6)

Gleichung (9.6N) wird durch Tabelle NA.9.1 ersetzt:

Tabelle NA.9.1 — Längsabstand $s_{l,max}$ für Bügel

	1	2
	Querkraftausnutzung ^a	Beton der Festigkeitsklasse $\leq C50/60$
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	$0,7h$ ^b bzw. 300 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6V_{Rd,max}$	$0,5h$ bzw. 300 mm
3	$V_{Ed} > 0,6V_{Rd,max}$	$0,25h$ bzw. 200 mm
^a $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ($\cot\theta = 1,2$) ermittelt werden.		
^b Bei Balken mit $h < 200$ mm und $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ braucht der Bügelabstand nicht kleiner als 150 mm zu sein.		

NDP Zu 9.2.2 (7)

$$s_{b,max} = 0,5h (1 + \cot\alpha) \quad (9.7DE)$$

NDP Zu 9.2.2 (8)

Gleichung (9.8N) wird durch Tabelle NA.9.2 ersetzt:

Tabelle NA.9.2 — Querabstand $s_{t,max}$ für Bügel

	1	2
	Querkraftausnutzung ^a	Beton der Festigkeitsklasse $\leq C50/60$
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	h bzw. 800 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	h bzw. 600 mm
^a $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ($\cot\theta = 1,2$) ermittelt werden.		

NCI Zu 9.2.3 (1)

Die Torsionsbügel dürfen in Balken und in Stegen von Plattenbalken nach Bild 8.5DE g) oder h) geschlossen werden. Die Bügelformen a1) und a3) nach Bild 9.6 dürfen für Torsionsbügel nicht angewendet werden.

NCI Zu 9.2.4 (1)

Die Anmerkung gilt nicht. Stattdessen gilt:

ANMERKUNG Regelungen zu Oberflächenbewehrungen sind im normativen Anhang NA.J enthalten.

NCI Zu 9.2.5 (2)

Wenn die Aufhängebewehrung nach Bild 9.7 ausgelagert wird, dann sollte eine über die Höhe verteilte Horizontalbewehrung im Auslagerungsbereich angeordnet werden, deren Gesamtquerschnittsfläche dem Gesamtquerschnitt dieser Bügel entspricht.

Bei sehr breiten stützenden Trägern oder bei stützenden Platten sollte die in diesen Trägern oder Platten angeordnete Aufhängebewehrung nicht über eine Breite angeordnet werden, die größer als die Nutzhöhe des gestützten Trägers ist.

9.3 Vollplatten**NCI Zu 9.3 (1)**

Die Regeln für Vollplatten dürfen auch für $l_{\text{eff}} / h \geq 3$ angewendet werden.

NCI Zu 9.3.1.1 (2)

Absatz (2) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.102) Bei einachsig gespannten Platten darf in der Regel die Querbewehrung nicht weniger als 20 % der Hauptbewehrung betragen. In zweiachsig gespannten Platten darf die Bewehrung in der minderbeanspruchten Richtung nicht weniger als 20 % der in der höher beanspruchten Richtung betragen.

NDP Zu 9.3.1.1 (3)

Es gilt $s_{\text{max,slabs}} = 200 \text{ mm}$ (siehe auch 9.1).

NCI Zu 9.3.1.2 (1)

Absatz (1) gilt nicht. Stattdessen gilt:

(NA.101) Bei Platten ist in der Regel mindestens die Hälfte der erforderlichen Feldbewehrung über das Auflager zu führen und dort nach 8.4.4 zu verankern.

NCI Zu 9.3.1.2 (2)

Absatz (2) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 9.3.1.3

Der Abschnitt ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 9.3.1.4 (1)

Bei Brücken ist als Mindestbewehrung am Außenrand von Kragplatten in einem 1 m breiten Streifen eine Längsbewehrung von insgesamt 0,8 % des Betonquerschnitts dieses Randstreifens anzuordnen. Die Bewehrung ist oben und unten mit gleichen Durchmessern ungeschwächt in Abständen von $s \leq 100 \text{ mm}$ einzubauen. Bei Kragarmlängen unter 1 m ist der vorhandene Betonquerschnitt maßgebend.

NCI Zu 9.3.2 (2)

- bei $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ mit $b / h > 5$ ist keine Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich.
- Bauteile mit $b / h < 4$ sind als Balken zu behandeln.
- Im Bereich $5 \geq b / h \geq 4$ ist eine Mindestbewehrung erforderlich, die bei $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ zwischen dem nullfachen und dem einfachen Wert, bei $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ zwischen dem 0,6-fachen und dem einfachen Wert der erforderlichen Mindestbewehrung von Balken interpoliert werden darf.
- bei $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ mit $b / h > 5$ ist der 0,6-fache Wert der Mindestbewehrung von Balken erforderlich;
- für indirekt gelagerte Platten gilt 9.2.5 entsprechend.

NCI Zu 9.3.2 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.104) Der größte Längsabstand von Bügelreihen ist:

- für $V_{Ed} \leq 0,30 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,7 h$
- für $0,30 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,60 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,5 h$
- für $V_{Ed} > 0,60 V_{Rd,max}$ $s_{max} = 0,25 h$

Der größte Längsabstand von aufgebogenen Stäben darf mit $s_{max} = h$ angesetzt werden.

NCI Zu 9.3.2 (5)

Absatz (5) ist nicht anzuwenden, stattdessen gilt:

(NA.105): Der maximale Querabstand von Bügeln darf in der Regel $s_{max} = h$ nicht überschreiten.

NCI Zu 9.4

Ersetze "Flachdecken" durch "Punktgestützte Platten".

NCI Zu 9.4.1 und 9.4.2

9.4.1 und 9.4.2 sind in Deutschland für Brücken und Ingenieurbauwerke nicht anzuwenden.

NCI Zu 9.4.3 (1)

Die Stabdurchmesser einer Durchstanzbewehrung sind auf die vorhandene mittlere statische Nutzhöhe der Platte abzustimmen:

Bügel: $\phi \leq 0,05d$

Schrägaufbiegungen: $\phi \leq 0,08d$

Weitere Hinweise zu Bügelformen und Darstellung der Durchstanzbewehrung sind in DAfStb-Heft 600 enthalten.

NCI Zu 9.4.3 (2)

Die Gleichung (9.11) wird durch Gleichung (9.11DE) ersetzt:

$$A_{sw,min} = A_s \cdot \sin \alpha = \frac{0,08}{1,5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \quad (9.11DE)$$

Dabei ist

$A_{sw,min}$ in cm²;

s_r der Abstand der Bügel der Durchstanzbewehrung in radialer Richtung in cm;

s_t der Abstand der Bügel der Durchstanzbewehrung in tangentialer Richtung in cm;

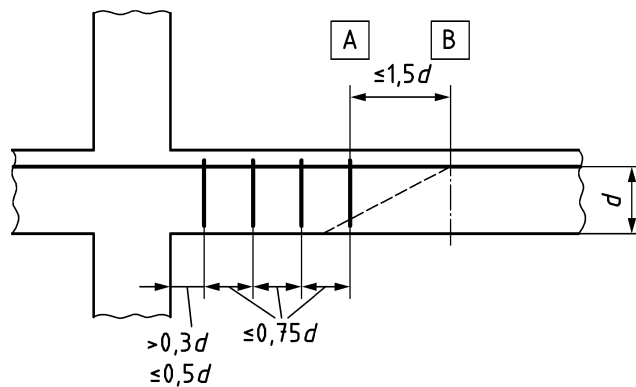
f_{ck} bzw. f_{yk} sind mit ihren Zahlenwerten in N/mm² dimensionslos in Gleichung (9.11DE) einzusetzen.

NCI Zu 9.4.3 (4)

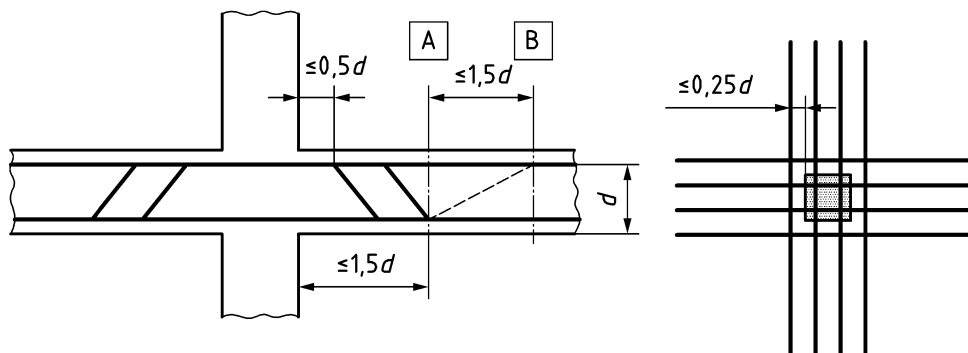
Werden Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung eingesetzt, sollten diese eine Neigung von $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ gegen die Plattenebene aufweisen.

NCI Zu 9.4.3, Bild 9.10

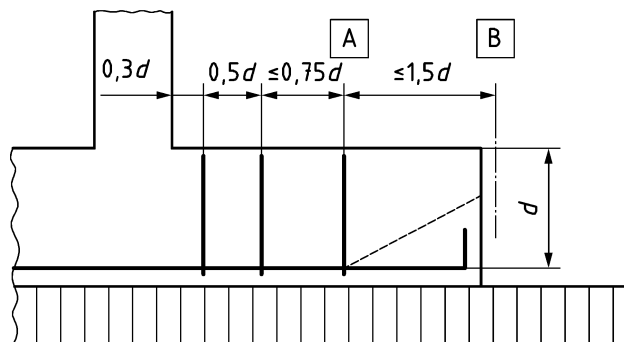
Bild 9.10 wird durch Bild 9.10DE ersetzt.



a) Bügelabstände bei Flachdecken



b) Abstände aufgebogener Stäbe



c) Bügelabstände bei Fundamenten

Legende

- A** letzter Rundschnitt, der noch Durchstanzbewehrung benötigt
- B** erster Rundschnitt, der keine Durchstanzbewehrung benötigt

Bild 9.10DE — Durchstanzbewehrung

9.5 Stützen

NCI zu 9.5.1:

Die Mindestquerschnittsabmessung beträgt 300 mm.

NDP Zu 9.5.2 (1)

$$\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$$

NCI Zu 9.5.2 (2)

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd} \quad (9.12 \text{ DE})$$

Es gilt zusätzlich: $A_{s,\min} \geq 0,003 A_c$, jedoch höchstens $\phi 16 / 150 \text{ mm}$.

NDP Zu 9.5.2 (3)

$A_{s,\max} = 0,09 A_c$ auch im Bereich von Übergreifungsstößen.

NCI Zu 9.5.2 (4)

Der zweite Satz wird ersetzt durch:

Dabei sollte der Abstand der Längsstäbe $\leq 300 \text{ mm}$ betragen. Bei $b \leq 400 \text{ mm}$ und $h \leq b$ genügt je ein Bewehrungsstab in den Ecken.

Der letzte Satz wird ersetzt durch: „In Stützen mit Kreisquerschnitt sollten mindestens 6 Stäbe angeordnet werden.“

9.5.3 Querbewehrung

NDP zu 9.5.3 (101)

Es gilt:

- $\phi_{\min} = \max (\phi / 4; 10 \text{ mm});$
- $\phi_{\min, \text{ mesh}} = \max (\phi / 4; 10 \text{ mm});$
- bei Anprallgefährdung gilt generell $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

NCI zu 9.5.3 (101)

Die Querbewehrung muss die Stützenlängsbewehrung umfassen.

Bei Verwendung von Stabbündeln mit $\phi_n > 28 \text{ mm}$ und bei Stäben mit $\phi > 32 \text{ mm}$ nach 8.8 als Druckbewehrung muss abweichend von Absatz (1) der Mindeststabdurchmesser für Einzelbügel und für Bügelwendeln 12 mm betragen.

NCI Zu 9.5.3 (2)

Bügel sind in der Regel mit Haken nach Bild 8.5DE a) zu schließen.

Wird der Widerstand gegen Abplatzen der Betondeckung erhöht, darf die Querbewehrung aus Bügeln auch mit 90°-Winkelhaken nach Bild 8.5DE b) geschlossen werden. Die Bügelschlösser sind entlang der Stütze zu versetzen. Mindestens eine der folgenden Maßnahmen kommt hierfür in Frage:

- Vergrößerung des Mindestbügeldurchmessers um mindestens 2 mm gegenüber Absatz (1);
- Halbierung der Bügelabstände nach Absatz (3) bzw. (4);
- angeschweißte Querstäbe (Bügelmatte);
- Vergrößerung der Winkelhakenlänge nach Bild 8.5 b)DE von 10ϕ auf $\geq 15\phi$.

NDP Zu 9.5.3 (3)

Der Abstand der Querbewehrung $s_{cl,tmax}$ darf den kleinsten der drei folgenden Werte nicht überschreiten:

- das 12-fache des kleinsten Durchmessers der Längsstäbe;
- die kleinste Seitenlänge oder den Durchmesser der Stütze;
- 300 mm.

NCI Zu 9.5.3 (6)

In oder in der Nähe jeder Ecke ist eine Anzahl von maximal 5 Stäben durch die Querbewehrung gegen Ausknicken zu sichern. Weitere Längsstäbe und solche, deren Abstand vom Eckbereich den 15-fachen Bügeldurchmesser überschreitet, sind durch zusätzliche Querbewehrung nach Absatz (1) zu sichern, die höchstens den doppelten Abstand der Querbewehrung nach Absatz (3) haben darf.

9.6 Wände

NDP Zu 9.6.2 (1)

- allgemein: $A_{s,vmin} = 0,15 N_{Ed} / f_{yd} \geq 0,0015 A_c$
- bei schlanken Wänden $\lambda \geq \lambda_{lim}$ (nach 5.8.3.1) oder solchen mit $|N_{Ed}| \geq 0,3 f_{cd} A_c$:

$$A_{s,vmin} = 0,003 A_c$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 A_c$$

Dieser Wert darf innerhalb von Stoßbereichen verdoppelt werden.

Für Brücken gilt jedoch höchstens $\phi 16 / 150$ mm je Wandseite.

NCI Zu 9.6.2 (3)

Absatz (3) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.103): Der Abstand zwischen zwei benachbarten vertikalen Stäben darf nicht über der 2-fachen Wanddicke oder 200 mm bei Brücken liegen (der kleinere Wert ist maßgebend).

Für Brücken sind Steckbügel für freie Ränder entsprechend Bild 9.8 vorzusehen.

NDP Zu 9.6.3 (1)

— allgemein: $A_{s,hmin} = 0,20 A_{s,v}$

— bei schlanken Wänden $\lambda \geq \lambda_{lim}$ (nach 5.8.3.1) oder solchen mit $|N_{Ed}| \geq 0,3 f_{cd} A_c$: $A_{s,hmin} = 0,50 A_{s,v}$

Der Durchmesser der horizontalen Bewehrung muss mindestens ein Viertel des Durchmessers der vertikalen Stäbe betragen.

NCI Zu 9.6.3 (2)

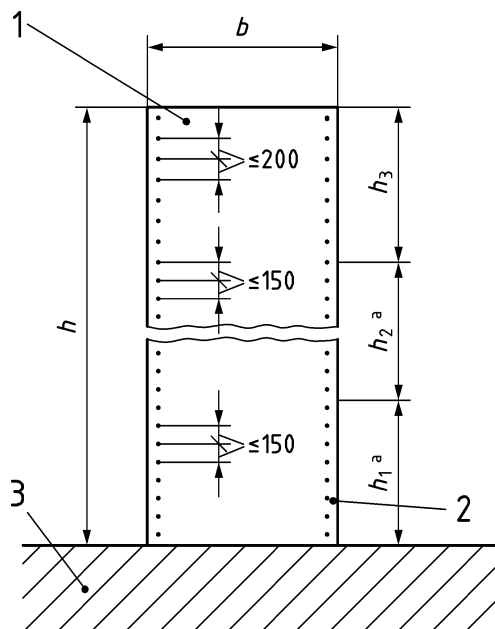
Absatz (2) ist nicht anzuwenden. Stattdessen gilt:

(NA.102) Der Achsabstand s von zwei benachbarten horizontalen Stäben sollte max. 200 mm betragen.

NCI Zu 9.6.4 (103)

(NA.103) Es ist eine konstruktive Mindestbewehrung nach Bild NA.9.110.1DE vorzusehen:

Maße in Millimeter



Bewehrungsbereiche h_1 , h_2 , h_3 für Wandhöhe h :

$h \leq 2,0$ m:	$h_1 = h$
$2,0$ m $< h < 4,0$ m:	$h_1 = 2,0$ m $h_2 \geq h - 2,0$ m
$h \geq 4,0$ m:	$h_1 = h_2 = 2,0$ m $h_3 = h - 4,0$ m

Bewehrung je Wandseite im Bereich h_1 , h_2 , h_3 :

h_3 :	$b \leq 65$ cm: $\phi 10, s \leq 20$ cm
	$b > 65$ cm: $A_s \geq 0,06 \% \cdot A_c$
h_2 :	$b \leq 50$ cm: $\phi 10, s \leq 15$ cm
	$b > 50$ cm: $\phi 12, s \leq 15$ cm
h_1 :	$b \leq 50$ cm: $\phi 12, s \leq 15$ cm
	$b > 50$ cm: $\phi 16, s \leq 15$ cm

Legende

1	schwindbehindertes Bauteil
2	konstruktive Mindestbewehrung
3	schwindbehinderndes Bauteil
h	Wandhöhe
h_1, h_2, h_3	Bewehrungsbereiche
b	Dicke der Wand
a	max. 2,0 m

Bild NA.9.110.1DE —konstruktive Mindestbewehrung in schwindbehinderten Bauteilen

NCI Zu 9.6.4 (1)

Beträgt die Vertikalbewehrung weniger als $0,02A_c$ ist die Querbewehrung nach 9.6.4 (2) auszubilden.

NCI Zu 9.6.4 (2)

Die Anmerkung wird ersetzt durch:

S-Haken dürfen bei Tragstäben mit $\phi \leq 16$ mm entfallen, wenn deren Betondeckung mindestens 2ϕ beträgt; in diesem Fall dürfen die druckbeanspruchten Stäbe außen liegen.

Die außen liegenden Bewehrungsstäbe dicker Wände können auch mit Steckbügeln im Innern der Wand verankert werden, wobei die freien Bügelenden die Verankerungslänge $0,5l_{b,reqd}$ haben müssen.

An freien Rändern von Wänden mit einer Bewehrung $A_s \geq 0,003A_c$ je Wandseite müssen die Eckstäbe durch Steckbügeln nach Bild 9.8 gesichert werden.

9.7 Wandartige Träger**NDP Zu 9.7 (1)**

$A_{s,dbmin} = 0,075$ % von A_c bzw. je Wandseite $A_{s,dbmin} = 3,9$ cm²/m. Der größere Wert ist maßgebend.

NDP zu 9.7 (102)

Es gelten:

$$\phi_{min} = 10 \text{ mm}, s_{mesh} = 200 \text{ mm}$$

9.8 Gründungen**9.8.1 Pfahlkopfplatten und -balken****NDP zu 9.8.1 (103)**

Es gilt:

$$\phi_{min} = 12 \text{ mm}$$

NCI zu 9.8.1 (4)

Absatz (4) ist nicht anzuwenden.

NDP Zu 9.8.2.1 (1)

$$\phi_{min} = 10 \text{ mm für Stabstahl}$$

NDP Zu 9.8.3 (1)

$$\phi_{min} = 10 \text{ mm für Stabstahl}$$

NDP Zu 9.8.3 (2)

Es gilt der empfohlene Wert $q_1 = 10$ kN/m.

NDP Zu 9.8.4 (1)

$$\phi_{min} = 10 \text{ mm für Stabstahl}$$

Es gilt der empfohlene Wert $q_2 = 5$ N/mm².

NDP Zu 9.8.5 (3)

Es gelten die empfohlenen Werte der Tabelle 9.6N.

Bohrpfähle mit $d_{\text{nom}} \leq 300$ mm sind immer zu bewehren. Bezüglich Herstellung und Bemessung wird auf DIN EN 14199 verwiesen.

Für bewehrte Bohrpfähle mit Durchmessern $d_{\text{nom}} \leq h_1 = 600$ mm ist die Mindestbewehrung $A_{s,\text{bpmin}}$ nach Tabelle 9.6N einzulegen.

Pfähle mit $300 \text{ mm} < d_{\text{nom}} \leq 600$ mm sollten über mindestens 6 Längsstäbe mit $\phi = 16$ mm verfügen, ansonsten gelten sie als unbewehrt.

Bohrpfähle mit $d_{\text{nom}} > 600$ mm dürfen auch nach Abschnitt 12 unbewehrt ausgeführt werden. Bei bewehrter Ausführung ist eine Mindestbewehrung nach Tabelle 9.6N vorzusehen.

NCI Zu 9.9 (1)

Die Anmerkung ist nicht anzuwenden.

10 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen

10.1 Allgemeines

NCI Zu 10.1

(NA.2) Diese Norm enthält keine Angaben über den Nachweis der Tragfähigkeit von Transportankern. Für deren Bemessung, Herstellung und Einbau sind spezielle Richtlinien zu beachten.

NCI zu 10.1.1

Die Erläuterungen zu Hohl- und Füllkörperdecke; Scheibe; Zugglied, Vorgefertigtes Einzelbauteil entfallen.

10.2 Grundlagen für die Tragwerksplanung, Grundlegende Anforderungen

NCI Zu 10.2

(NA.104) Bei Fertigteilen für Brücken sind für Bauzustände im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Teilsicherheitsbeiwerte des Endzustandes zu berücksichtigen.

(NA.5) Bei Verwendung von Fertigteilen sind auf den Ausführungszeichnungen anzugeben:

- die Art der Fertigteile,
- Typ- oder Positionsnummer und Eigenlast der Fertigteile,
- die Mindestdruckfestigkeitsklasse des Betons beim Transport und bei der Montage,
- Art, Lage und zulässige Einwirkungsrichtung der für den Transport und die Montage erforderlichen Anschlagmittel (z. B. Transportanker), Abstützpunkte und Lagerungen,
- gegebenenfalls zusätzliche konstruktive Maßnahmen zur Sicherung gegen Stoßbeanspruchung,
- die auf der Baustelle zusätzlich zu verlegende Bewehrung in gesonderter Darstellung.

(NA.6) Bei Bauwerken mit Fertigteilen sind für die Baustelle Verlegezeichnungen der Fertigteile mit den Positionsnummern der einzelnen Teile und eine Positionsliste anzufertigen. In den Verlegezeichnungen sind auch die für den Zusammenbau erforderlichen Auflagertiefen, die Art und die Abmessungen der Lager und die erforderlichen Abstützungen der Fertigteile anzugeben.

(NA.7) Bei Bauwerken mit Fertigteilen sind in der Baubeschreibung Angaben über den Montagevorgang einschließlich zeitweiliger Stützungen und Aufhängungen sowie über das Ausrichten und über die während der Montage auftretenden, für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wichtigen Zwischenzustände erforderlich. Besondere Anforderungen an die Lagerung der Fertigteile sind in den Zeichnungen und der Montageanleitung anzugeben.

10.3 Baustoffe

NCI Zu 10.3.1.1 (1)

Für Brücken ist ausschließlich die Betonzugfestigkeit nach Tabelle 3.1 zu verwenden.

NCI Zu 10.3.1.1 (2)

Der Absatz 10.3.1.1 (2) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 10.3.2.1 (2)

ANMERKUNG 1 Der Abschnitt gilt nicht im Zusammenhang mit den Gleichungen in 3.3.2 (7). Er kann im Zusammenhang mit den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Spannstahls angewendet werden, sofern in diesen nichts anderes festgelegt wird.

10.5 Ermittlung der Schnittgrößen

NCI Zu 10.5.2 (1)

Bei Brücken darf der Verlust der Spannkraft ΔP_0 nicht vernachlässigt werden.

10.9 Bemessungs- und Konstruktionsregeln

NCI Zu 10.9.1

Der Abschnitt 10.9.1 ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 10.9.2

Der Abschnitt 10.9.2 ist für Betonbrücken nicht relevant. In Ausnahmefällen wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

NCI Zu 10.9.3

Der Abschnitt 10.9.3 ist für Betonbrücken nicht relevant. In Ausnahmefällen wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

NCI Zu 10.9.4.1

Der Abschnitt 10.9.4.1 ist für Betonbrücken nicht relevant. In Ausnahmefällen wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

NCI Zu 10.9.4.2 (3)

ANMERKUNG Nachweise unter Verwendung von Versuchen erfordern eine Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall.

NCI Zu 10.9.4.3

Der Abschnitt 10.9.4.3 ist nur mit der Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde anzuwenden. In Ausnahmefällen wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

NCI Zu 10.9.4.6

Absatz (1) sowie Bild 10.4 werden wie folgt ersetzt:

(NA.101): Ausgeklinte Auflager dürfen mit Stabwerkmodellen nach 6.5 bemessen werden.

NCI Zu 10.9.4.7

Der Abschnitt 10.9.4.7 ist für Betonbrücken nicht relevant.

NCI Zu 10.9.5

Der Abschnitt 10.9.5 ist nicht anzuwenden. Es gilt die Normenreihe DIN EN 1337 in Verbindung mit DIN EN 1990/NA/A1:2012-08, Anhang NA.E.

NCI Zu 10.9.6

Der Abschnitt 10.9.6 ist für Betonbrücken nicht relevant.

11 Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton

NCI Zu 11

Der Abschnitt 11 ist nur mit der Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde anzuwenden. Es wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

NCI Zu 12

Kapitel 12 ist im Allgemeinen nicht relevant.

In Ausnahmefällen wird auf die Regelungen von DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA verwiesen.

Unbewehrte Pfähle dürfen nicht ausgeführt werden.

113 Bemessung für Bauzustände

113.2 Einwirkung während der Bauausführung

NDP Zu 113.2 (102)

Der Absatz (102) ist nicht anzuwenden.

NCI Zu 113.2

(NA.106) Während der Bauzeit sollten die veränderlichen Einwirkungen in Abhängigkeit von der zum Einsatz kommenden Ausrüstung und Montagemaßnahmen mit mindestens $1,5 \text{ kN/m}^2$ festgelegt und eine zusätzliche veränderliche und bewegliche Einwirkung durch Personen von 1 kN/m^2 berücksichtigt werden. Treten in Abhängigkeit vom gewählten Bauverfahren größere charakteristische Einwirkungen auf, sind diese bei der Ausführungsplanung zusätzlich zu berücksichtigen. Eine Abminderung der veränderlichen Einwirkungen ist nur in begründeten Fällen mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde ggf. unter Auflagen möglich.

(NA.107) Das Bauwerk ist in allen Bauzuständen einschließlich Hebe- und Absenkvorgängen in Längs- und Querrichtung gegen unplanmäßige Horizontalkräfte aus unvermeidbaren Imperfektionen zu sichern. Die Horizontalkräfte sind in allen vorhandenen Bauteilen einschließlich Hilfsunterstützungen zu verfolgen. Wird kein genauere Nachweis erbracht, sind sie aus einer ungewollten Schiefstellung der Bauwerksteile bzw. der Hilfsunterstützungen von 1 % zu berechnen.

113.3 Nachweiskriterien**113.3.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit****NDP Zu 113.3.2 (103)**

Für die Bauzustände sind für den Wert k die Tabellen 7.101DE bis 7.103DE zu beachten.

Anhang A „Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe“**NCI Zu Anhang A**

Anhang A ist normativ.

NCI zu A.1 (2)

Eine Differenzierung durch Veränderung der Teilsicherheitsbeiwerte ist nach DIN EN 1990:2010-12, Anhang B, möglich. Da in Deutschland nur Zuverlässigkeitsklasse RC2 normativ geregelt ist und die Überwachungsmaßnahmen nicht über die Überwachungsstufen nach Tabelle B.5 aus DIN EN 1990:2010-12, Anhang B, hinausgehen, entfällt eine Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte für Tragwiderstände, bis auf die in A.2.3 (1) genannte Ausnahme.

Die Abschnitte A.2.1, A.2.2, A.3 und A.4 entfallen in Deutschland.

NDP Zu A.2.3 (1)

Ortbeton: $\eta = 1,0$ und $\gamma_{C,red4} = 1,5$

Mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde gilt für Fertigteile:

$\eta = 0,9$ und $\gamma_{C,red4} = 1,35$, wenn bei Fertigteilen mit einer werksmäßigen und ständig überwachten Herstellung durch eine Überprüfung der Betonfestigkeit an jedem fertigen Bauteil sichergestellt wird, dass alle Fertigteile mit zu geringer Betonfestigkeit ausgesondert werden. Die in diesem Fall notwendigen Maßnahmen sind durch den Hersteller in Abstimmung mit der zuständigen Überwachungsstelle festzulegen und vom Hersteller zu dokumentieren.

Die Dokumentation ist der zuständigen Bauaufsichtsbehörde unverzüglich nach Durchführung der Maßnahmen zur Verfügung zu stellen.

Anhang B „Kriechen und Schwinden“

NCI zu Anhang B

Der Anhang B ist normativ.

Die Abschnitte B.103 und B.104 sind nicht anzuwenden.

NCI Zu B.2

ANMERKUNG Die Gleichungen für das Gesamtschwinden sind in 3.1.4 (6) enthalten.

Die Auswertung der Gleichungen (B.11) und (B.12) für die Grundwerte der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ ist für die Zementklassen S, N, R und die Luftfeuchten RH = 40 % bis RH = 90 % in den Tabellen NA.B.1 bis NA.B.3 enthalten (für RH = 100 % beträgt $\varepsilon_{cd,0} = 0$).

Tabelle NA.B.1 — Grundwerte für die Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse S

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,52	0,49	0,44	0,37	0,27	0,15
C16/20	0,50	0,46	0,42	0,35	0,26	0,14
C20/25	0,47	0,44	0,39	0,33	0,25	0,14
C25/30	0,44	0,41	0,37	0,31	0,23	0,13
C30/37	0,41	0,39	0,35	0,29	0,22	0,12
C35/45	0,39	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C40/50	0,36	0,34	0,30	0,26	0,19	0,11
C45/55	0,34	0,32	0,29	0,24	0,18	0,10
C50/60	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09

Tabelle NA.B.2 — Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse N

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C16/20	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C20/25	0,58	0,54	0,49	0,41	0,30	0,17
C25/30	0,55	0,51	0,46	0,38	0,29	0,16
C30/37	0,52	0,48	0,43	0,36	0,27	0,15
C35/45	0,49	0,45	0,41	0,34	0,25	0,14
C40/50	0,46	0,43	0,38	0,32	0,24	0,13
C45/55	0,43	0,40	0,36	0,30	0,22	0,12
C50/60	0,41	0,38	0,34	0,28	0,21	0,12

Tabelle NA.B.3 — Grundwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ in ‰ für Beton mit Zement CEM Klasse R

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm ²	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,87	0,81	0,73	0,61	0,45	0,25
C16/20	0,83	0,78	0,70	0,58	0,43	0,24
C20/25	0,80	0,75	0,67	0,56	0,42	0,23
C25/30	0,75	0,71	0,63	0,53	0,39	0,22
C30/37	0,71	0,67	0,60	0,50	0,37	0,21
C35/45	0,68	0,63	0,57	0,47	0,35	0,20
C40/50	0,64	0,60	0,54	0,45	0,33	0,19
C45/55	0,61	0,57	0,51	0,43	0,32	0,18
C50/60	0,57	0,54	0,48	0,40	0,30	0,17

NCI Zu B.100.(102)

Absatz (102) ist nicht relevant.

NCI Zu B.100(103)

Der Hinweis auf die Ermittlung von mathematische Beschreibungen nach der Richtlinie aus B.104 wird gestrichen, da B.104 nicht anzuwenden ist.

NCI Zu B.105

Gleichung (B.128) ist nur für Schwinden anzuwenden.

Für Kriechen gilt $\gamma_{lt}=1,0$

Anhang C „Eigenschaften von Betonstählen, die mit diesem Eurocode zu verwenden sind“

NCI Zu Anhang C

Anhang C ist informativ.

Der Anhang C findet in Deutschland keine Anwendung. Es gelten die Normen der Reihe DIN 488, die die für die Bemessung erforderlichen Eigenschaften sicherstellen.

NDP Zu C.1 (1)

Für die Ausführung auf der Baustelle gilt DIN EN 13670 bzw. DIN 1045-3.

Für die Anwendung von Betonstählen, die von den technischen Baubestimmungen abweichen oder für die Anwendung unter abweichenden Anwendungsbedingungen ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Es gilt Tabelle C.2DE mit $\beta = 0,6$.

Tabelle C.2DE — Eigenschaften von Betonstahl

Produktart		Stäbe und Betonstabstahl vom Ring			Betonstahl- matten			Anforderung oder Quantilwert %
Klasse	ϕ	A	B	C	A	B	C	–
Ermüdungs- schwingbreite (N/mm ²) (für $N \geq 1 \cdot 10^6$ Lastzyklen) mit einer Obergrenze von $\beta \cdot f_{yk}$	≤ 28 mm	≥ 175			≥ 100			5,0
	> 28 mm	–	≥ 145		–			
Verbund:	Nenn- ϕ mm							min. 5,0
Charakteristische Werte der bezogenen Rippenfläche, $f_{R,min}$	5 bis 6	0,039						
	6,5 bis 8,5	0,045						
	9 bis 10,5	0,052						
	11 bis 40	0,056						

NDP Zu C.1 (3)

Die landesspezifischen Werte für a , f_{yk} , k und ε_{uk} dürfen Normen der Reihe DIN 488 oder Zulassungen entnommen werden.

Tabelle C.3N gilt nicht. Die landesspezifischen Grenzwerte dürfen Normen der Reihe DIN 488 oder Zulassungen entnommen werden.

Anhang D „Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten aus Relaxation“**NCI zu Anhang D**

Anhang D ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang E „Indikative Festigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit“**NCI zu Anhang E**

Anhang E ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang F „Gleichung für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand“**NCI zu Anhang F**

Der informative Anhang F ist in Deutschland nicht verbindlich.

Anhang G „Boden-Bauwerk-Wechselwirkung“

Der Anhang G ist normativ.

Abschnitte G.1 und G.2 sind nicht anzuwenden.

NCI zu Anhang G

Stattdessen wird folgende Regelung ergänzt:

- Aufgrund der Unterschiede im Sicherheitskonzept zwischen DIN EN 1992-2 und DIN EN 1997-1 ist an der Schnittstelle zwischen Baugrund und Bauwerk (z. B. Gründungssohle) sowohl ein Lagesicherheitsnachweis nach DIN EN 1990:2010-12, A2.3.1 bzw. DIN EN 1992-2, und Bild NA.G.1 b) als auch der entsprechende Nachweis der Sicherheit gegen Kippen nach DIN EN 1997-1, bzw. DIN 1054:2010-12, A6.6.5, erforderlich. Der ungünstigere Nachweis ist (z. B. für die Fundamentabmessungen) maßgebend.
- Die geotechnische Bemessung erfolgt nach DIN EN 1997-1 (Bild NA.G.1 a)). Dafür sind die charakteristischen Werte der Baugrundbeanspruchung infolge der charakteristischen Einwirkungen zu ermitteln, wobei die Berücksichtigung der Auswirkungen der Theorie II. Ordnung gemäß den Regeln in DIN EN 1992-2:2010-12, Abschnitt 7, erfolgt.

Die Stahlbetonbemessung für die Gründungskörper (Fundamente, Pfähle, Pfahlkopfplatten) erfolgt entsprechend dem Sicherheitskonzept nach DIN EN 1992-2 und DIN EN 1990. Dabei sind die sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergebenden Bodenreaktionen ohne betragsmäßige Begrenzung zu Grunde zu legen (Bild NA.G.1 c)).

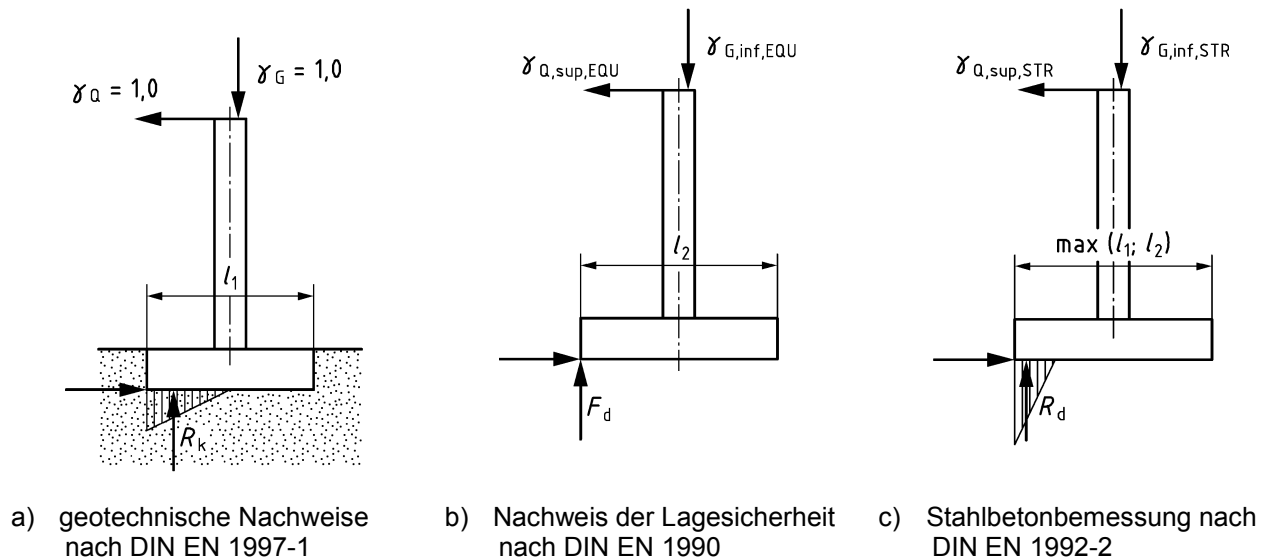


Bild NA.G1 – Nachweise für Fundamente (Beispiele)

Anhang I „Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben“

NCI zu Anhang I

Anhang I ist für Betonbrücken nicht relevant.

Anhang J „Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele“

NCI zu Anhang J

Der Anhang J ist normativ und wird ersetzt durch:

Oberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauteilen

(1)P Bei Bauteilen mit Vorspannung ist stets eine Oberflächenbewehrung nach Tabelle NA.J.1 anzuordnen. Die Grundwerte ρ sind dabei mit $\rho = 0,16 f_{ctm} / f_{yk}$ einzusetzen.

(2) Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund dürfen diejenigen Spannglieder vollflächig auf die Oberflächenbewehrung angerechnet werden, die im Bereich der zweifachen Betondeckung der Oberflächenbewehrung aus Betonstahl nach 4.4.1 liegen.

(3)P Die Oberflächenbewehrung ist in der Zug- und Druckzone von Platten in Form von Bewehrungsnetzen anzuordnen, die aus zwei sich annähernd rechtwinklig kreuzenden Bewehrungslagen mit der jeweils nach Tabelle NA.J.1 erforderlichen Querschnittsfläche bestehen. Dabei darf der Stababstand 200 mm nicht überschreiten.

(4) In Bauteilen, die den Umgebungsbedingungen der Expositionsklasse XC1 ausgesetzt sind, darf die Oberflächenbewehrung am äußeren Rand der Druckzone nach Tabelle NA.J.1, Zeile 2, Spalte 1 entfallen.

(7) Die Oberflächenbewehrung nach Absatz (1) darf bei allen Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit auf die jeweils erforderliche Bewehrung angerechnet werden, wenn sie die Regelungen für die Anordnung und Verankerung dieser Bewehrungen erfüllt.

Tabelle NA.J.1 — Mindestoberflächenbewehrung für die verschiedenen Bereiche eines vorgespannten Bauteils

		1	2	3	4
	Bauteilbereich	Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m	Balken mit $b_w \leq h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern		
1	— bei Balken an jeder Seitenfläche — bei Platten mit $h \geq 1,0$ m an jedem gestützten oder nicht gestützten Rand	$1,0 \rho h$ bzw. $1,0 \rho h_f$	$1,0 \rho b_w$ je m		
2	— in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand ^a — in der vorgedrückten Zugzone von Platten ^a	$1,0 \rho h$ bzw. $1,0 \rho h_f$	$1,0 \rho h b_w$		
3	— in Druckgurten mit $h > 120$ mm (obere und untere Lage je für sich) ^a	$1,0 \rho h_f$	-		
^a Siehe Absatz (4).					
Dabei ist					
h	die Höhe des Balkens oder die Dicke der Platte;				
h_f	die Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten;				
b_w	die Stegbreite des Balkens;				
ρ	der Grundwert nach 9.2.2 (5), Gleichung (9.5aDE).				

Anhang KK „Auswirkungen auf das Tragwerk aus zeitabhängigen Effekten des Betonverhaltens“

Der informative Anhang KK ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang LL „Beton-Schalenelemente“

Der informative Anhang LL ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang MM „Querkraft und Querbiegung“

Der informative Anhang MM ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang NN „Schadensäquivalente Spannungen für den Ermüdungsnachweis“

Der informative Anhang NN ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang NN wird ersetzt durch den normativen Anhang NA.NN.

NCI

Anhang NA.NN

(normativ)

Schädigungsäquivalente Schwingbreite für Nachweise gegen Ermüdung

NA.NN.1 Allgemeines

(101)P Dieser Anhang enthält ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung der Versagensschwingbreite für den Ermüdungsnachweis von Überbauten von Straßen-, Fußgänger-, Radweg- und Eisenbahnbrücken auf der Grundlage der in DIN EN 1991-2 angegebenen Ermüdungslastmodelle.

NA.NN.2 Straßenbrücken

(101)P Die Ermüdungsnachweise sind mit dem gewichteten Ermüdungslastmodell 3 nach DIN EN 1991-2 zu führen.

Zur Berechnung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_s$ (resultierend im Wesentlichen aus der Momentenschwingbreite ΔM_{LM3}) für den Nachweis des Stahls sind die Achslasten des Ermüdungslastmodells 3 mit den Faktoren:

- 1,75 für den Nachweis an Zwischenstützen,
- 1,40 für den Nachweis in den übrigen Bereichen und in Querrichtung,

zu multiplizieren.

Für den Nachweis in der Umgebung von Zwischenstützen darf über eine Länge von $0,15 L$ zwischen 1,4 und 1,75 linear interpoliert werden (siehe Bild NA.NN.3).

(102)P Der Nachweis gegen Ermüdung des Stahls nach 6.8.5(3)), Gleichung (6.71) wird grundsätzlich im Knickpunkt der Wöhlerlinie bei N^* Spannungszyklen geführt. Die schädigungsäquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq}$ führt bei N^* Spannungszyklen zur gleichen Schädigung, wie das Schwingbreitenspektrum infolge fließenden Verkehrs während der rechnerischen Nutzungsdauer. Sie darf nach Gleichung (NA.NN.1) berechnet werden.

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_s \lambda_s \quad (NA.NN.1)$$

Dabei ist

- $\Delta\sigma_s$ die Spannungsschwingbreite infolge des Ermüdungslastmodells 3 (entsprechend DIN EN 1991-2 „Verkehrslasten auf Brücken“) mit den erhöhten Achslasten nach (101)P
- λ_s der Korrekturbeiwert zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite aus der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$.

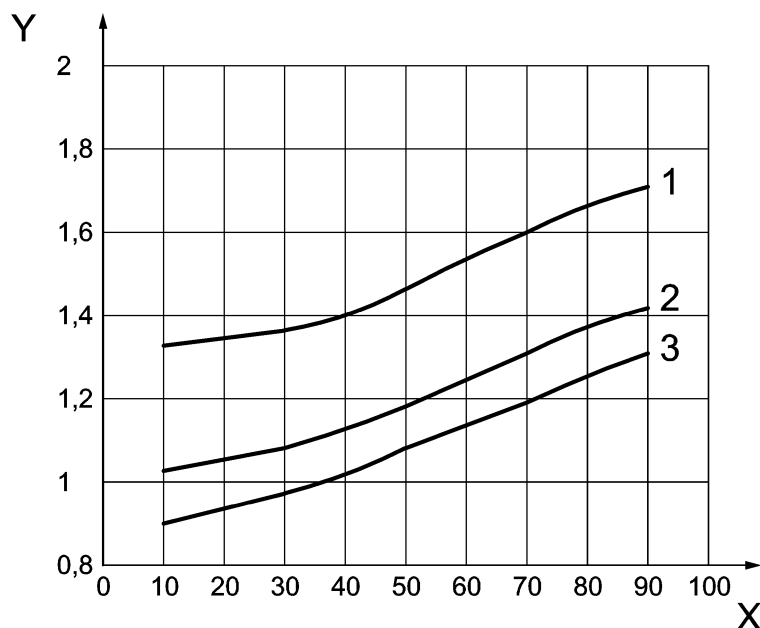
(103)P Der Korrekturbeiwert λ_S berücksichtigt den Einfluss der Spannweite, des jährlichen Verkehrsaufkommens, der Nutzungsdauer, der Anzahl der Verkehrsstreifen, der Verkehrsart sowie der Oberflächenrauigkeit und darf nach Gleichung (NA.NN.2) berechnet werden.

$$\lambda_S = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{S,1} \cdot \lambda_{S,2} \cdot \lambda_{S,3} \cdot \lambda_{S,4} \quad (\text{NA.NN.2})$$

Dabei ist

- $\lambda_{S,1}$ der Beiwert für den Einfluss von Stützweite und System, zur Umrechnung von einem Jahr auf 100 Jahre Nutzungsdauer und zur Umrechnung von N^* auf $N = 2 \cdot 10^6$ Spannungszyklen;
- $\lambda_{S,2}$ der Beiwert für das jährliche Verkehrsaufkommen auf dem ersten Fahrstreifen und für die Verkehrsart;
- $\lambda_{S,3}$ der Beiwert für eine von 100 Jahren abweichende Nutzungsdauer;
- $\lambda_{S,4}$ der Beiwert für den Einfluss weiterer Fahrstreifen;
- φ_{fat} der Versagensbeiwert, der von der Oberflächenrauigkeit wie unten angegeben abhängt.

(104)P Der Beiwert $\lambda_{S,1}$ darf in Abhängigkeit von der Neigung k_2 der Wöhlerlinie den Bild NA.NN.1 und Bild NA.NN.2 entnommen werden.



Legende

X Stützweite in m

Y Beiwert $\lambda_{s,1}$

1 Spannstahl Kopplungen ($N^* = 10^6$, $k_2 = 5$)

2 gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren
($N^* = 10^6$, $k_2 = 7$)

3 Betonstahl

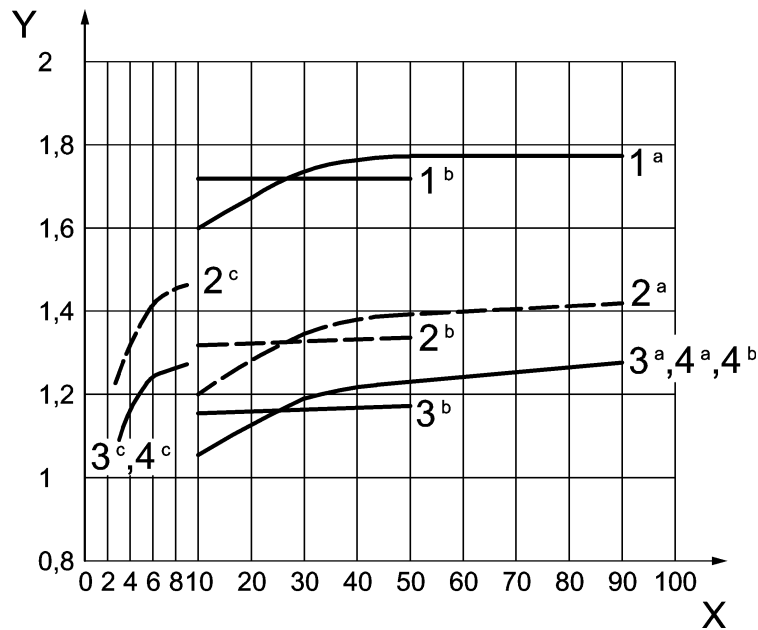
Spannglieder mit sofortigem Verbund (alle)

Spannglieder mit nachträglichem Verbund:

— Litzen in Kunststoffhüllrohren

— gerade Spannglieder in Stahlhüllrohren
($N^* = 10^6$, $k_2 = 9$)

Bild NA.NN.1 — Beiwert $\lambda_{s,1}$ für den Ermüdungsnachweis an Zwischenstützen



Legende

X Stützweite in m

Y Beiwert $\lambda_{s,1}$

1 Spannstahl Kopplungen ($N^* = 10^6$, $k_2 = 5$)

2 gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren
($N^* = 10^6$, $k_2 = 7$)

3 Betonstahl

Spannglieder mit nachträglichem Verbund:

— Litzen in Kunststoffhüllrohren

— gerade Spannglieder in Stahlhüllrohren

($N^* = 10^6$, $k_2 = 9$)

4 Schubbewehrung

($N^* = 10^6$, $k_2 = 9$)

a Durchlaufräger *

b Einfeldträger *

c Fahrbahnplatten (für Querrichtung)

* für Spannweiten $L < 10$ m gelten die Werte für $L = 10$ m

Bild NA.NN.2 — Beiwert $\lambda_{s,1}$ für den Ermüdungsnachweis im Feld und für Einzelbauteile

(105)P Der Beiwert $\lambda_{S,2}$ erfasst den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und der Verkehrsart. Er darf nach Gleichung (NA.NN.3) ermittelt werden.

$$\lambda_{S,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{obs}}}{2,0}} \quad (\text{NA.NN.3})$$

Dabei ist

- N_{obs} die Anzahl der LKW je Jahr nach DIN EN 1991-2 in Mio.;
- k_2 die Neigung der zutreffenden Wöhlerlinie nach den Tabellen 6.3DE oder 6.4DE in 6.8.4;
- \bar{Q} der Beiwert nach Tabelle NA.NN.1 für die Verkehrsart, die durch die zuständige Behörde festgelegt wird.

Tabelle NA.NN.1 — Beiwerte für Verkehrsart

Beiwert \bar{Q} für	große Entfernung	mittlere Entfernung	Lokalverkehr
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

ANMERKUNG Zur Auswahl der Verkehrsart kann angenähert angenommen werden:

- große Entfernung: Hunderte von Kilometern,
- mittlere Entfernung: 50 km bis 100 km,
- Lokalverkehr: weniger als 50 km.

In der Praxis ist eine Mischung der Verkehrsarten vorhanden.

(106)P Der Beiwert $\lambda_{S,3}$ erfasst den Einfluss der Nutzungsdauer und darf nach Gleichung (NA.NN.4) ermittelt werden.

$$\lambda_{S,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{years}}}{100}} \quad (\text{NA.NN.4})$$

Dabei ist

- N_{years} die Nutzungsdauer der Brücke (festzulegen, falls von 100 Jahren abweichend).

(107)P Der Beiwert $\lambda_{S,4}$ erfasst den Einfluss mehrerer Fahrstreifen und darf nach Gleichung (NA.NN.5) ermittelt werden.

$$\lambda_{S,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} \quad (\text{NA.NN.5})$$

Dabei ist

$N_{\text{obs},1}$ die Anzahl der Lastwagen je Jahr auf dem ersten Fahrstreifen, die durch die zuständige Behörde festgelegt wird;

$N_{\text{obs},i}$ die Anzahl der Lastwagen je Jahr auf der Spur i , die durch die zuständige Behörde festgelegt wird.

(108)P Der Beiwert φ_{fat} erfasst den Einfluss der Oberflächenrauigkeit:

— $\varphi_{\text{fat}} = 1,2$ für Oberflächen mit geringer Rauigkeit

— $\varphi_{\text{fat}} = 1,4$ für Oberflächen großer Rauigkeit

Für den Nachweis von Querschnitten, die weniger als 6,0 m von Fahrbahnübergängen bzw. Dehnfugen entfernt sind, ist zusätzlich der Erhöhungsfaktor nach DIN EN 1991-2:2010-12, 4.6.1(6) zu berücksichtigen.

NA.NN.3 Eisenbahnbrücken

NA.NN.3.1 Betonstahl und Spannstahl

(101)P Die schädigungsäquivalente Schwingbreite für Betonstahl und Spannstahl ist nach Gleichung (NA.NN.6) zu ermitteln.

$$\Delta \sigma_{S, \text{equ}} = \lambda_S \cdot \Delta \sigma_{S,71} \quad (\text{NA.NN.6})$$

Dabei ist

$\Delta \sigma_{S,71}$ die Schwingbreite infolge Lastmodell 71 (angeordnet in ungünstigster Laststellung) einschließlich des dynamischen Faktors nach DIN EN 1991-2;

λ_S der Korrekturfaktor zur Berechnung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite aus der durch das Lastmodell 71 verursachten Schwingbreite. Die in Tabelle NA.NN.2 angegebenen Werte basieren auf $\psi_1 = 1$.

(102)P Der Korrekturfaktor λ_S berücksichtigt den Einfluss der Spannweite, des jährlichen Verkehrsaufkommens, der Nutzungsdauer und der Anzahl der Gleise. Er darf nach Gleichung (NA.NN.7) berechnet werden.

$$\lambda_S = \lambda_{S,1} \cdot \lambda_{S,2} \cdot \lambda_{S,3} \cdot \lambda_{S,4} \quad (\text{NA.NN.7})$$

Dabei ist

$\lambda_{S,1}$ der Beiwert, der die Stützweite des Bauteils und die Verkehrsmischung berücksichtigt;

$\lambda_{S,2}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des jährlichen Verkehrsaufkommens;

$\lambda_{S,3}$ der Beiwert zur Berücksichtigung der Nutzungsdauer;

$\lambda_{S,4}$ der Beiwert für mehrere Gleise.

(103) Der Beiwert $\lambda_{S,1}$ ist eine Funktion der Stützweite des Bauteils und der Verkehrsmischung. Die Zahlenwerte für $\lambda_{S,1}$ für Standard-Mischverkehr und Schwerverkehr, dürfen Tabelle NA.NN.2 entnommen werden.

Für andere Kombinationen von Zugtypen darf der Beiwert $\lambda_{S,1}$ nach in entsprechenden einschlägigen Dokumenten angegebenen Methoden berechnet werden.

(104) Der Beiwert $\lambda_{S,2}$ erfasst den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und darf nach Gleichung (NA.NN.8) ermittelt werden.

$$\lambda_{S,2} = k_2 \sqrt{\frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6}} \quad (\text{NA.NN.8})$$

Dabei ist

Vol das Verkehrsaufkommen in Tonnen je Jahr und Gleis;

k_2 die Neigung der Wöhlerlinie.

(105) Der Beiwert $\lambda_{S,3}$ erfasst den Einfluss der Nutzungsdauer und darf nach Gleichung (NA.NN.9) ermittelt werden.

$$\lambda_{S,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{years}}}{100}} \quad (\text{NA.NN.9})$$

Dabei ist

N_{years} der Bemessungswert der Nutzungsdauer der Brücke in Jahren;

k_2 die Neigung der Wöhlerlinie.

(106) Der Beiwert $\lambda_{S,4}$ erfasst den Einfluss der Belastung von mehr als einem Gleis. Der Einfluss der Belastung von zwei Gleisen darf nach Gleichung (NA.NN.10) berechnet werden.

$$\lambda_{S,4} = k_2 \sqrt{n + (1-n) \cdot s_1^2 + (1-n) \cdot s_2^2} \quad (\text{NA.NN.10})$$

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

Dabei ist

n die Begegnungshäufigkeit von Zügen auf mehrgleisigen Tragwerken (der Wert für n ist vom Bauherrn anzugeben);

N_c die Anzahl der die Brücke gleichzeitig überquerenden Züge im Bezugszeitraum;

N_T die Gesamtanzahl der auf einem Gleis fahrenden Züge im gleichen Bezugszeitraum;

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2$ die Schwingbreiten infolge des Lastmodells 71 auf einem Gleis;

$\Delta \sigma_{1+2}$ die Schwingbreite infolge des Lastmodells 71 auf zwei Gleisen;

k_2 die Neigung der Wöhlerlinie.

Wenn unter den Verkehrslasten auf einem Gleis ausschließlich Druckspannungen auftreten, sind die entsprechenden Werte $s_j = 0$ zu setzen.

Tabelle NA.NN.2 — Beiwerte $\lambda_{S,1}$ für Einfeld- und Durchlaufträger (Stützweite L nach Bild NA.NN.3)

Art	Wöhlerlinie			Stützweite L m	Verkehrsmischung	
	k_1	k_2	N^*		Standard	Schwer
a) Einfeldträger						
[1]	5	9	10^6	≤ 2	0,90	0,95
				≥ 20	0,65	0,70
[2]	3	7	10^6	≤ 2	1,00	1,05
				≥ 20	0,70	0,70
[3]	3	5	10^6	≤ 2	1,25	1,35
				≥ 20	0,75	0,75
[4]	3	5	10^7	≤ 2	0,80	0,85
				≥ 20	0,40	0,40
b) Durchlaufträger (mittlere Felder, Querschnitt in Feldmitte)						
[1]	5	9	10^6	≤ 2	0,95	1,05
				≥ 20	0,50	0,55
[2]	3	7	10^6	≤ 2	1,00	1,15
				≥ 20	0,55	0,55
[3]	3	5	10^6	≤ 2	1,25	1,40
				≥ 20	0,55	0,55
[4]	3	5	10^7	≤ 2	0,75	0,90
				≥ 20	0,35	0,30
c) Durchlaufträger (Querschnitt im Endfeld)						
[1]	5	9	10^6	≤ 2	0,90	1,00
				≥ 20	0,65	0,65
[2]	3	7	10^6	≤ 2	1,05	1,15
				≥ 20	0,65	0,65
[3]	3	5	10^6	≤ 2	1,30	1,45
				≥ 20	0,65	0,70
[4]	3	5	10^7	≤ 2	0,80	0,90
				≥ 20	0,35	0,35

Tabelle NA.NN.2 (fortgesetzt)

Art	Wöhlerlinie			Stützweite L m	Wöhlerlinie	
	k_1	k_2	N^*		Standard	Schwer
d) Durchlaufträger (Querschnitt an Mittelstützen)						
[1]	5	9	10^6	≤ 2	0,85	0,85
				≥ 20	0,70	0,75
[2]	3	7	10^6	≤ 2	0,90	0,95
				≥ 20	0,70	0,75
[3]	3	5	10^6	≤ 2	1,10	1,10
				≥ 20	0,75	0,80
[4]	3	5	10^7	≤ 2	0,70	0,70
				≥ 20	0,35	0,40
e) Schubbewehrung						
(a)	5	9	10^6	≤ 2	≤ 2	0,90
				≥ 20	≥ 20	0,70
(b)	Werte entsprechend Mittelstütze					
(c)	5	9	10^6	≤ 2	0,80	0,90
				≥ 20	0,65	0,65
(d)	5	9	10^7	≤ 2	0,85	0,90
				≥ 20	0,70	0,75
Legende						
[1] Betonstahl, Spannglieder mit sofortigem Verbund (alle), Spannglieder mit nachträglichem Verbund (Litzen in Kunststoff- und gerade Spannglieder in Stahlhüllrohren);						
[2] Spannglieder mit nachträglichem Verbund (gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren);						
[3] Kopplungen (Spannstahl);						
[4] Stoßverbindungen (Betonstahl), geschweißte Stäbe einschließlich Heftschweißung und Stumpfstößen.						
(a) Einfeldträger						
(b) Durchlaufträger (Innenfeld, Querschnitt im Feldbereich)						
(c) Durchlaufträger (Querschnitt im Endfeld)						
(d) Durchlaufträger (Querschnitt an Mittelstützen)						

(107) Werte für $\lambda_{S,1}$ dürfen für Stützweiten L zwischen 2 m und 20 m aus der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$\lambda_{S,1}(L) = \lambda_{S,1}(2) + [\lambda_{S,1}(20) - \lambda_{S,1}(2)] (\log L - 0,3) \quad (\text{NA.NN.11})$$

Zur Definition der Stützweite L sowie der Lage der Querschnitte im Endfeld, Stützquerschnitte und Querschnitte in Mittelfeldern siehe Bild NA.NN.3.

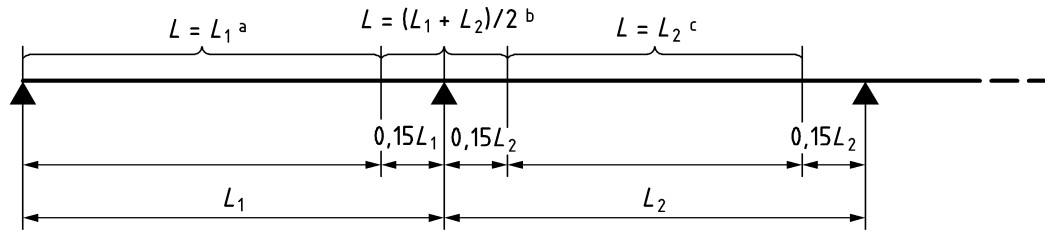


Bild NA.NN.3 – Definition der Lage der Querschnitte

NA.NN.3.2 Beton unter Druckbeanspruchung

(101) Für Beton unter Druckbeanspruchung darf ein ausreichender Ermüdungswiderstand angenommen werden, wenn die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1,0 \quad (\text{NA.NN.12})$$

mit

$$R_{eq} = \frac{\min |\sigma_{cd,eq}|}{\max |\sigma_{cd,eq}|}$$

$$E_{cd,max,eq} = \gamma_{Ed,fat} \frac{\max |\sigma_{cd,eq}|}{f_{cd,fat}} \quad f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \cdot \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fat}} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{mit } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

Dabei ist

$\max |\sigma_{cd,eq}|$; $\min |\sigma_{cd,eq}|$ die obere bzw. untere Druckspannung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite mit einer Anzahl von $N = 10^6$ Zyklen;

$$\max |\sigma_{cd,eq}| \geq \min |\sigma_{cd,eq}|$$

$\beta_{cc}(t_0)$ der Koeffizient in Abhängigkeit vom Betonalter t_0 beim Aufbringen der Ermüdungslast nach 3.1.2 (6)). Ist keine Information vorhanden, kann $\beta_{cc} = 1,0$ gesetzt werden.

(102) Die obere und untere Spannung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite sollten nach Gleichung (NA.NN.13) ermittelt werden.

$$\begin{aligned} \max |\sigma_{cd,eq}| &= |\sigma_{c,perm}| + \lambda_c (\max |\sigma_{c,71}| - |\sigma_{c,perm}|) \\ \min |\sigma_{cd,eq}| &= |\sigma_{c,perm}| - \lambda_c (|\sigma_{c,perm}| - \min |\sigma_{c,71}|) \end{aligned} \quad (\text{NA.NN.13})$$

Dabei ist

$|\sigma_{c,perm}|$ die betragsmäßige Betondruckspannung infolge der ständigen Einwirkungen $\sum_j G_{kj} + R_k$.

$\max|\sigma_{c,71}|; \min|\sigma_{c,71}|$ die betragsmäßig größte bzw. kleinste Druckspannung infolge den ständigen Einwirkungen und dem 1,0-fachen Lastmodell 71 (einschließlich des dynamischen Faktors ϕ_2 nach DIN EN 1991-2);

λ_c der Korrekturfaktor zur Berechnung der oberen und unteren Spannung der schädigungs-äquivalenten Schwingbreite aus den durch Lastmodell 71 hervorgerufenen Spannungen.

Die in Tabelle NA.NN.3 angegebenen Werte basieren auf $\psi = 1$.

(103) Der Korrekturfaktor λ_c berücksichtigt die Dauerspannung, die Stützweite, das jährliche Verkehrsaufkommen, die Nutzungsdauer und mehrere Gleise. Er darf nach der folgenden Gleichung berechnet werden.

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2} \cdot \lambda_{c,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad (\text{NA.NN.14})$$

Dabei ist

- $\lambda_{c,0}$ der Beiwert, der die Dauerspannung berücksichtigt;
- $\lambda_{c,1}$ der Beiwert, der die Stützweite und die Verkehrsmischung berücksichtigt;
- $\lambda_{c,2}$ der Beiwert zur Berücksichtigung des jährlichen Verkehrsaufkommens;
- $\lambda_{c,3}$ der Beiwert zur Berücksichtigung der Nutzungsdauer;
- $\lambda_{c,4}$ der Beiwert für mehrere Gleise.

(104) Der Beiwert $\lambda_{c,0}$ erfasst den Einfluss der Dauerspannung und darf nach Gleichung (NA.NN.15) ermittelt werden.

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{|\sigma_{c,perm}|}{f_{cd,fat}} \geq 1,0 \quad (\text{NA.NN.15})$$

Für die vorgedruckte Zugzone in Spannbetonbauteilen darf $\lambda_{c,0}$ zu 1,0 angenommen werden.

(105) Der Beiwert $\lambda_{c,1}$ ist eine Funktion der Stützweite des Bauteils und der Verkehrsmischung. Die Zahlenwerte für $\lambda_{c,1}$ für Standard-Mischverkehr und Schwerverkehr, dürfen Tabelle NA.NN.3 dieses Anhangs entnommen werden.

(106) Der Beiwert $\lambda_{c,2}$ erfasst den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens und darf nach Gleichung (NA.NN.16) ermittelt werden.

$$\lambda_{c,2} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] \quad (\text{NA.NN.16})$$

Dabei ist

Vol das Verkehrsaufkommen in Tonnen je Jahr und Gleis.

(107) Der Beiwert $\lambda_{c,3}$ erfasst den Einfluss der Nutzungsdauer und darf nach Gleichung (NA.NN.17) ermittelt werden.

$$\lambda_{c,3} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{N_{\text{years}}}{100} \right] \quad (\text{NA.NN.17})$$

Dabei ist

N_{years} Bemessungswert der Nutzungsdauer der Brücke in Jahren

(108) Der Beiwert $\lambda_{c,4}$ erfasst den Einfluss der Belastung von mehr als einem Gleis. Der Einfluss der Belastung von zwei Gleisen darf nach Gleichung (NA.NN.18) berechnet werden.

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log n \geq a \quad (\text{NA.NN.18})$$

$$a = \frac{\max \{ \Delta \sigma_{c,1}, \Delta \sigma_{c,2} \}}{\Delta \sigma_{c,1+2}}$$

$$n = \frac{N_c}{N_T}$$

Dabei ist

n	das Verhältnis des die Brücke gleichzeitig überquerenden Verkehrs;
N_c	die Anzahl der die Brücke gleichzeitig überquerenden Züge;
N_T	die Gesamtanzahl der auf einem Gleis fahrenden Züge;
$\Delta \sigma_{c,1}, \Delta \sigma_{c,2}$	die Spannungsänderungen infolge des Lastmodells 71 auf einem Gleis;
$\Delta \sigma_{c,1+2}$	die Spannungsänderung infolge des Lastmodells 71 auf zwei Gleisen.

Zur Berechnung der Spannungsänderungen infolge Lastmodells 71 sollten die oberen und unteren Betondruckspannungen aus der Summe der ständigen Einwirkungen mit und ohne dem Lastmodell 71 (angeordnet in der jeweils ungünstigsten Laststellung) mit dem dynamischen Faktor Φ_2 nach DIN EN 1991-2 ermittelt werden.

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

Querschnittsbereich	Stützweite m	Verkehrsmischung	
		Standard	Schwer
a) Einfeldträger			
Druckzone	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,75	0,75
vorgedrückte Zugzone	≤ 2	0,95	1,00
	≥ 20	0,90	0,90
b) Durchlaufträger (mittlere Felder, Querschnitt im Feldbereich ^{a)})			
Druckzone	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,55	0,55
vorgedrückte Zugzone	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,70
c) Durchlaufträger (Querschnitt im Endfeld)			
Druckzone	≤ 2	0,75	0,80
	≥ 20	0,70	0,70
vorgedrückte Zugzone	≤ 2	1,10	1,20
	≥ 20	0,70	0,70

Tabelle NA.NN.3 (fortgesetzt)

Querschnittsbereich	Stützweite m	Verkehrsmischung	
		Standard	Schwer
d) Durchlaufträger (Querschnitt an Mittelstützen)			
Druckzone	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,85	0,85
vorgeführte Zugzone	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,80	0,85
e) Druckstreben			
(a)	≤ 20	0,70	0,75
	≥ 60	0,85	0,85
(b)	Werte entsprechend Mittelstütze		
(c)	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,70	0,70
(d)	≤ 20	0,70	0,75
	≥ 60	0,85	0,85
Legende (a) Einfeldträger (b) Durchlaufträger (Innenfeld, Querschnitt im Feldbereich) (c) Durchlaufträger (Querschnitt im Endfeld) (d) Durchlaufträger (Querschnitt an Mittelstützen) ^a Siehe Bild NA.NN.3.			

L_U und unteren Werten L_L aus der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(L_L) + [\lambda_{c,1}(L_U) - \lambda_{c,1}(L_L)] \cdot \frac{\log\left(\frac{L}{L_L}\right)}{\log\left(\frac{L_U}{L_L}\right)} \quad (\text{NA.NN.19})$$

(110)P Der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit für Beton ist durch die Wöhlerlinie nach Gleichung (NA.NN.20) gegeben.

$$\log N = 14 \cdot \frac{1 - E_{cd, \max}}{\sqrt{1 - R}} \quad (\text{NA.NN.20})$$

Dabei ist

$$R = \frac{\min |\sigma_{cd}|}{\max |\sigma_{cd}|};$$

$$E_{cd, \max} = \gamma_{Ed, \text{fat}} \frac{\max |\sigma_{cd}|}{f_{cd, \text{fat}}} \quad f_{cd, \text{fat}} = \beta_{cc}(t_0) \cdot \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_{c, \text{fat}}} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right);$$

mit f_{ck} in N/mm²

$\max |\sigma_{cd}|$; $\min |\sigma_{cd}|$ der betragsmäßig oberer bzw. unterer Wert der Betondruckspannung;

N die Anzahl der ertragbaren Lastzyklen;

$\beta_{cc}(t_0)$ der Koeffizient in Abhängigkeit vom Betonalter t_0 beim Aufbringen der Ermüdungslast nach 3.1.2 (6). Ist keine Information vorhanden, kann $\beta_{cc} = 1,0$ gesetzt werden.

(111)P Es ist nachzuweisen, dass die Schädigungssumme D_{Ed} infolge der maßgebenden Ermüdungslast die folgende Bedingung erfüllt:

$$D_{Ed} \leq 1 \quad (\text{NA.NN.21})$$

Für die Berechnung der Schädigungssumme D_{Ed} gilt die Palmgren-Miner-Regel.

NA.NN.3.3 Querrichtung

(101) Für Platten (auch schiefe Platten) mit einem Öffnungswinkel nicht kleiner als 75° oder mit einer charakteristischen Länge nicht kleiner als der dreifache Wert der Spannweite der Deckplatte kann der Beiwert $\lambda_{S,1}$ oder $\lambda_{c,1}$ für die Querrichtung aus den Werten für Einfeldträger (Tabellen NA.NN.2 und NA.NN.3) mit den Ersatzstützweiten aus Tabellen NA.NN.4 und NA.NN.5 ermittelt werden.

Der Öffnungswinkel ist der Winkel zwischen Lagerlinie und Systemachse in Längsrichtung.

Die charakteristische Länge ist entweder der Abstand zwischen den Lagern (Stützweite in Längsrichtung) oder der Abstand zwischen den Querträgern im betrachteten Feld. Der kleinere Wert ist maßgebend.

Tabelle NA.NN.4 — Platte als Haupttragwerk in Längsrichtung

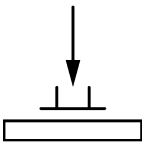
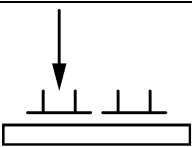
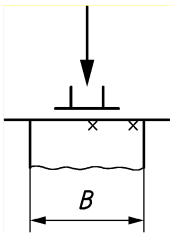
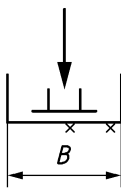
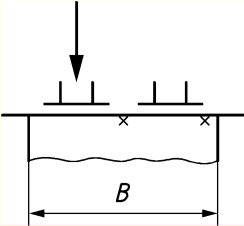
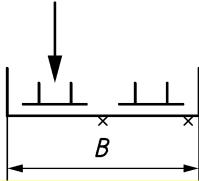
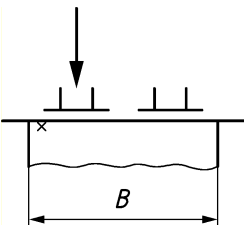
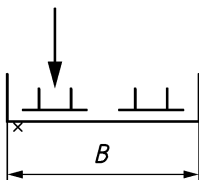
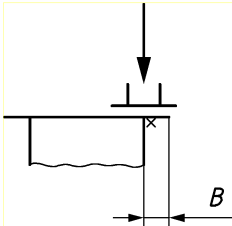
System und Lastanordnung	Beiwert $\lambda_{S,1}$ oder $\lambda_{c,1}$ für	Ersatzstützweite
	Biegemomente	$L / 5$
	Biegemomente	$L / 2$
Dabei ist L die Spannweite im betrachteten Feld in Längsrichtung		

Tabelle NA.NN.5 — Zwischen Hauptträgern in Querrichtung gespannte Deckplatte

System und Lastanordnung	Beiwert $\lambda_{S,1}$ oder $\lambda_{c,1}$ für	Ersatzstützweite
 	Feldmomente und Stützmomente	B
 	Feldmomente und Stützmomente	$1,5 \cdot B$
 	Stützmomente	$\frac{B}{1,5}$
	Kragarm	$1,5 \cdot B$
Legende x maßgebende Stelle für den Nachweis		

Anhang OO „Typische Diskontinuitäts (D) Bereiche von Brücken“**NCI zu Anhang OO**

Der informative Anhang OO ist in Deutschland nicht verbindlich.

Anhang PP „Sicherheitsformat für nichtlineare Berechnungen“**NCI zu Anhang PP**

Der informative Anhang PP ist in Deutschland nicht anzuwenden.

Anhang QQ „Beschränkung der Schubrisse in Stegen“**NCI zu Anhang QQ**

Der Anhang QQ ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NCI

Anhang NA.TT (normativ)

Ergänzungen für Betonbrücken mit externen Spanngliedern

NA.TT.1 Allgemeines

(1)P Dieser Anhang gilt für den Neubau von Betonbrücken mit Kastenquerschnitt. Die Spannglieder in Brückenlängsrichtung liegen dabei

— entweder alle außerhalb des Betonquerschnittes im Innern des Kastenquerschnittes (Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern)

oder

— mit Verbund im Betonquerschnitt und ohne Verbund im Innern des Kastenquerschnittes (Mischbauweise).

ANMERKUNG Für Betonbrücken mit anderen Querschnittsformen oder internen Spanngliedern ohne Verbund in Brückenlängsrichtung sind ergänzende Regeln zu beachten (siehe Anhang NA.UU).

(2)P Die Brückenquerrichtung ist ohne Vorspannung oder mit Querspanngliedern nach NA.TT.3.3 auszuführen.

NA.TT.2 Begriffe

Die in diesem Anhang verwendeten Begriffe sind in DIN EN 1992-2:2010-12, 1.5 definiert.

NA.TT.3 Grundsätze für die bauliche Durchbildung

NA.TT.3.1 Externe Spannglieder und interne Spannglieder ohne Verbund

(1) Die zulässige Spannkraft eines externen Spanngliedes sollte etwa 3,0 MN nicht überschreiten.

(2)P Eine planmäßige spätere Nachspannbarkeit und Auswechselbarkeit der Spannglieder ohne Verbund ist sicherzustellen und im Rahmen der Ausführungsplanung nachzuweisen. Eine entsprechende Arbeitsanweisung ist vom Auftragnehmer aufzustellen und in das Bauwerksbuch aufzunehmen.

(3) Die Gesamtlänge eines externen Spanngliedes zwischen den Endverankerungen sollte etwa 200 m nicht überschreiten.

(4)P Der ordnungsgemäße Einbau von Spanngliedverankerungen, Umlenkelementen und Durchführungen ist bei der Ausführung höhen- und lagemäßig zu überprüfen. Die gemessenen Werte und die Sollwerte sind zu protokollieren. Die eingebauten externen Spannglieder dürfen an den Austritten nicht anliegen.

(5)P Aussparungskörper müssen eine ausreichende Biegesteifigkeit aufweisen und beim Betonieren in ihrer Lage gesichert sein.

(6)P Im Bereich von Spanngliedverankerungen sind die Spannglieder auf einer Länge von mindestens 1,00 m gerade zu führen, wenn in der bauaufsichtlichen Zulassung keine abweichenden Werte angegeben sind. Dies gilt auch für die Bereiche vor und nach Kopplungen.

(7)P Das lichte Maß zwischen parallelen externen Spanngliedern untereinander und zu angrenzenden Bauteilen muss aus Gründen der Prüfbarkeit der Spannglieder mindestens 8 cm betragen.

(8) Zur Vermeidung von induzierten Schwingungen sollten die externen Spannglieder in einem Abstand von höchstens 35 m gestützt werden. Umlenkstellen und Ankerstellen gelten als Spanngliedstützungen. An den übrigen notwendigen Stellen sollte eine Stützung in Anlehnung an Rohraufhängungen oder Rohrauflagerungen ausgebildet werden.

(9) Das lichte Maß zwischen den internen Spanngliedern ohne Verbund ist so groß zu wählen, dass ein ordnungsgemäßes Betonieren möglich ist. Maßgebend dafür sind die entsprechenden Regeln für Spannglieder mit nachträglichem Verbund

(10) Querschnittsschwächungen durch die internen Spannglieder ohne Verbund sind bei der Bemessung und Konstruktion zu berücksichtigen.

NA.TT.3.2 Mischbauweise

(1)P Bei der Mischbauweise muss der Anteil der mit externen Spanngliedern aufgetragenen Vorspannkraft im Endzustand in jedem Überbauquerschnitt mindestens 20 % der gesamten Vorspannkraft betragen.

NA.TT.3.3 Querspannglieder

(1)P Ist eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte erforderlich, dürfen hierfür nur interne Spannglieder ohne Verbund angewendet werden, die austauschbar sind.

NA.TT.3.4 Maßnahmen zur Verstärkung, Instandsetzung und Zugänglichkeit

(1)P Vorzusehen ist die Möglichkeit, dass an jedem Steg ein zusätzliches externes Spannglied mit einer Spannkraft von jeweils etwa 3,0 MN nachgerüstet werden kann. Bei der Mischbauweise sind zwei zusätzliche externe Spannglieder je Steg mit einer Spannkraft von jeweils etwa 3,0 MN für die Nachrüstung vorzusehen. Diese Zusatzspannglieder sind umgelenkt zu führen. Die Maßnahmen zur Verstärkung und Instandsetzung sind im Bauwerksentwurf detailliert bezüglich Größe, statischer Wirkung, Spanngliedführung, Einbringungsart und Einbau festzulegen und zu berücksichtigen.

(2)P Die für den Einbau und das Spannen der zusätzlichen externen Spannglieder erforderlichen Öffnungen und Freiräume sind dauerhaft vorzusehen. Leitungen für die Brückenentwässerung und eventuell mitgeführte Versorgungsleitungen sind so anzuordnen, dass bei einem späteren Einbau von externen Spanngliedern keine oder nur unwesentliche Umbauten erforderlich werden. Übergreifungsstöße im Bereich der Stützquerträger müssen möglich sein und damit auch eine feldweise Verstärkung.

(3)P Die Randbedingungen für den Einbau und das Spannen der zusätzlichen externen Spannglieder zur Verstärkung und Instandsetzung sind vom Auftragnehmer schriftlich zu formulieren und in das Bauwerksbuch aufzunehmen.

(4)P Die Mindestbreite von Durchgangsöffnungen in Querträgern darf 1,20 m nicht unterschreiten.

(5)P Im Hohlkasten sind die folgenden Bodenöffnungen vorzusehen:

- Mindestens eine Bodenöffnung mit der Größe 1,20 m × 2,50 m neben einem Verkehrsweg und jeweils eine weitere mit der Größe 1,00 m × 1,50 m vor jedem Widerlager. Über den Öffnungen ist jeweils ein Lasthaken mit einer zulässigen Gebrauchslast von 15 kN anzuordnen.

(6)P Der „Ausbau eines externen Spanngliedes je Steg“ ist für Straßenbrücken als vorübergehende Bemessungssituation mit den Verkehrslasten der Lastgruppe gr6 nach DIN EN 1991-2/NA:2012-08, Tabelle 4.4a, zu betrachten.

NA.TT.3.5 Anker- und Umlenkelemente

(1)P Anker- und Umlenkelemente sowie Durchführungen sind so auszubilden, dass zusätzlich zum planmäßigen Umlenkwinkel eine allseitige Toleranz von mindestens $\Delta\alpha = \pm 0,055$ rad beidseits der Umlenkung im umgebenden Konstruktionsbeton vorgehalten wird. Bei Durchführungen ist dabei als planmäßiger Umlenkwinkel $\alpha = 0$ rad anzusetzen. Die Toleranz gilt an der Ankerstelle eines Spanngliedes nur für den Austrittsbereich aus dem Ankerelement zur freien Länge.

(2)P Anker- und Umlenkelemente sind sowohl für die aus dem Bauablauf resultierende Spannreihenfolge als auch für jede mögliche Spanngliedauswechslung bzw. den Einbau der zusätzlichen externen Spannglieder zu bemessen. Bei der Bemessung von Anker- und Umlenkelementen ist zu berücksichtigen, dass die Umlenkkräfte lagemäßig auch im Toleranzbereich von $\Delta\alpha$ auftreten können.

(3)P Der Einfluss der Anker- und Umlenkelemente ist bei der Bemessung der angrenzenden Bauteile zu berücksichtigen. Dabei ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Vorspannkraft mit dem Bemessungswert nach 2.4.2.2 (3) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit dem maßgebenden charakteristischen Wert $P_{k,t}$ zugrunde zu legen.

(4) Der Einfluss der zusätzlichen externen Spannglieder nach TT.3.4 (1)P sollte im Bereich der Anker- und Umlenkelemente einschließlich angrenzender Bauteile erfasst werden, darf jedoch bei der Berechnung des Gesamtsystems vernachlässigt werden.

(5)P Auf Ankerelemente aufgebrachte Spannkraften nach 2.4.2.2 (3) sind mit mindestens 35 % der eingetragenen Vorspannkraft durch Bewehrung in die angrenzenden Bauteile rück zu verankern. Die aufnehmbare Kraft der Rückhängebewehrung ist mit dem Bemessungswert der Betonstahlspannung $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ zu ermitteln. Dabei darf nur jener Teil der Bewehrung berücksichtigt werden, der im Eintragungsbereich der Vorspannkraft in das angrenzende Bauteil liegt. Im Verbund liegende Spannglieder dürfen berücksichtigt werden, wobei nur die Spannungsreserven bis zum Erreichen der zulässigen Spannstahlspannung angerechnet werden dürfen.

(6)P Bei der Bemessung der Anker- und Umlenkelemente sind zweckmäßige Modelle zur Verfolgung des Kraftflusses zugrunde zu legen. Die gewählten Modelle müssen sich am Kräftefluss nach der Elastizitätstheorie orientieren. Dabei sind die Steifigkeitsverhältnisse von Anker- und Umlenkelementen sowie der angrenzenden Bauteile zu berücksichtigen. Bei der Bemessung sind die jeweiligen Anteile der Kraftabtragung vollständig zu verfolgen. Dabei ist der Einfluss von Störungen des Kraftflusses durch Querschnittsaussparungen (Durchführungen, Anker- und Umlenkrohren u. Ä.) zu berücksichtigen.

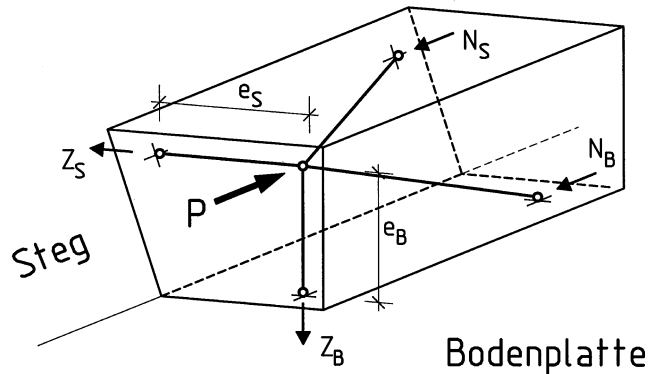
(7)P Bei Ankerelementen, die nach (6) P überwiegend als Konsole abtragen, ist das Zugband für mindestens 40 % der auf die Konsoltragwirkung entfallenden Ankerkraft zu bemessen.

(8)P Bei Ankerelementen, die überwiegend als Eckkonsole abtragen, darf in dem angegebenen Geltungsbereich die Aufteilung auf zwei Zugbänder vereinfacht nach Bild 3.1 bestimmt werden. Für Modellungenauigkeiten ist dabei eine rechnerisch um 10 % vergrößerte Vorspannkraft nach (3)P für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zugrunde zu legen. Jede Konsolrichtung ist gemäß Absatz (7)P für mindestens 40 % der auf sie entfallenden Ankerkraft zu bemessen.

(9)P Für die Bemessung von Anker- und Umlenkelementen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die Annahme der Vorspannwirkung der Bemessungswert der Spannkraft P_d mit $\gamma_p = 1,35$ nach 2.4.2.2(3) anzusetzen. Auf der Widerstandsseite gelten die Teilsicherheitsbeiwerte nach 2.4.2.4, Tabelle 2.1DE unverändert.

(10)P Für Umlenkelemente ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ein Rissbreitennachweis zu führen. Für Modellungenauigkeiten ist dabei eine rechnerisch um 35 % vergrößerte Umlenkkraft zugrunde zu legen. Die Rissbreite darf als ausreichend begrenzt angenommen werden, wenn die Betonstahlspannung die Werte nach 7.3.3 Tabelle 7.2DE für Stahlbetonquerschnitte nicht überschreitet. Tabelle 7.3N in 7.3.3 ist nicht anzuwenden.

(11)P Für Ankerelemente ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ein Rissbreitennachweis zu führen. Die Rissbreite darf als ausreichend begrenzt angenommen werden, wenn die Betonstahlspannung die Werte nach 7.3.3 Tabelle 7.2DE für Stahlbetonquerschnitte nicht überschreitet. Tabelle 7.3N in 7.3.3 ist nicht anzuwenden.



$$\text{Für } 0,6 \leq \frac{e_S}{e_B} \leq 1,5:$$

$$N_B = P \cdot (e_S / (e_S + e_B))$$

$$N_S = P \cdot (e_B / (e_S + e_B))$$

$$Z_B \geq -0,4 \cdot N_B$$

$$Z_S \geq -0,4 \cdot N_S$$

Bild NA.TT.3.1 — Eckkonsole, vereinfachte Aufteilung auf zwei Zugbänder

NA.TT.4 Überwachung

(1)P Vom Auftragnehmer ist eine Arbeitsanweisung für den planmäßigen Einbau und das Auswechseln der externen Spannglieder aufzustellen und dem Auftraggeber rechtzeitig vor Beginn der Arbeiten vorzulegen. Dabei sind insbesondere darzustellen:

- die baustellengerechte Vermaßung der Aussparungskörper in den Ausführungsplänen,
- das Einmessen und der Einbau der Aussparungskörper in die Schalung,
- die Lagesicherung der Aussparungskörper,
- der Einbau, das Spannen und das Auswechseln der Spannglieder.

(2)P Der Auftragnehmer hat ein Messprogramm aufzustellen, mit dessen Hilfe die Überwachung und Kontrolle der einzelnen Arbeitsschritte im Bau- und Endzustand sichergestellt werden.

(3)P Der ordnungsgemäße Einbau der Anker- und Umlenkelemente sowie der Durchführungen ist unmittelbar nach deren Herstellung durch geeignete Maßnahmen zu kontrollieren.

ANMERKUNG Dies kann z. B. durch das fortlaufende Durchführen und Spannen eines dünnen Drahtes durch die für ein Spannglied vorgesehenen Anker- und Umlenkelemente sowie Durchführungen erfolgen (sog. Schnurmethode).

(4)P Zum Zwecke der Bauwerksprüfung sind alle Bauteile im Kasteninnern, die der Verankerung, Umlenkung oder Durchführung von externen Spanngliedern dienen, eindeutig und dauerhaft zu kennzeichnen.

NCI

Anhang NA.UU
(normativ)

**Ergänzungen für Betonbrücken mit internen Spanngliedern ohne
Verbund in Längstragrichtung**

NA.UU.1 Allgemeines

(1) Dieser Anhang gilt für den Neubau von Betonbrücken mit internen Spanngliedern ohne Verbund in Brückenlängsrichtung und ist nur mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde anzuwenden. Für diese Bauweise sind die Regeln der Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern nach DIN EN 1992-2 anzuwenden, sofern nachfolgend keine ergänzenden Regeln angegeben sind.

(2) Als Querschnittsformen dürfen Platten-, Plattenbalken- oder Kastenquerschnitte gewählt werden. Dabei sind die nachfolgenden ergänzenden Regeln für die gewählte Querschnittsform zu beachten.

NA.UU.2 Ergänzende Regeln für die Bemessung

(1) Für die Festlegung der Betondeckung ist DIN EN 1992-2:2010-12, 4.4.1.2 (3) wegen des Fehlens des Spannstahlverbundes nicht anzuwenden.

(2) Die Tragwerkseigenschaft der Vorankündigung (Vermeidung eines spröden Versagens) ist nach DIN EN 1992-2:2010-12, 6.1 (109)a), nachzuweisen. Zusätzlich ist dabei sicherzustellen, dass eine deutliche Vorankündigung durch Risse im sichtbaren Feldbereich eintritt. Dazu sind die Spannglieder rechnerisch so zu reduzieren, dass mit der verbleibenden Vorspannung und den Eigen- und Ausbaulasten Randzugspannungen von mindestens $0,5 \text{ N/mm}^2$ in der Unteransicht des Überbaus auftreten. Die Nachweisführung erfolgt zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ für jedes Überbaufeld. Es ist anzunehmen, dass die Spannglieder ohne Verbund auf gesamter Länge ausfallen.

(3) Interne Spannglieder ohne Verbund sind als Aussparungen des Betonquerschnitts anzusehen, die bei der Bemessung und Konstruktion konsequent nach den Regeln der DIN EN 1992-2 zu verfolgen sind. In besonderen Fällen, beispielsweise im Einleitungsbereich konzentrierter Lasten (Lager, Spanngliedverankerungen usw.) oder bei durch kreuzende Spannglieder gestörter Querkraftabtragung, ist die Bemessung und Konstruktion mit zweckmäßigen Stabwerksmodellen durchzuführen, die sich am Kräftefluss nach der Elastizitätstheorie orientieren.

NA.UU.3 Ergänzende Regeln für die bauliche Durchbildung

NA.UU.3.1 Brücken mit Kastenquerschnitt

(1) Der Anteil der durch externe Spannglieder aufgebrachten Vorspannkraft sollte im Endzustand in jedem Überbauquerschnitt mindestens etwa 50 % der gesamten Vorspannkraft betragen.

(2) Als interne Längsspannglieder ohne Verbund sind nachspannbare Spannglieder zu verwenden, die im Bauwerk einen Austausch des Spannstahls mit dauerhafter Wiederherstellung des Korrosionsschutzes ermöglichen. Die planmäßige Nachspannbarkeit und Auswechselbarkeit im Bauwerk ist entsprechend Anhang NA.TT sicherzustellen.

ANMERKUNG Die Kontrollierbarkeit der Spannkraft muss sichergestellt sein.

(3) Spannglieder in den Stegen sind nicht zulässig.

NA.UU.3.2 Brücken mit Platten- oder Plattenbalkenquerschnitt

(1) Bei Brücken bis zu einer Gesamtlänge von etwa 100 m (Widerlager ohne Wartungsgang) oder bei Brücken ohne besondere Verkehrsbedeutung dürfen interne Längsspannglieder ohne Verbund ohne die Anforderungen der Nachspannbarkeit eingebaut werden. Sie sind jedoch an den Überbaustirnseiten so zu verankern, dass sie nach Teilrückbau der Kammerwand zugänglich sind, so dass gegebenenfalls Spannstahl und Korrosionsschutzfett erneuert werden könnten. Bei besonderer Verkehrsbedeutung der Brücke (z. B. Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen) kann zusätzlich vereinbart werden, dass eine planmäßige Spannkraftkontrolle über Nischen, Lisenen o. ä. ohne wesentliche Verkehrsbehinderungen möglich sein soll. Die oben genannten Eigenschaften sind im Rahmen der Ausführungsplanung nachzuweisen. Eine entsprechende Arbeitsanweisung ist vom Auftragnehmer aufzustellen und in das Bauwerksbuch aufzunehmen.

(2) Bei Brücken ab einer Gesamtlänge von etwa 100 m und besonderer Verkehrsbedeutung (in der Regel bei Brücken im Zuge von Bundesfernstraßen) sind als interne Längsspannglieder ohne Verbund nachspannbare Spannglieder zu verwenden, die im Bauwerk einen Austausch des Spannstahls mit dauerhafter Wiederherstellung des Korrosionsschutzes ermöglichen. Die planmäßige Nachspannbarkeit und Auswechselbarkeit im Bauwerk ist entsprechend der Regel des Anhangs NA.TT 3.1(2) sicherzustellen.

(3) Bei den Brücken nach Absatz (2) ist zusätzlich die Möglichkeit vorzusehen, dass externe Spannglieder mit einer Spannkraft von mindestens 0,75 MN je qm Überbauquerschnittsfläche, mindestens jedoch 2 externe Spannglieder, nachgerüstet werden können (vorsorgliche Maßnahmen zur späteren Verstärkung). Diese Zusatzspannglieder sind umgelenkt zu führen. Die Maßnahmen zur Verstärkung und Instandsetzung sind im Bauwerksentwurf und in der Ausführungsplanung detailliert bezüglich Größe, statischer Wirkung, Spanngliederführung, Einbringungsart und Einbau festzulegen und zu berücksichtigen.

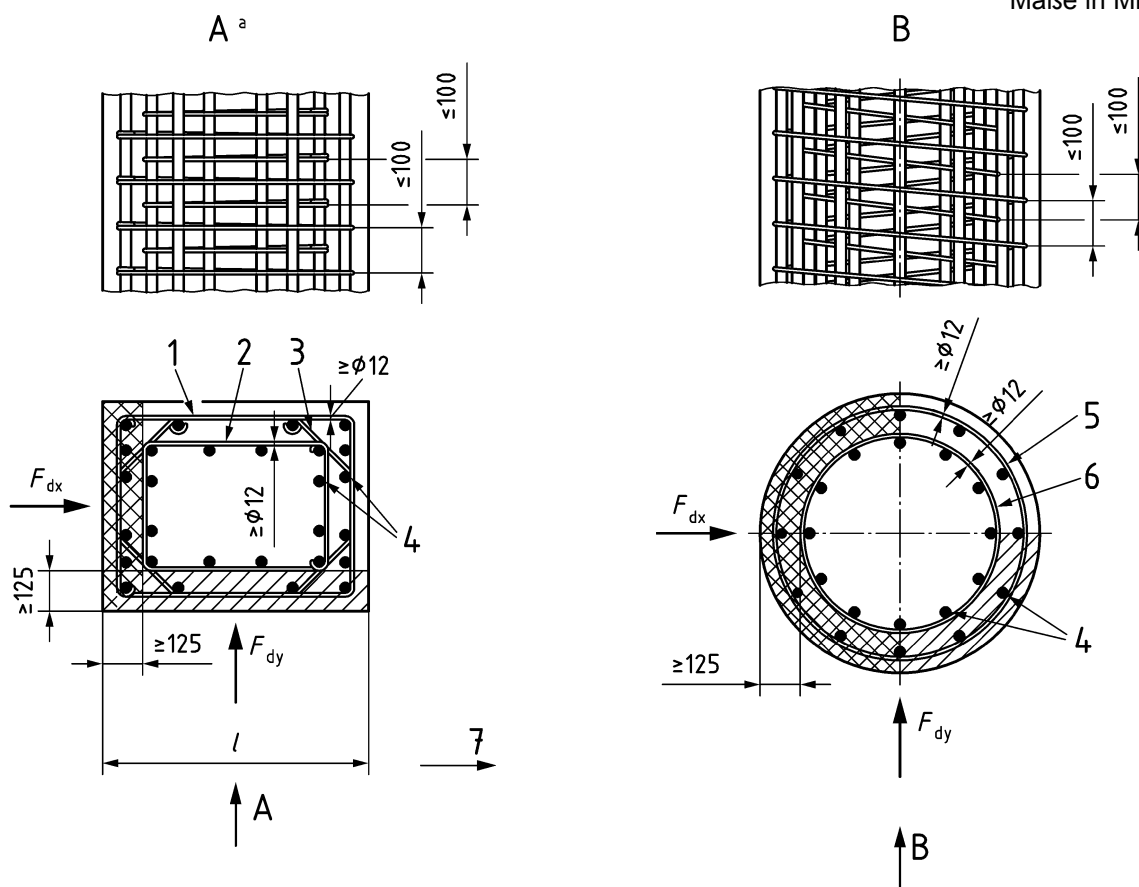
(4) Mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde dürfen zusätzlich zu den internen Spanngliedern auch externe Spannglieder verwendet werden. Voraussetzung dafür ist eine Zulassung des externen Spannverfahrens für die Verwendung im Freien durch das DIBt oder durch eine europäische Technische Zulassung mit zugehöriger allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ). Wenn externe Spannglieder in geringerer Höhe als 15 m über Gelände angeordnet werden, ist nachzuweisen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Überbau auch ohne die betroffenen Spannglieder sichergestellt bleibt ($\gamma \geq 1,0$). Der Nachweis ist zu führen für die außergewöhnliche Bemessungssituation unter Eigenlasten und Ausbaulasten.

(5) Mit Zustimmung des Bauherrn dürfen zusätzlich Spannglieder mit nachträglichem Verbund verwendet werden, wenn die Anforderungen und Regeln der Mischbauweise nach DIN EN 1992-2 zusätzlich beachtet werden.

Bewehrung von Stahlbetonstützen für den Anprall von Fahrzeugen

(101)P Sind Stahlbetonstützen für Anprall-Lasten zu bemessen, so ist ihre Längsbewehrung auf mindestens 2 m über die Höhe des Anprallbereiches hinaus zweilagig und ungestoßen nach Bild NA.VV.1 auszubilden, sofern nachstehend nichts anderes gesagt wird. Mindestens auf dieser Höhe ist die innere und die äußere Längsbewehrung mit Bügeln oder Wendel von mindestens 12 mm Durchmesser zu umschließen. Die Bügelenden müssen sich um mindestens eine Seitenlänge übergreifen oder außerhalb der Zerschellenschicht verankert werden. Wendelenden sind in das Innere des Querschnittes zu führen.

Maße in Millimeter



Legende

- 1, 2, 3 Bügel
- 4 Längsbewehrung
- 5 äußere Wendel
- 6 innere Wendel
- 7 Fahrtrichtung
- ^a im oberen Bild ohne Bügel 3 dargestellt
- F_{dx} , F_{dy} siehe DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12, Tabelle NA.2

Bild NA.VV.1 — Bewehrung anprallgefährdeter Stahlbetonstützen

(102)P Geht eine Stütze in einen Gründungspfahl über und wird der Anprallstoß nicht durch konstruktive Maßnahmen auf mehrere Pfähle verteilt so ist die Bewehrung des Anprallbereiches, sofern nicht ein genauerer Nachweis geführt wird, unvermindert vom unteren Rande des Anprallbereiches ab noch 5 m in den Gründungspfahl weiterzuführen.

Die Bewehrung darf nicht geschweißt werden.

(103)P Bei Hohlfeilern muss die vorgeschriebene Mindestwanddicke noch 2 m über den Rand des Anprallbereiches hinausgehen.