

## Beispiel 1 Hohlkasten einer Straßenbrücke

<b>1</b>	<b>Einleitung</b> .....	5
<b>2</b>	<b>Ausgangswerte</b> .....	8
2.1	Statisches System und Abmessungen .....	8
2.2	Lage des Bauwerks und Umgebungsbedingungen .....	9
2.3	Baustoffe .....	10
2.3.1	Beton .....	10
2.3.2	Betonstahl .....	11
2.3.3	Spannstahl .....	12
2.4	Mindestabmessungen .....	13
2.5	Mindestbewehrung .....	14
2.6	Querschnittsgrößen .....	19
<b>3</b>	<b>Einwirkungen</b> .....	22
3.1	Charakteristische Werte der Einwirkungen .....	22
3.1.1	Ständige Einwirkungen .....	22
3.1.2	Vorspannung .....	23
3.1.3	Veränderliche Einwirkungen .....	24
3.1.3.1	Vertikale Verkehrslasten .....	24
3.1.3.1.1	Vorbemerkungen .....	24
3.1.3.1.2	Lastmodell 1 .....	24
3.1.3.1.3	Lastmodell 2 .....	26
3.1.3.1.4	Ermüdungslastmodell 3 .....	26
3.1.3.2	Horizontale Verkehrslasten .....	27
3.1.3.2.1	Brems- und Anfahrlasten .....	27
3.1.3.2.2	Zentrifugallasten .....	28
3.1.3.3	Verkehrslastgruppen .....	28
3.1.3.4	Windeinwirkungen .....	29
3.1.3.5	Temperatureinwirkungen .....	32
3.1.3.6	Widerstände der Lager und Übergänge .....	32
3.1.3.7	Schneelasten .....	34
3.1.3.8	Einwirkungen während der Bauausführung .....	34
3.2	Repräsentative Werte der veränderlichen Einwirkungen .....	34
3.2.1	Kombinationsbeiwerte .....	34
3.2.2	Kombination von veränderlichen Einwirkungen .....	35
3.3	Bemessungswerte der Einwirkungen .....	37
3.3.1	Bemessungswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit .....	37
3.3.1.1	Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit .....	37
3.3.1.2	Grenzzustand der Ermüdung .....	39
3.3.2	Bemessungswerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit .....	42
<b>4</b>	<b>Schnittgrößenermittlung</b> .....	44
4.1	Übersicht .....	44
4.2	Ständige Einwirkungen .....	45
4.3	Verkehrslasten .....	46
4.3.1	Lastmodell 1 .....	46
4.3.2	Ermüdungslastmodell 3 .....	49

4.3.3	Brems- und Anfahrlasten .....	50
4.4	Windeinwirkungen .....	50
4.5	Widerstände der Lager und Übergänge .....	51
4.6	Vorspannung .....	52
4.6.1	Spannverfahren .....	52
4.6.2	Spanngliedführung .....	54
4.6.3	Spannstahlspannungen .....	56
4.6.4	Schnittgrößen infolge Vorspannung .....	57
4.6.5	Schnittgrößen infolge äußerer Einwirkungen und Zwangseinwirkungen .....	58
4.6.6	Schnittgrößen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation .....	62
4.7	Schnittgrößen infolge Temperaturunterschieds .....	72
4.8	Nutzlasten im Bauzustand .....	73
4.9	Darstellung der Schnittgrößen .....	73
<b>5</b>	<b>Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit</b> .....	<b>74</b>
5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft .....	74
5.1.1	Belastungszustände und Bemessungsschnitte .....	74
5.1.2	Schnittgrößen im Betriebs- und Bauzustand .....	75
5.1.3	Nachweis im Betriebszustand .....	76
5.1.3.1	Bemessung in Feldmitte .....	76
5.1.3.2	Bemessung in den übrigen Zehntelpunkten .....	87
5.1.4	Nachweis im Bauzustand .....	88
5.1.4.1	Vorbemerkungen .....	88
5.1.4.2	Bemessung in Feldmitte .....	89
5.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Versagen ohne Vorankündigung .....	94
5.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft und Torsion .....	94
5.3.1	Belastungszustände, Bemessungsverfahren und Bemessungsschnitte .....	94
5.3.2	Bemessung für Querkraft .....	95
5.3.2.1	Vorbemerkungen .....	95
5.3.2.2	Nachweis am Auflagerrand .....	95
5.3.3	Bemessung für Torsion .....	100
5.3.3.1	Vorbemerkungen .....	100
5.3.3.2	Nachweis am Auflagerrand .....	101
5.3.4	Bemessung für Querkraft und Torsion .....	103
5.3.4.1	Vorbemerkungen .....	103
5.3.4.2	Nachweis am Auflagerrand .....	103
5.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Torsion mit Biegung und Normalkraft .....	106
5.5	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung .....	107
5.5.1	Nachweisführung .....	107
5.5.2	Nachweis in Feldmitte für Betonstahl bei Zugbeanspruchung .....	108
5.5.3	Nachweis am Voutenbeginn für Beton bei Querkraftbeanspruchung .....	110
<b>6</b>	<b>Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit</b> .....	<b>112</b>
6.1	Begrenzung der Beton- und Stahlspannungen infolge Biegung mit Normalkraft ..	112
6.1.1	Überblick .....	112
6.1.2	Nachweis der Betondruckspannungen .....	114
6.1.2.1	Spannungsermittlung im Betriebszustand .....	114
6.1.2.1.1	Nachweis für den oberen Querschnittsrand .....	114
6.1.2.1.2	Nachweis für den unteren Querschnittsrand .....	116

6.1.2.2	Spannungsermittlung im Bauzustand .....	117
6.1.3	Nachweis der Betonstahlspannungen .....	118
6.1.4	Nachweis der Spannstahlspannungen .....	119
6.1.4.1	Überblick .....	119
6.1.4.2	Spannungsermittlung im Bauzustand .....	119
6.1.4.3	Spannungsermittlung im Betriebszustand .....	120
6.2	Spannungsbegrenzungen für Querkraft und Torsion .....	121
6.2.1	Überblick .....	121
6.2.2	Bestimmungsgleichungen für die Spannungsermittlung .....	121
6.2.3	Nachweis im Voutenbereich am Auflagerend .....	123
6.2.3.1	Ermittlung der Einwirkungskombinationen .....	123
6.2.3.2	Spannungsermittlung im Betriebszustand .....	123
6.3	Grenzzustand der Dekompression und Begrenzung der Rissbreiten .....	125
6.3.1	Überblick .....	125
6.3.2	Grenzzustand der Dekompression .....	125
6.3.2.1	Vorbemerkungen .....	125
6.3.2.2	Nachweis des Grenzzustands der Dekompression .....	126
6.3.3	Begrenzung der Randzugspannungen .....	127
6.3.3.1	Vorbemerkungen .....	127
6.3.3.2	Nachweis der Begrenzung der Randzugspannungen .....	127
6.3.4	Begrenzung der Rissbreite .....	128
6.3.4.1	Vorbemerkungen .....	128
6.3.4.2	Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung .....	128
6.3.4.2.1	Überblick .....	128
6.3.4.2.2	Nachweis in Feldmitte .....	130
6.3.4.2.3	Nachweis an der Umlenkstelle .....	133
6.3.4.3	Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung .....	134
6.3.4.3.1	Nachweis bei Biegung mit Normalkraft .....	134
6.3.4.3.2	Nachweis bei Querkraft und Torsion .....	135
6.4	Begrenzung der Verformungen .....	135
6.4.1	Grundlagen .....	135
6.4.2	Nachweis der Durchbiegung .....	136
<b>7</b>	<b>Bewehrung in den ungünstigsten Schnitten .....</b>	<b>139</b>
7.1	Darstellung .....	139
7.2	Maßgebende Nachweise .....	139
<b>8</b>	<b>Vergleich mit dem Bemessungsbeispiel nach DIN-Fachbericht 102 .....</b>	<b>141</b>
8.1	Vorbemerkung .....	141
8.2	Zusammenstellung der Abweichungen .....	141



# 1 Einleitung

Das Beispiel betrifft den Überbau einer Straßenbrücke in Längsrichtung als freiaufliegenden einzelligen Hohlkasten aus Normalbeton nach EN 1992-2 [32] und, soweit anzuwenden, nach EN 1992-1-1 [28] für Vorspannung mit externen Spanngliedern ohne Verbund. Die Bemessung der Querrichtung ist in diesem Beispiel nicht vorgesehen.

Die Ermittlung der Straßenverkehrslasten erfolgt nach EN 1991-2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang EN 1991-2/NA [23]. Wie für das Bemessungsbeispiel nach DIN-Fachbericht 101 [38] in Teil 3 [98] und nach ENV 1991-3 in Teil 2 [97] der Bände „Spannbetonbauwerke“ wird für die Untersuchung in Brückenlängsrichtung das Lastmodell 1 angesetzt. Wegen der Ermittlung der übrigen Einwirkungen wird auf Abschnitt 3 verwiesen.

Die Bemessung des Überbaues wird nach EN 1992-2 unter Einbeziehung von EN 1992-1-1 in Verbindung mit den Grundlagen der Tragwerksplanung nach EN 1990 [6] sowie den Nationalen Anhängen EN 1992-2/NA [33], EN 1992-1-1/NA [29] und EN 1990/NA [7] vorgenommen, wobei folgende Nachweise geführt werden:

## Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

- Biegung mit Normalkraft,
- Querkraft und Torsion,
- Nachweis gegen Ermüdung.

## Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

- Begrenzung der Beton-, Betonstahl- und Spannstahlspannungen,
- Grenzzustand der Dekompression,
- Begrenzung der Rissbreiten,
- Begrenzung der Verformungen.

Die Nachweise erfolgen jeweils im Betriebszustand zum Zeitpunkt  $t_\infty$  nach Abschluss der zeitabhängigen Verformungen und, soweit erforderlich, zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe sowie im Bauzustand zum Zeitpunkt  $t_0$  unmittelbar nach dem Aufbringen der Vorspannung.

Die Europäische Norm (EN) gilt nur in Verbindung mit dem Nationalen Anhang (NA), der nationale Festlegungen in den hierfür vorgegebenen Abschnitten der EN zulässt:

- NDP National festzulegende Parameter (*nationally determined parameters*)  
 NCI Ergänzende Angaben zur Anwendung der EN (*non-contradictory complementary information*)

Umfang der bautechnischen Unterlagen s. EN 1992-1-1/NA, NCI zu NA. 2.8

Die Bedingung für den Geltungsbereich der in EN 1991-2, 4.1 (1) definierten Lastmodelle mit einer Belastungslänge  $l_{\text{vorh}} = 80 \text{ m} < l_{\text{max}} = 200 \text{ m}$  ist erfüllt (Bild 1.2), s. auch EN 1991-2/NA, NCI zu 4.1 (1) Anm. 1

EN 1991-2, 4.3.1 (2a) (LM1) und 4.3.2. Gegenüber ENV 1991-3 und DIN-FB 101 ist jedoch – bei der vorhandenen Fahrbahnbreite – ein dritter Fahrstreifen mit einer Doppelachse TS zu belegen, s. EN 1991-2, 4.3.2 (4), Tab. 4.2

EN 1992-2 beschreibt die Prinzipien und Anforderungen für die Planung von Brücken zusätzlich zu den in EN 1992-1-1 für den Hochbau angeführten Bemessungsregeln

s. auch Anhang A, Tab. A.1 und A.2

EN 1990, 3.3, 6.4, A2.1, A2.2 und A2.3, EN 1992-1-1, 5.10 und 6 mit EN 1992-1-1/NA, 5.10 und 6 sowie EN 1992-2, 5.10 und 6 mit EN 1992-2/NA, 5.10 und 6  
 EN 1991-2, 4.6.1 und 4.6.4: Nachweis mit dem Ermüdungslastmodell 3, s. hierzu EN 1991-2/NA, NDP zu 4.6.4 Anm.

EN 1990, 3.4, 6.5, A2.1, A2.2 und A2.4, EN 1992-1-1, 5.10 und 7 mit EN 1992-1-1/NA, 5.10 und 7 sowie EN 1992-2, 5.10 und 7 mit EN 1992-2/NA, 5.10 und 7

Weitere Nachweise, wie Bemessung der Umlenk- und Anker Elemente sowie die Untersuchung des Kastenquerschnitts in Brückenquerrichtung sind nicht Gegenstand dieses Beispiels. Die Dimensionierung der Brückenlager beschränkt sich auf die Erfordernisse zur Festlegung des ungünstigsten Schnittes für die Beanspruchung aus Querkraft und Torsion sowie des spannungsabhängigen Reibungsbeiwerts zur Ermittlung der Bewegungswiderstände der Gleitlager. Die Nachweise in den ungünstigsten Schnitten in Feldmitte für Biegung mit Normalkraft und am Auflagerrand für Querkraft und Torsion werden ausführlich dargestellt. Die Nachweisführung in den übrigen Schnitten erfolgt tabellarisch, ebenso die Ermittlung der Schnittgrößen und Querschnittswerte (Bilder 1.1 und 1.2).

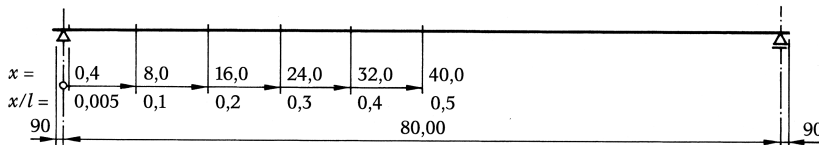
Der Regelquerschnitt (Bild 1.3) wird als einzelliger Hohlkasten ausgebildet, dessen Stege aus ästhetischen Gründen schräg gestellt sind (Neigung 3:1). Die Berechnung der Längsspannungen und der zugehörigen Schubspannungen des Kastenträgers erfolgt näherungsweise nach der Theorie des torsionssteifen Stabes (St. Venant'sche Torsion) unter Vernachlässigung des Einflusses der Wölbkrafttorsion, d.h. für die Querverteilungseinflusslinie wird näherungsweise ein horizontaler Verlauf angenommen. Vergleichsrechnungen des Kastenquerschnitts als biegesteifes Falwerk (Berücksichtigung des Einflusses

Die Reibungsbeiwerte werden [88] entnommen  
 $x = l/2 = 80,0/2 = 40,0 \text{ m}$   
 $x = b_{\text{sup}}/2 = 0,80/2 = 0,40 \text{ m}$   
 mit  $b_{\text{sup}}$  Auflagerbreite (Bild 1.2)

Wegen des überwiegenden Anteils an Einzel lasten bei den Straßenverkehrslasten findet EN 1992-1-1, 6.2.1 (8) (maßgebender Schnitt in einer Entfernung entsprechend der vollen Nutzhöhe vom Auflagerrand) keine Anwendung

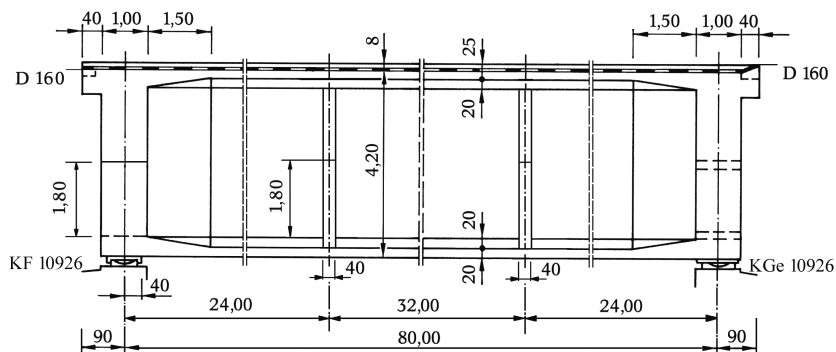
s. auch [50], Bild 8, RQ 29 und ARS 19/1993, Kap. 4 [1]

EN 1992-1-1, 6.3.1 (3) und 6.3.3 (1): Die Torsionstragfähigkeit eines Querschnitts darf unter Annahme eines dünnwandigen geschlossenen Querschnitts nachgewiesen werden, in dem das Gleichgewicht durch einen geschlossenen Schubfluss erfüllt wird. Bei geschlossenen dünnwandigen Kastenquerschnitten und Vollquerschnitten darf Wölbkrafttorsion im Allgemeinen vernachlässigt werden, d.h. es ist nur die St. Venant'sche Torsion zu betrachten, s. auch [119], 4.4



**Bild 1.1**

Statisches System und untersuchte Schnitte in Brückenlängsrichtung (Schnitt  $x = 0,40 \text{ m}$  nur für die Schubbeimung)



**Bild 1.2**

Überbaulängsschnitt

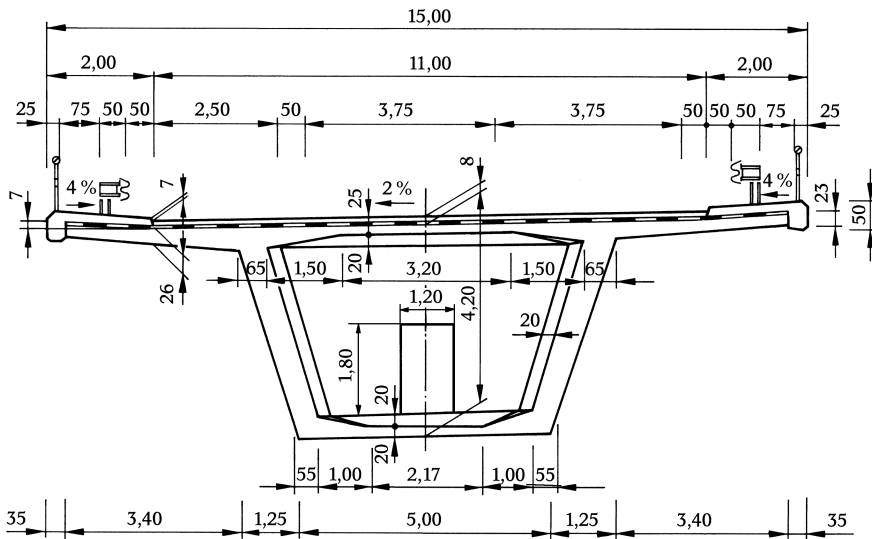


Bild 1.3

Überbauquerschnitt für eine Richtungsfahrbahn des Ausbauquerschnitts RQ 29 mit abgestuftem Mittelstreifen

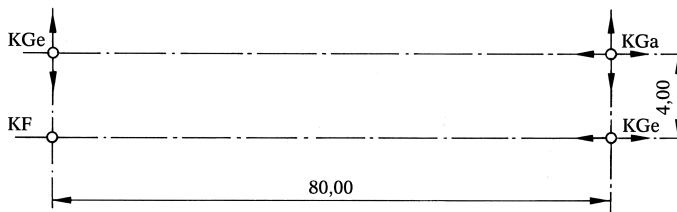


Bild 1.4

Lageranordnung (Grundriss in Querrichtung unmaßstäblich)

der Profilverformung infolge antimetrischer Belastung des Rahmens) zeigen nur geringfügige Abweichungen gegenüber der Näherung.

Für die Vorspannung in Längsrichtung des Überbaues sind Litzenspannglieder für externe Vorspannung vorgesehen, die wegen der erforderlichen Umlenkstellen auf der Baustelle und nicht im Werk zu fertigen sind. Für die Quervorspannung der (hier nicht untersuchten) Fahrbahnplatte werden austauschbare Monolitzen ohne Verbund verwendet.

z. B. Litzenspannglieder DYWIDAG Typ MC

s. auch DIN-FB 102 [39], III.3.3 (1)P

Zur Auflagerung des Überbaues werden Kalotten-Gleitlager angeordnet, die zusammen mit dem festen Kalottenlager eine allseitige Kippung sowie eine zwängungsarme Verschiebung in Längs- und Querrichtung gewährleisten. Zur Ableitung des Oberflächenwassers erhalten beide Brückenenden wasserdichte Übergänge.

Bild 1.4, s. auch [88], 7.7

Für Mehreinbau von Fahrbahnbelag beim Herstellen einer Ausgleichsrampe wird zusätzlich eine gleichmäßig verteilte Last (sonstige Eigenlast) von  $0,5 \text{ kN/m}^2$  durchgehend über die gesamte Fahrbahnfläche angesetzt.

in Anlehnung an DIN-FB 101 [38], IV, 4.10.1 (1)P

## 2 Ausgangswerte

### 2.1 Statisches System und Abmessungen

Durch Vernachlässigung des Einflusses der Profilverformung und der Wölbkrafttorsion auf die Verteilung der Schnittgrößen in Brückenlängsrichtung ergibt sich als statisches System ein freiaufliegender torsionssteifer Stab. Die Aufnahme der Torsionsmomente an den Stabenden erfolgt durch biegesteife Querscheiben.

Bilder 1.1 und 1.4

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft erfolgen für den Betriebszustand in den Zehntelpunkten und für den geringer beanspruchten Bauzustand nur in Feldmitte. Die Bemessung für reine Querkraft und reine Torsion sowie für kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion wird generell im Schnitt am Auflagerend für den maßgebenden Betriebszustand durchgeführt. Falls erforderlich, wird wegen der geringeren Stegbreite zusätzlich der Schnitt am Beginn der Stegverbreiterung untersucht.

Bilder 1.1 und 1.2

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$

Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

Schnitt  $x = 2,00 \text{ m}$   
zur Vereinfachung mit den Schnittgrößen am Auflagerend, auf der sicheren Seite liegend

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgen die Nachweise für Biegung mit Normalkraft in Feldmitte und, falls erforderlich, an der Umlenkstelle der Spannglieder und für Querkraft und Torsion am Auflagerend.

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$   
Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$   
Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

Die Abmessungen des Überbaues in Längs- und Querrichtung sind in den Bildern 1.2 und 1.3 dargestellt.

Die Anordnung der Brückenlager ist aus Bild 1.4 ersichtlich. Die Lager gelten als zwingungsarm, da sie allseitig kippbar sind. Als Festpunkt in Längs- und Querrichtung wirken jeweils gemeinsam ein festes und ein bewegliches, also querschnittsfestes Lager. Wegen der korrosionsfördernden Umgebungseinflüsse erhalten die Gleitlager die Gleitpaarung PTFE/austhenitisches Blech.

[88], 7.7

Die Abkürzungen in den Bildern 1.2 und 1.4 für Lager und Übergänge bedeuten:

KF festes Kalottenlager,  $F_{\max} = 10925,6 \text{ kN}$   
 KGe einseitig bewegliches Kalottenlager, sonst wie vor  
 KGa allseitig bewegliches Kalottenlager, sonst wie vor  
 D 160 wasserdichter Übergang,  $\Delta l = 65 \text{ mm}$   
 D 160 wasserdichter Übergang,  $\Delta l = 120 \text{ mm}$

$F_{\max}$  s. Abschn. 3.1.3.6, Tab. 1.6  
 Die Vertikallast  $F_{\max}$  wird aus Vergleichsgründen mit der Lagerzulassung als charakteristischer Wert der Einwirkung (ohne Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$ ) angegeben, wobei für die Dimensionierung der Gleitplatte die Maximalbelastung (entspricht Lastfall II der Zulassung) maßgebend ist, s. Abschn. 3.1.6



## 2.2 Lage des Bauwerks und Umgebungsbedingungen

Das Bauwerk überquert in einer Höhe von etwa 10 m über Gelände mehrere Straßen und Eisenbahnstrecken. Dadurch ist der Brückenüberbau korrosionsfördernden Einflüssen und dem Betonangriff durch Frost wegen Taumitteln ausgesetzt. Für die Bemessung und Konstruktion ergeben sich daraus die nachstehenden Folgerungen:

- Expositionsklassen

Durch die vorherrschenden Umgebungsbedingungen wird der Brückenüberbau in folgende Expositionsklassen eingeteilt:

Überbau:

- Klasse XC4 infolge Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung der Betonoberflächen;
- Klasse XD1 infolge Bewehrungskorrosion durch chloridhaltige Sprühnebeleinwirkung auf die Betonoberflächen;
- Klasse XF2 infolge Betonangriff durch Frost und taumittelhaltige Sprühnebeleinwirkung.

Kappen:

- Klasse XC4 wie Überbau;
- Klasse XD3 infolge Bewehrungskorrosion durch chloridhaltige Spritzwassereinwirkung auf die Betonoberflächen;
- Klasse XF4 infolge Betonangriff durch Frost und Taumittel.

- Zuverlässigkeitsklasse

Das Tragwerk ist der Zuverlässigkeitsklasse RC2 zuzurechnen, da es unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte von EN 1992-1-1 und EN 1990 bemessen wird.

- Rissbreitenbegrenzung und Dekompression

Für Spannbetonbauteile mit Vorspannung ohne Verbund ist der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung für eine maximal zulässige Rissbreite  $w_{\max} = 0,2$  mm unter der häufigen Einwirkungskombination zu führen.

Außerdem ist für die Längsvorspannung im Endzustand die Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression für die quasi-ständige Einwirkungskombination – mit dem Beiwert  $\psi_2 = 0,3$  für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen – nachzuweisen. Dabei dürfen bei Brücken keine Zugspannungen an dem Rand des Querschnitts

Eisenbahnstrecken sind elektrifiziert

EN 1992-1-1, 4.2, EN 1992-2, 4.2,  
EN 1992-2/NA, NDP zu 4.2 sowie EN 206-1, 4.1

EN 1992-1-1, 4.2 (2) mit Tab. 4.1DE,  
EN 1992-2, NDP zu 4.2 (106) und (105):  
Dichtschichten bleiben auf der sicheren Seite liegend ohne Einfluss auf die Wahl der Expositionsklassen

EN 1992-1-1, Anhang E gilt nicht für Brücken

EN 1992-1-1, 4.2 (1)P, (2), (3) und Tab. 4.1

EN 1992-1-1, 2.1.2 (2): Die Zuverlässigkeitsklasse RC2 entspricht einer Zuverlässigkeit für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren, s. EN 1990, Anhang B. Die geplante Nutzungsdauer beträgt 100 Jahre, s. EN 1990, 2.3 (1), Tab. 2.1

EN 1992-1-1, 7.3 und EN 1992-1-1/NA, 7.3 sowie EN 1992-2, 7.3 und EN 1992-2/NA, 7.3

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105) und Tab. 7.101DE für den End- und Bauzustand. Der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite darf ohne direkte Berechnung vereinfacht nach EN 1992-1-1, 7.3.3 (2) bis (4) unter Beachtung von EN 1992-1-1/NA, NCI zu 7.3.3 (2) erfolgen

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105),  
Tab. 7.101DE und Anm. 1)

auftreten, der dem Spannglied am nächsten liegt. Im Hochbau muss der Betonquerschnitt um das Spannglied im Bereich von 100 mm oder von 1/10 der Querschnittshöhe unter Druckspannungen stehen.

s. EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (105)

Ferner ist die Einhaltung der zulässigen Randzugspannungen für die Längsvorspannung im Bauzustand unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sowie für die Brückenquerrichtung ohne Vorspannung unter der häufigen Einwirkungskombination nachzuweisen.

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE und 7.103DE  
Im Bauzustand darf der charakteristische Wert der Vorspannung der externen Spannglieder mit  $\gamma_{\text{sup}} = \gamma_{\text{inf}} = 1,00$  angesetzt werden, s. EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105)

- Mindestoberflächenbewehrung

Bei Bauteilen mit Vorspannung ist stets eine Oberflächenbewehrung anzuordnen. Deren Querschnitt richtet sich nach den Angaben für Bauteile, die den Umgebungsbedingungen der Expositionsklasse XD1 bzw. XF2 ausgesetzt sind.

EN 1992-1-1/NA, NCI zu NA. J.4 (1)P, Tab. NA. J. 4.1,  
s. EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang J

- Betondeckung des Betonstahls

Für den Überbau ergibt sich:

$$c_{\text{min}} = 40 \text{ mm}$$

für das Mindestmaß und

$$c_{\text{nom}} = 45 \text{ mm}$$

für das Nennmaß der Betondeckung.

Entsprechend gilt für die Kappen:

$$c_{\text{min}} = 40 \text{ mm}$$

für das Mindestmaß und

$$c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$$

für das Nennmaß der Betondeckung.

EN 1992-2/NA, NCI zu 4.4.1.2, EN 1992-1-1, 4.4.1.2 (5):  
Anstelle der Tabellen 4.3N, 4.4N und 4.5N gilt Tabelle 4.3.1DE für das Mindestmaß und Nennmaß der Betondeckung von Betonstahl und Spannstahl für Brücken  
Für externe Spannglieder finden die Vorgaben über Betondeckung keine Anwendung

- Kriechen und Schwinden

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Umgebungsbedingungen auf die Ermittlung der zeitabhängigen Verformungen wird wegen der Lage des Bauwerks im Freien von einer relativen Luftfeuchte  $RH = 70\%$  ausgegangen.

EN 1992-1-1, 3.1.4 (5) und Anhang B sowie EN 1992-2, Anhang B

In Übereinstimmung mit Beispiel 1 in Teil 3: Bemessungsbeispiele nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 [98]

## 2.3 Baustoffe

### 2.3.1 Beton

Betonfestigkeitsklasse: C45/55

EN 1992-1-1, 3 mit EN 1992-1-1/NA, 3 und EN 1992-2, 3 mit EN 1992-2/NA, 3

EN 1992-1-1, 3.1 mit EN 1992-1-1/NA, 3.1 und EN 1992-2, 3.1 mit EN 1992-2/NA, 3.1

EN 1992-1-1, 3.1.2 und Tab. 3.1 sowie EN 1992-2, 3.1.2

(in Übereinstimmung mit Beispiel 1 in [98])

Mindestbetonfestigkeitsklasse:	C30/37	EN 1992-2/NA, NDP zu 3.1.2 (102)P, Tab.NA.3.0 für Spannbetonbrücken: $C_{\min} = C30/37$ Europäische Technische Zulassung für das Spanverfahren: $C_{\min} = C30/37$ EN 1992-1-1, 3.1.2 (1)P und Tab. 3.1 sowie EN 1992-2, 3.1.2 (102)P
Charakteristische Druckfestigkeit:	$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$	
Mittelwert der Zugfestigkeit:	$f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$	EN 1992-1-1, 3.1.2 (7)P und Tab. 3.1
Teilsicherheitsbeiwert (GZT)		EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (1), Tab. 2.1DE und EN 1992-1-1, 2.4.2.4 (1)
– Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:	$\gamma_C = 1,5$	EN 1992-1-1/NA, NCI zu Anhang A: Anhang A wird in Deutschland für Brücken nicht angewendet
– Außergewöhnliche Bemessungssituation:	$\gamma_C = 1,3$	ausgenommen Erdbeben
– Ermüdungsnachweis:	$\gamma_{C, \text{fat}} = 1,5$	EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (1)
Teilsicherheitsbeiwert (GZG):	$\gamma_C = 1,0$	EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (2) GZG Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 36 \text{ kN/mm}^2$	EN 1992-1-1, 3.1.3 (2) und Tab. 3.1 $E_{cm}$ stellt den mittleren Elastizitätsmodul als Sekantenwert zwischen $ \sigma_c  = 0$ und $0,4 f_{cm}$ dar

### 2.3.2 Betonstahl

Betonstabstahl:	B500B	EN 1992-1-1, 3.2 mit EN 1992-1-1/NA, 3.2 und EN 1992-2, 3.2 mit EN 1992-2/NA, 3.2 sowie EN 10080 [36] und DIN 488-1 [40] EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang C: Anhang C wird in Deutschland für Brücken und sonstige Ingenieurbauwerke nicht angewendet
Charakteristische Streckgrenze: (0,2%-Dehngrenze $f_{0,2k}$ )	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	EN 1992-1-1/NA, NDP zu 3.2.2 (3)P EN 1992-1-1/NA, NCI zu 3.2.1 (4), Anm.: Die charakteristischen Streckgrenzen $f_{yk}$ und $R_e$ nach DIN 488 sind identisch
Charakteristische Zugfestigkeit:	$f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$	DIN 488, 3.1, Tab 3.1 und EN 1992-1-1, 3.2.3 (1)P
Rechnerische Zugfestigkeit für die Querschnittsbemessung:	$f_{tk, \text{cal}} = 525 \text{ N/mm}^2$	EN 1992-2/NA, NDP zu 3.2.7(2): Für B500A und B500B darf für $f_{tk, \text{cal}} = 525 \text{ N/mm}^2$ bei einer Dehngrenze $\epsilon_{ud} = 0,025$ angenommen werden
Duktilitätsmerkmale:		EN 1992-2, 3.2.4 (101P) und EN 1992-2, 3.2.4(2): Die Werte $\epsilon_{uk}$ und $(f_t/f_y)_k$ definieren die Duktilität der Bewehrung
– Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze:	$(f_t/f_y)_k = 550/500 = 1,1 > k_{\min} = 1,05$	DIN 488-1, 3.1, Tab 3.1, Anm. 6
– Charakteristische Dehnung bei Höchstlast:	$\epsilon_{uk} = 10 \%$	DIN 488-1, 3.1, Tab 3.1
Teilsicherheitsbeiwert (GZT)		EN 1992-1-1, 2.4.2.4 (1) und EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (1), Tab. 2.1DE GZT Grenzzustand der Tragfähigkeit

– Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:	$\gamma_S$	= 1,15	
– Außergewöhnliche Bemessungssituation:	$\gamma_S$	= 1,0	ausgenommen Erdbeben
– Ermüdungsnachweis:	$\gamma_{S,fat}$	= 1,15	Für Nachweise nach EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4(1)
Teilsicherheitsbeiwert (GZG):	$\gamma_S$	= 1,0	EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (2) GZG Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
Elastizitätsmodul:	$E_s$	= 200 kN/mm <sup>2</sup>	EN 1992-1-1, 3.2.7 (4)

### 2.3.3 Spannstahl

Spannstahlquerschnitt:	kreisrunder, glatter Spannstahldraht		EN 1992-1-1, 3.3 und EN 10138 [37] sowie EN 1992-2/NA, 3.3 oder einer Zulassung EN 1992-1-1, 3.3.1 (1)P, (2)P und (3) sowie EN 1992-1-1/ NCI zu NA, 3.3.1 (1)P und (3) Eine ausreichend hohe Widerstandsfähigkeit gegen Spannungsrissskorrosion ist vorhanden, wenn die Spannglieder entweder den in EN 10138 festgelegten Kriterien oder denen einer Europäischen Technischen Zulassung entsprechen
Bezeichnung:	Y1770C		
Charakteristische Zugfestigkeit: (Nennzugfestigkeit)	$f_{pk}$	= 1770 N/mm <sup>2</sup>	EN 10138 oder Zulassung z.B. Europäische Technische Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 1
Charakteristische Streckgrenze: (0,1 %-Dehngrenze)	$f_{p0,1k}$	= 1555 N/mm <sup>2</sup>	EN 10138 oder Zulassung z.B. Europäische Technische Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 4
Duktilitätsmerkmale			EN 1992-1-1, 3.3.4(1)P und (5) sowie EN 1992-2/NA, NDP zu 3.3.4 (5) und NCI zu 3.3.4 (NA.6)
– Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze:	$(f_p/f_{p0,1})_k$	= 1770/1555 = 1,14 > $k_{min} = 1,1$	EN 1992-2/NA, NCI zu 3.3.4 (NA.6): Im Allgemeinen darf angenommen werden, dass Spannglieder ohne Verbund (und im nachträglichen Verbund) eine hohe Duktilität aufweisen, s. auch Zulassung
– Charakteristische Dehnung bei Höchstlast:	$\epsilon_{uk}$	≥ 3,5 %	EN 10138 oder Zulassung, s. z.B. Europäische Technische Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 4
Teilsicherheitsbeiwert (GZT)			EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (1), Tab. 2.1DE GZT Grenzzustand der Tragfähigkeit
– Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:	$\gamma_S$	= 1,15	
– Außergewöhnliche Bemessungssituation:	$\gamma_S$	= 1,0	ausgenommen Erdbeben
– Ermüdungsnachweis:	$\gamma_{S,fat}$	= 1,15	EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4(1)
Teilsicherheitsbeiwert (GZG):	$\gamma_S$	= 1,0	EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.4 (2) GZG Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
Elastizitätsmodul:	$E_p$	= 205 kN/mm <sup>2</sup>	EN 1992-1-1, 3.3.6 (2) s. auch Europäische Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 4

Schwingbreite:	$2\sigma_A = 360 \text{ N/mm}^2$ bzw. $2\sigma_A = 300 \text{ N/mm}^2$	Für Lastwechsel $N \geq 2 \cdot 10^6$ und für Oberspannung $\sigma_o = 0,45 f_{pk} (R_{m \text{ Nenn}})$ bzw. für Oberspannung $\sigma_o = 0,70 f_{pk} (R_{m \text{ Nenn}})$ , s. z. B. Europäische Technische Zulassung Drähte STAYCOR DWK Drahtwerk Köln, s. auch EN 1992-1-1, 3.3.5 (2)P s. auch EN 1992-2/NA, NCI zu 3.3.5(2), (NA, 102)
Relaxationsverlust:	$\rho_{1000} = 2,5\%$	nach 1000 h bei Vorspannung $\sigma_p = 0,70 f_{pk}(R_m)$ , s. z. B. Drähte STAYCOR DWK Drahtwerk Köln

## 2.4 Mindestabmessungen

Für die Ausbildung des Tragwerks gelten die folgenden grundlegenden Anforderungen:

- Einhaltung der geforderten Gebrauchseigenschaften des Tragwerks gegenüber möglichen Einwirkungen und Einflüssen während der Errichtung und in der vorgesehenen Nutzungszeit mit angemessener Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit;

EN 1990, 2 und EN 1992-1-1, 2
- Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bei der Planung und Berechnung des Tragwerks;

EN 1990, 2.1 (1)P und EN 1992-1-1, 2.1.1 (1)P und (2)P
- Vermeidung von unverhältnismäßigen Schadensfolgen infolge Explosion, Anprall oder menschlichen Versagens durch entsprechend robuste Ausbildung des Tragwerks;

EN 1990, 2.1 (2)P
- Festlegung von Überwachungsverfahren für den Entwurf, die Ausführung und Nutzung sowie Instandhaltung entsprechend den Vorgaben der Projektunterlagen.

EN 1990, 2.1 (4)P  
Die genannten Ereignisse und Gefährdungen sind mit dem Bauherrn abzustimmen.

Die grundlegenden Anforderungen gelten als erfüllt, wenn die Bemessung mit Grenzzuständen in Verbindung mit Teilsicherheitsbeiwerten nach EN 1990 erfolgt, die Einwirkungen nach EN 1991 bestimmt werden, die Lastkombinationen entsprechend EN 1990 vorgenommen werden und die Bestimmungen zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit entsprechend EN 1992 Anwendung finden.

EN 1992-1-1, 2.1.1 (3)

EN 1990, A 2.3.1 (1), Tab. A 2.4 (A) bis (C)

EN 1991-1-1, EN 1991-2 und EN 1991-1-4 bis EN 1991-1-7

EN 1992-1-1 und EN 1992-2

Für die einzelnen Bauteildicken des Tragwerks gelten folgende Mindestabmessungen:

EN 1992-2/NA, NDP zu 9.1 (103), Tab. NA.1DE (identisch mit ZTV-ING [51])

- Fahrbahnplatte:

$$h_{f_o, \min} = 20 \text{ cm} < h_{f_o, \text{vorh}} = 25 \text{ cm}$$

- Kragplattenaußenrand:

$$h_{f, \min} = 23 \text{ cm} = h_{f, \text{vorh}} = 23 \text{ cm}$$

Kragplatten ohne Quervorspannung  
 $h_{f, \min} = 18 \text{ cm}$

Kragplatten mit Quervorspannung:  
 $h_{f, \min} = 23 \text{ cm}$  maßgebend

- Untere Hohlkastenplatte:

$$h_{fu,min} = 18 \text{ cm} < h_{fu,vorh} = 20 \text{ cm}$$

- Hohlkastensteg:

$$b_{w,min} = 40 \text{ cm} < b_{w,vorh} = 55 \text{ cm}$$

für  $h \geq 4,00 \text{ m}$  bei externer Vorspannung

Aus Vergleichsgründen wird die Tragwerksausbildung vom Beispiel 1 im Handbuch „Spannbetonbauwerke Teil 3: Bemessungsbeispiele nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102“ [98] übernommen.

[98], Beispiel 1, Bilder 1.2 und 1.3

## 2.5 Mindestbewehrung

Die Angabe von Mindestbewehrungen erfolgt zur Vermeidung schlagartigen Versagens, breiter Risse sowie zur Aufnahme der durch Zwangeinwirkungen bedingten Kräfte.

EN 1992-1-1, 9.2 mit EN 1992-1-1/NA, 7.3, 9.2 und Anhang J.4 sowie EN 1992-2, 6.1 und 9.2 mit EN 1992-2/NA, 7.3 und 9.2

s. auch [65], [84]

Bei der Ermittlung der Mindestbewehrung aus geripptem Betonstahl ist zu unterscheiden:

- Oberflächenbewehrung,
- Biegezugbewehrung,
- Querkraftbewehrung,
- Torsionsbewehrung.

EN 1992-2/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (1)P: Tab. NA.J.4.1

EN 1992-2, 6.1 und 7.3.2

EN 1992-1-1, 9.2.2

EN 1992-1-1, 9.2.3

Die Mindestbewehrung darf bei allen Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) auf die statisch erforderliche Bewehrung angerechnet werden.

EN 1992-2, 6.1 (109) b) und EN 1992-2/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (7)

Für die bauliche Durchbildung der verschiedenen Arten der Mindestbewehrung gelten folgende allgemeine Beziehungen:

### Oberflächenbewehrung

Bei Spannbetontragwerken ist stets eine Oberflächenbewehrung anzuordnen. Die Grundwerte sind dabei mit

$$\rho = 0,16 f_{ctm}/f_{yk} \quad (1.1)$$

anzusetzen. Für die verschiedenen Bauteile ergibt sich:

- Querschnittsfläche des Bewehrungsnetzes von Platten bzw. Gurtplatten von Kastenträgern in jeder Richtung:

$$A_{s,min} = 1,0 \rho h_f \quad (1.2a)$$

mindestens jedoch

$$A_{s,min} \geq \varnothing 10, s \leq 200 \text{ mm} \geq 0,06\% \text{ von } A_c \quad (1.2b)$$

EN 1992-1-1/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (1)P: Bei Bauteilen mit Vorspannung ist stets eine Oberflächenbewehrung nach Tab. NA.J.4.1 anzuordnen.

EN 1992-1-1/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (1)P mit

$f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ , s. EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1 für Betonfestigkeitsklasse C45/55 und

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ , s. Abschn. 2.3.2

EN 1992-2/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (1)P, Tab. NA. J.4.1 (in Druckgurt:  $A_{s,min}$

$\leq 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

$h_f$  Dicke der Platte bzw. Gurtplatte

EN 1992-2/NA, NCI zu 9.1(NA.104)

– Längsbewehrung für den 1 m breiten Außenrand der Kragplatte:

$$A_{s,\min} = 0,004 h_{f,m}, s \leq 100 \text{ mm} \quad (1.2c)$$

EN 1992-2/NA, NCI zu 9..3.1.4(1) (oben und unten)

$h_{f,m}$  mittlere Dicke der 1 m breiten Kragplatte

– Querschnittsfläche für Stege von Kastenträgern:

$$A_{s,\min} = 1,0 \rho b_w \quad (1.3)$$

EN 1992-2/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 / 1)P, Tab. NA. J.4.1  
 $b_w$  Stegbreite des Balkens

### Biegezugbewehrung

Zur Vermeidung eines Bauteilversagens ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall ist der Einbau einer Mindestbewehrung vorzusehen. Die Querschnittsfläche beträgt:

$$A_{sl,\min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (1.4)$$

EN 1992-1-1, 5.10.1 und EN 1992-2, 5.10.1 und 6.1

EN 1992-2, 5.10.1 (106): Ein Versagen ohne Ankündigung ist unter Nutzung der Methode aus 6.1(109) zu verhindern.

EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.1 (6): In Deutschland sind nur die Verfahren A, C und E zugelassen. Zum Verfahren E s. auch DAfStb-Heft 600 [46]

EN 1992-2, 6.1 (109) b), Gl. (6.101a) mit  $M_{rep}$  Rissmoment, berechnet unter der Annahme einer zutreffenden Betonzugspannung  $f_{ctx}$  und unter Vernachlässigung eines jeglichen Vorspannungseffekts an der am stärksten gezogenen Faser des Querschnitts

mit

$$M_{rep} = f_{ctx} W_c = f_{ctx;0,05} W_c \quad (1.5)$$

$z_s$  Hebelarm der inneren Kräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Betonstahlbewehrung (Näherung für Rechteckquerschnitt:  $z_s = 0,9 d$ )

und

$$A_{sl,\max} = 0,04 A_c \quad (1.6)$$

$W_c$  Widerstandsmoment für den gezogenen Rand des Betonquerschnitts

$f_{yk}$  charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls, s. Abschn. 2.3.2

$f_{ctx} = f_{ctx;0,05}$  s. EN 1992-2/NA, NDP zu 6.1 (109)b)

$A_{sl,\max}$  s. EN 1992-1-1/NA, NDP zu 9.2.1.1 (3) und EN 1992-2/NA, NCI zu EN 1992-1-1, 9.2.1.1 (3)

mit Ausnahme von Stoßbereichen.

Dabei muss bei Betonstahl der Stabdurchmesser

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

EN 1992-2/NA, NCI zu EN 1992-1-1, 8.2 (2)

und der Achsabstand

$$s_{\max} \leq 200 \text{ mm}$$

betragen.

Der lichte Stababstand darf nicht geringer sein als das Maximum von

EN 1992-2/NA, NDP zu 8.2 (2) mit

$d_g$  Nennwert des Größtkorndurchmessers des Betonzuschlags

$s_n$  lichter Stababstand

$k_1 = 1$

$k_2 = 0$  bzw. 5 mm

$$s_{n,\min} \geq 20 \text{ mm} \quad \text{bzw.}$$

$$\geq k_1 \varnothing = 1,0 \varnothing \quad \text{bzw.}$$

$$\geq d_g + k_2 = d_g \text{ für } d_g \leq 16 \text{ mm} \quad \text{bzw.}$$

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

Die Mindestbewehrung ist in den Bereichen einzubauen, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Zugspannungen im Beton auftreten. In diesem Nachweis ist die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung zu

EN 1992-2, 6.1 (110) i)

Für die endgültige Bewehrung kann noch die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. die Rissbreitenbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend sein.

berücksichtigen und die statisch bestimmte Wirkung der Vorspannung zu vernachlässigen.

### Querkraftbewehrung

Die Querkraftbewehrung hat in der Regel mit der Schwerachse des Bauteils einen Winkel  $\alpha$  von  $45^\circ$  bis  $90^\circ$  zu bilden.

Die Querschnittsfläche beträgt

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} s b_w \sin \alpha \quad (1.7)$$

mit dem Querkraftbewehrungsgrad

$$\rho_{w,min} = 0,16 f_{ctm}/f_{yk} \quad (1.8a)$$

allgemein bzw.

$$\rho_{w,min} = 0,256 f_{ctm}/f_{yk} \quad (1.8b)$$

für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt.

Mindestens ein Anteil  $\beta_3 = 0,5$  der notwendigen Querkraftbewehrung hat in der Regel aus Bügeln zu bestehen.

Die Abstände der Querkraftbewehrung betragen für die Betonfestigkeitsklassen  $\leq C50/60$ :

– Längsabstand der Bügel:

$$s_{wl,max} = 0,7 h \text{ bzw. } 300 \text{ mm} \quad (1.9a)$$

$$= 0,5 h \text{ bzw. } 300 \text{ mm} \quad (1.9b)$$

$$= 0,25 h \text{ bzw. } 200 \text{ mm} \quad (1.9c)$$

– Längsabstand der Schrägstäbe:

$$s_{bl,max} = 0,5 h (1 + \cot \alpha) \quad (1.10)$$

– Querabstand der Bügelschenkel:

$$s_{wt,max} = h \text{ bzw. } 800 \text{ mm} \quad (1.11a)$$

$$= h \text{ bzw. } 600 \text{ mm} \quad (1.11b)$$

### Torsionsbewehrung

Für die Torsionsbewehrung ist ein orthogonales Bewehrungsnetz aus geschlossenen Bügeln und Längsstäben vorzusehen. Die Torsionsbügel haben in der Regel einen Winkel von  $90^\circ$  mit der Bauteilachse zu bilden.

Die Angaben der Querkraftbewehrung (Querschnittsfläche und Längsabstand der Bügel) reichen in der Regel aus, um die Mindestanzahl der Torsionsbügel zu bestimmen.

EN 1992-1-1, 9.2.2 mit EN 1992-1-1/NA, 9.2.2 und EN 1992-2, 9.2.2 mit EN 1992-2/NA, 9.2.2

EN 1992-2, 9.2.2 (101) und EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (101), s. auch Einzelheiten der erlaubten Formen von Querkraftbewehrung

EN 1992-1-1, 9.2.2 (5), Gl. (9.4) und EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (5), Gln. (9.5aDE) und (9.5bDE) mit

$A_{sw,min}$  Mindestquerschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Länge  $s_w$

$\rho_{w,min}$  Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung

$s$  Abstand der Querkraftbewehrung, gemessen entlang der Balkenachse

$b_w$  Stegbreite des Bauteils

$\alpha$  Winkel zwischen der Querkraftbewehrung und der Bauteilachse

s. auch Formelzeichen

EN 1992-1-1, 9.2.2 (4) und EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (4) mit Bügeln nach Bild 8.5DE

EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (6), Tab. NA.9.1 für die Querkraftausnutzung:

$$V_{Ed} \leq 0,3 V_{Rd,max}$$

$$0,3 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6 V_{Rd,max}$$

$$V_{Ed} > 0,6 V_{Rd,max}$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (7), Gl. (9.7DE)

EN 1992-2/NA, NDP zu 9.2.2 (8), Tab. NA.9.2 Für die Querkraftausnutzung:

$$V_{Ed} \leq 0,3 V_{Rd,max}$$

$$0,3 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

EN 1992-1-1, 9.2.3 und EN 1992-2/NA, NCI zu 9.2.3 (1) mit Bild 8.5DE g) oder h)

EN 1992-1-1, 9.2.3 (2)



Für das orthogonale Bewehrungsnetz ergibt sich:

- Längsabstand der Torsionsbügel:

$$s_{l,\max} = u/8 \leq b$$

$$\leq h \quad (1.12)$$

EN 1992-1-1, 9.2.3 (3)

$u$  äußerer Umfang des Querschnitts,  
s. EN 1992-1-1, 6.3.2 (1), Bild 6.11  
 $b, h$  Abmessungen des Balkenquerschnitts

- Anordnung der Längsstäbe:

EN 1992-1-1, 9.2.3 (4)

In jeder Ecke ist mindestens ein Stab anzuordnen. Die anderen Stäbe sind über den inneren Umfang der Bügel gleichmäßig mit einem Abstand von höchstens 350 mm zu verteilen.

Damit ergibt sich für die Mindestbewehrung im Einzelnen:

### Oberflächenbewehrung

Obere Gurtplatte

Bild 1.3

Längs- und Querbewehrung an der Ober- und Unterseite ( $h_f \leq 45$  cm):

Für den 1 m breiten Außenrand ergibt sich:  
 $A_{s,\min} = 0,004 \cdot 23,9 \cdot 100 = 9,56 \text{ cm}^2/\text{m}$   
<  $\emptyset 12, s = 100 \text{ mm} \equiv 11,30 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\rho = 0,16 \cdot 3,8 / 500 = 0,00122 \quad \text{Gl. (1.1)}$$

$$A_{s,\min} = 1,0 \cdot 0,00122 \cdot 45 \cdot 100 = 5,49 > 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2a)}$$

$$< A_{s,\text{vorh}} = \emptyset 10, s = 200 \text{ mm} \equiv 3,92 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2b)}$$

Untere Gurtplatte

Längs- und Querbewehrung an der Ober- und Unterseite ( $h_f \leq 40$  cm):

Bild 1.3

$$A_{s,\min} = 1,0 \cdot 0,00122 \cdot 40 \cdot 100 = 4,88 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2a)}$$

$$< A_{s,\text{vorh}} = \emptyset 12, s = 200 \text{ mm} \equiv 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2b)}$$

Stege

Orthogonale Bewehrung an jeder Stegseitenfläche im Normalbereich ( $b_w \leq 65$  cm):

Bild 1.3

$$A_{s,\min} = 1,0 \cdot 0,00122 \cdot 65 \cdot 100 = 7,93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2a)}$$

$$\approx A_{s,\text{vorh}} = \emptyset 14, s = 200 \text{ mm} \equiv 7,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2b)}$$

Orthogonale Bewehrung an jeder Stegseitenfläche im Voutenbereich ( $65 \text{ cm} \leq b_w \leq 85$  cm):

Bild 1.3

$$A_{s,\min} = 1,0 \cdot 0,00122 \cdot 85 \cdot 100 = 10,37 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.2a)}$$

$$\approx A_{s,\text{vorh}} = \emptyset 16, s = 200 \text{ mm} \equiv 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Biegezugbewehrung

gilt für Normal- und Voutenbereich

Rissmoment:

ohne Berücksichtigung der Wirkung der Vorspannung

$$M_{rep} = 2,7 \cdot 8,27 = 22,329 \text{ MNm}$$

Gl. (1.5) mit  
 $f_{ctk,0,05} = 2,7 \text{ N/mm}^2$  nach EN 1992-1-1,  
3.1.3 (2), Tab. 3.1  
 $W_c = W_{cy} = 8,27 \text{ m}^3$  nach Tab. 1.1

Längsbewehrung für beide Stege und untere Gurtplatte ( $h = 4,20$  m):

$$A_{sl,min} = \frac{22,329}{500 \cdot 3,69} 10^4 = 121,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl,vorh} = 8 \varnothing 25 + 40 \varnothing 16 + 4 \varnothing 10 \equiv 122,8 \text{ cm}^2$$

$$> A_{sl,min} = 121,0 \text{ cm}^2$$

$$s_{nt,vorh} = (55 - 2 \cdot 4,5 - 2 \cdot 1,0 - 4 \cdot 2,5) / 3$$

$$= 11,3 \text{ cm}$$

$$> s_{nt,min} = \varnothing_{sl} = 2,5 \text{ cm} > d_g = 1,6 \text{ cm}$$

### Querkraftbewehrung

Normalbereich ( $b_w = 55$  cm):

$$\rho_{w,min} = 0,256 \cdot 3,8/500 = 0,00195$$

$$A_{sw,min} = 0,00195 \cdot 55 \cdot 1,0 \cdot 100 = 10,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$< A_{sw,vorh} = \varnothing 14, s = 200 \text{ mm} \equiv 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s_{wl,vorh} = 20 \text{ cm}$$

$$< s_{wl,max} = 30 \text{ cm}$$

$$s_{wt,vorh} = 55 - 2 \cdot 4,5 - 1,4 = 44,6 \text{ cm}$$

$$< s_{wt,max} = 60 \text{ cm}$$

Voutenbereich ( $55 \text{ cm} \leq b_w \leq 75$  cm):

$$A_{sw,min} = 0,00195 \cdot 75 \cdot 1,0 \cdot 100 = 14,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$< A_{sw,vorh} = \varnothing 16, s = 200 \text{ mm} \equiv 20,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s_{wl,vorh} = 20 \text{ cm}$$

$$< s_{wl,max} = 30 \text{ cm}$$

$$s_{wt,vorh} = 75 - 2 \cdot 4,5 - 1,6 = 64,4 \text{ cm}$$

$$\approx s_{wt,max} = 60 \text{ cm}$$

### Torsionsbewehrung

Mit der Festlegung der Mindestbewehrung aus Bügeln infolge Querkraft und aus Längsstäben infolge Biegung sind auch die Anforderungen für die Mindesttorsionsbewehrung erfüllt.

In Bild 1.5 ist die Mindestbewehrung des Kastenquerschnitts dargestellt.

Gilt nach EN 1992-2, 6.1 (110) i) für den gesamten Stützweitenbereich, da unter seltener Einwirkungskombination ohne Anrechnung der Wirkung der Vorspannung bei Einfeldträgern stets Betonzugspannungen auftreten.

Gl. (1.4) mit

$$z = 0,9 d = 0,9 \cdot 4,10 = 3,69 \text{ m}$$

$$d \approx h - h_f/2 = 4,20 - 0,20/2 = 4,10 \text{ m}$$

$$\text{Steg: } 2 \cdot 4 \varnothing 25 + 2 \cdot 2 \varnothing 10$$

$$\text{Gurt: } 2 \cdot 10 \varnothing 16 \text{ (oben)}$$

$$2 \cdot 10 \varnothing 16 \text{ (unten)}$$

$$b_{w,min} = 55 \text{ cm}; c_{w,nom} = 45 \text{ mm};$$

$$\varnothing_{sw,min} = 10 \text{ mm}; \varnothing_{sl} = 25 \text{ mm}$$

$$d_g \leq 16 \text{ mm}$$

vorgespannter Zuggurt maßgebend

Schnitt  $x = 2,0$  m bis  $x = 40,0$  m (Bild 1.3)

Gl. (1.8b) für C45/55 und BSt 500 (B)

Gl. (1.7), auf die Längeneinheit 1 m bezogen

2-schnittige Bügel, s. Bild 1.5

Gl. (1.9b) unter der Annahme:

$$0,3 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6 V_{Rd,max}$$

$$b_w = 55 \text{ cm}; c_{w,nom} = 45 \text{ mm}; \varnothing_{sw} = 12 \text{ mm}$$

Gl. (1.11b) unter der Annahme:

$$0,3 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

Schnitt  $x = 0,5$  m bis  $x = 2,0$  m (Bild 1.3)

$$Q_{w,min} = 0,00195, \text{ s. Normalbereich}$$

2-schnittige Bügel, s. Bild 1.5

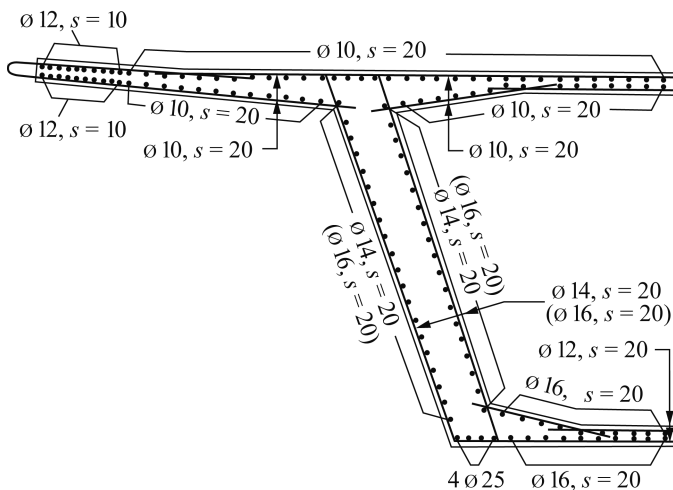
wie Normalbereich

$$b_w = 75 \text{ cm}; c_{w,nom} = 45 \text{ mm}; d_{sw} = 12 \text{ mm.}$$

wie Normalbereich

orthogonale Bewehrung aus Bügeln und Längsstäben

endgültige Bewehrung s. Bild 1.23



**Bild 1.5**  
Mindestbewehrung (Klammerwerte gelten für den Voutenbereich)

### 2.6 Querschnittsgrößen

Die Querschnittsgrößen der Tabelle 1.1 gelten für den gesamten Hohlkasten und beziehen sich auf den Betonquerschnitt („Betonquerschnittsgrößen“).

Querschnitt nach Bild 1.3

Die Mitwirkung der Spannglieder erfolgt durch Berücksichtigung der infolge der jeweiligen Einwirkungskombination erzeugten Spanngliedkräfte, da die Vorspannkraft der externen Spannglieder als einwirkende Schnittgröße zu betrachten ist.

EN 1991-1-1, 5.10.1 (2)  
Die Spanngliedkräfte infolge der äußeren Einwirkungen sind in der Regel gegenüber der Spanngliedkraft infolge der Vorspannung sehr gering und können meist vernachlässigt oder näherungsweise bestimmt werden, s. auch [80].

Auf die Anrechnung der Betonstahlquerschnittsflächen (Mindestlängsbewehrung) wird wegen Geringfügigkeit verzichtet.

Bild 1.5, Einfluss < 1,5%

**Tabelle 1.1**  
Bruttoquerschnittsgrößen für den gesamten Hohlkasten

Querschnittswert	$z_c$	$y_c$	$A_c$	$I_{cy}$	$W_{cy}$	$I_{cz}$	$W_{cz}$
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Schnitt $x = 2,0$ m bis $x = 40,0$ m (Normalbereich)							
$o$	-1,56	7,15	9,94	22,41	-14,37	111,21	15,55
$S$	0	3,095	9,94	22,41	$\infty$	111,21	35,93
$u$	2,71	2,50	9,94	22,41	8,27	111,21	44,48
Schnitt $x = 0,5$ m (Voutenbereichsende)							
$o$	-1,66	7,15	12,85	28,93	-17,42	118,16	16,53
$S$	0	2,96	12,85	28,93	$\infty$	118,16	39,92
$u$	2,61	2,50	12,85	28,93	11,08	118,16	47,26

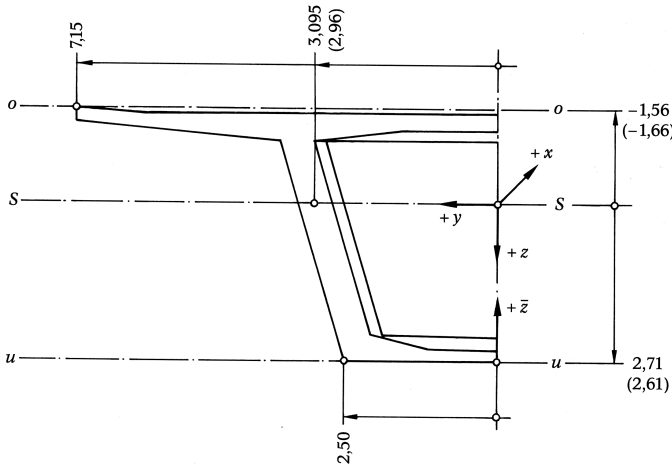
Die Nachweise für die Betonspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) bei Biegung mit Normalkraft erfolgen für den oberen und unteren Querschnittsrand (Schnitt  $o$  und  $u$ ). Die Nachweise der schiefen Hauptzugspannungen unter der Wirkung der Querkraft und Torsion werden, ebenfalls im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, im Steg in der Schwerlinie des Gesamtquerschnitts (Schnitt  $S$ ) geführt.

Die Schnittführung ist in Bild 1.6 dargestellt.

Einachsige bzw. zweiachsige Biegung zur Ermittlung von Rand- bzw. Eckspannungen. Die Indizes  $o$  bzw.  $u$  werden vereinfachend für die Bezeichnungen sup bzw. inf verwendet, s. Formelzeichen.

maßgebender Schnitt des Kastenquerschnitts, s. [96], Beispiel 1, Abschn. 6.2

Koordinaten-Bezeichnungen entsprechend DIN 1080 [43 – 45], s. auch [114]



**Bild 1.6**

Untersuchte Schnitte in Brückenquerrichtung für Biegung und Normalkraft (Klammerwerte gelten für das Voutenbereichsende)

Die mitwirkende Plattenbreite  $b_{\text{eff}}$  für einen beidseitigen oder einen einseitigen Plattenbalken darf für alle Grenzzustände mit der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (1.13) \quad \text{EN 1992-1-1, 5.3.2.1 (3), Gl. (5.7)}$$

mit

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (1.13a) \quad \text{EN 1992-1-1, 5.3.2.1 (3), Gl. (5.7a)}$$

und

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (1.13b) \quad \text{EN 1992-1-1, 5.3.2.1 (3), Gl. (5.7b)}$$

Dabei bedeuten:

$l_0$  wirksame Stützweite (Abstand zwischen den Momentennullpunkten);

$b_i$  tatsächlich vorhandene Gurtbreite;

$b_w$  Stegbreite.

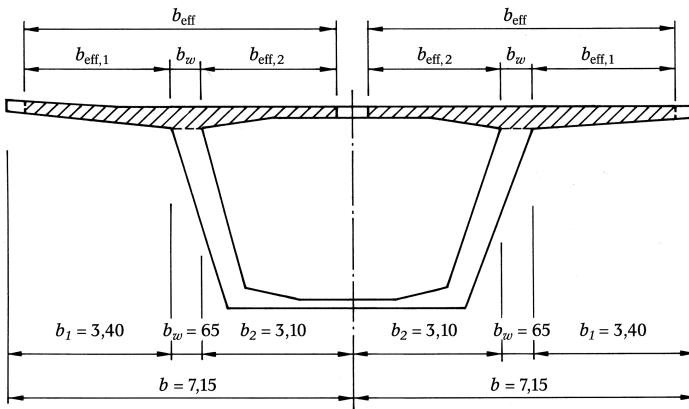
Für den untersuchten Kastenquerschnitt wird:

Bilder 1.3 und 1.7

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff},1} &= 0,2 \cdot 3,40 + 0,1 \cdot 80,00 &= 8,68 \text{ m} & \text{Kragarm} \\
 &\leq b_1 &= 3,40 \text{ m} & \text{maßgebend} \\
 &\leq 0,2 l_0 = 0,2 \cdot 80,00 &= 16,00 \text{ m} & \\
 b_{\text{eff},2} &= 0,2 \cdot 3,10 + 0,1 \cdot 80,00 &= 8,62 \text{ m} & \text{Kragarm} \\
 &\leq b_2 &= 3,10 \text{ m} & \text{maßgebend} \\
 &\leq 0,2 l_0 = 0,2 \cdot 80,00 &= 16,00 \text{ m} &
 \end{aligned}$$

und somit

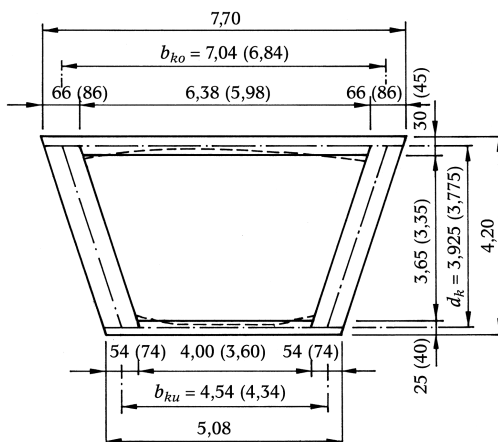
$$b_{\text{eff}} = 3,40 + 3,10 + 0,65 = 7,15 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.13)}$$



**Bild 1.7**

Bezeichnungen und Abmessungen der oberen Gurtplatte des Hohlkastens zur Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite

s. EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.3.2 (1)



**Bild 1.8**

Idealisierter Kastenquerschnitt zur Ermittlung des Torsionswiderstands im Normalbereich (Klammerwerte gelten für den Voutenbereich)

Querschnittswerte:

$$h_{f0} = (1,60 \cdot 0,25 + 1,50 \cdot 0,35) / 3,10 = 0,30 \text{ m}$$

$$h_{fu} = (1,085 \cdot 0,20 + 1,00 \cdot 0,30) / 2,085 = 0,25 \text{ m}$$

$$d_k = h - (h_{f0} + h_{fu}) / 2 = 4,20 - (0,30 + 0,25) / 2 = 3,925 \text{ m}$$

$$A_k = d_k (b_{ko} + b_{ku}) / 2$$

Schnitt [m]	0,5	2,0 bis 40,00
$A_k$ [m <sup>2</sup> ]	21,10	22,73

Demzufolge kann die volle Plattenbreite als mitwirkend in Rechnung gestellt werden.

Für die Ermittlung der Schnittgrößen darf eine konstante Breite über die gesamte Stützweite angenommen werden, wobei in der Regel der für den Querschnitt im Feld gültige Wert zu verwenden ist.

Die Ermittlung der Querschnittsfläche  $A_k$  für die Torsionsbemessung erfolgt mit den tatsächlichen Abmessungen des Kastenquerschnitts, wobei die Dicken der Gurtplatten durch Mittelwerte idealisiert werden (Bild 1.8). Der Einfluss der Gurtverstärkungen am Auflagerrand bleibt wegen der kurzen Längenentwicklung, auf der sicheren Seite liegend, unberücksichtigt.

EN 1992-1-1, 5.3.2.1 (4)

$A_k$  Querschnittsfläche, die von der Mittellinie des Fachwerkkastens umschlossen wird, s. EN 1992-1-1, 6.3.2 und Bild 6.11 sowie EN 1992-2, 6.3.2

Unter dem Begriff „Torsion“ wird ausschließlich die St. Venant'sche Torsion verstanden, die nach Bredt in einem Kastenträger zu konstanten umlaufenden Schubkräften (Schubflüssen) führt, s. auch [60], 4.2.1.

### 3 Einwirkungen

EN 1990, 4.1 und Anhang A2, A2.2, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 bis EN 1991-1-6, EN 1991-2 und EN 1992-1-1, 5.10

Die nachfolgenden Werte der Einwirkungen beziehen sich auf den Gesamtquerschnitt.

#### 3.1 Charakteristische Werte der Einwirkungen

EN 1990, 4.1.2

##### 3.1.1 Ständige Einwirkungen

EN 1990, 4.1.1 (1)P und EN 1991-1-1, 2.1 sowie Tab. A.1

Konstruktionseigenlast

Bild 1.3

Regelquerschnitt:

Es wird nur die konstante Eigenlast des Regelquerschnitts

$$G_{k,1a} = 25 \cdot 9,94 = 248,5 \text{ kN/m}$$

Raumgewicht:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  nach EN 1991-1-1, Tab. A.1 und Fußnote a

im Bereich

$$L = 80,00 + 2 \cdot 0,90 = 81,80 \text{ m}$$

Bild 1.1

$L$  Gesamtlänge, s. auch Formelzeichen

angesetzt. Der Einfluss der Verstärkungen für die Gurtplatten und für die Konsolen im Auflagerbereich hebt sich bei der Berechnung des Überbaues näherungsweise gegenseitig auf, ebenso der Einfluss der Querträger.

Einfluss < 1%

gilt nicht für Unterbauten und Lager

Feldquerträger in den Umlenkpunkten:

$$\begin{aligned} G_{k,1b} &= 25 \cdot 0,40 (5,19 \cdot 3,65 - 1,20 \cdot 2,00) \\ &= 165,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bild 1.3 und 1.7:

$$a = 0,3l = 0,3 \cdot 80,0 = 24,0 \text{ m bzw.}$$

$$a' = 0,7l = 0,7 \cdot 80,0 = 56,0 \text{ m,}$$

$$b_m = 1/2 \cdot (6,38 + 4,00) = 5,19 \text{ m,}$$

$$h_m = 4,20 - 0,30 - 0,25 = 3,65 \text{ m}$$

Sonstige Eigenlasten

Da der Ansatz einer gleichmäßig verteilten Last für Mehreinbau von Fahrbahnbelag nur auf Teilflächen nicht erforderlich ist, wirken die sonstigen Eigenlasten mittig zur Hohlkastenachse. Es ergibt sich:

Aus Vergleichsgründen mit [98] wird in Anlehnung an EN 1991-1, 4.1 (3) für Mehreinbau von Fahrbahnbelag beim Herstellen einer Ausgleichsgradiente zusätzlich eine gleichmäßig verteilte Last von  $0,5 \text{ kN/m}^2$  durchgehend über die gesamte Fahrbahnfläche angesetzt.

Belag:	$25 \cdot 0,08 \cdot 11,00$	= 22,00 kN/m
Mehreinbau:	$25 \cdot 0,02 \cdot 11,00$	= 5,50 kN/m
Kappen:	$25 \cdot 0,16 \cdot 1,65 \cdot 2$	= 13,20 kN/m
Gesimse:	$25 \cdot 0,35 \cdot 0,48 \cdot 2$	= 8,40 kN/m
Geländer:	$0,50 \cdot 2$	= 1,00 kN/m
Leitplanken:	$0,50 \cdot 2$	= 1,00 kN/m
$G_{k,2}$		= 51,10 kN/m

Die Berücksichtigung zeitabhängiger Einwirkungen erfolgt wegen des günstigen Einflusses von  $G_{k,2}$  ohne den Anteil des Mehreinbaus:  
 $G_{k,2} = 51,10 - 5,50 = 45,60$  kN/m

### 3.1.2 Vorspannung

Die Vorspannung ist als ständige Einwirkung einzustufen, deren zeitliche Änderung jedoch monoton verläuft und daher gesondert behandelt wird.

Bei Berechnungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung sind mögliche Streuungen der Vorspannkraft durch den oberen charakteristischen Wert

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \quad (1.14)$$

bzw. durch den unteren charakteristischen Wert

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad (1.15)$$

zu berücksichtigen.

Für die Beiwerte  $r_{sup}$  und  $r_{inf}$  dürfen im Allgemeinen die folgenden Werte angenommen werden:

- $r_{sup} = 1,10$  und  $r_{inf} = 0,90$   
für Spannglieder im nachträglichen Verbund;
- $r_{sup} = 1,05$  und  $r_{inf} = 0,95$   
für Spannglieder im sofortigen oder ohne Verbund.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf der Bemessungswert der Vorspannkraft mit

$$P_d = \gamma_P P_{m,t}(x) \quad (1.16)$$

ermittelt werden. Dabei gilt für den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_P$  allgemein

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

für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen.

In den Gleichungen (1.14) bis (1.16) entspricht  $P_{m,t}(x)$  dem Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t$  an der Stelle  $x$  längs der Bauteilachse.

Die numerische Auswertung für die Vorspannkraft als Einwirkung erfolgt aus Gründen der Zweckmäßigkeit im Zuge der Schnittgrößenermittlung.

EN 1990, 4.1.2 (6), EN 1992-1-1, 5.10, EN 1992-1-1/NA, 5.10 und EN 1992-2/NA, 5.10  
 EN 1990, 4.1.2 (6)

EN 1992-1-1, 5.10.9 (1)P

EN 1992-1-1, 5.10.9 (1)P, Gl. (5.47)

$r_{sup}$  Beiwert zur Festlegung des oberen charakteristischen Wertes bei ungünstiger Auswirkung der Vorspannung

EN 1992-1-1, 5.10.9 (1)P, Gl. (5.48)

$r_{inf}$  Beiwert zur Festlegung des unteren charakteristischen Wertes bei günstiger Auswirkung der Vorspannung

EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.9 (1)P

In den Bauzuständen darf beim Nachweis der Dekompression und der zulässigen Randzugspannungen der charakteristische Wert der Vorspannung wie folgt angesetzt werden:

- Einbetonierte Spannglieder mit gerader oder nahezu gerader Spanngliederführung:  
 $r_{sup} = 1,00$  und  $r_{inf} = 1,00$
- Einbetonierte girlandenförmig geführte Spannglieder:  $r_{sup} = 1,05$  und  $r_{inf} = 0,95$
- Externe Spannglieder oder interne Spannglieder ohne Verbund:  $r_{sup} = 1,00$  und  $r_{inf} = 1,00$

EN 1992-1-1, 5.10.8 (1)

EN 1992-1-1, 2.4.2.2 (1) und EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.2 (1)

### 3.1.3 Veränderliche Einwirkungen

EN 1991-2 und EN 1991-1-3 bis EN 1991-1-6 sowie EN 1990 mit den jeweiligen Nationalen Anhängen

#### 3.1.3.1 Vertikale Verkehrslasten

EN 1991-2, 1 bis 4

##### 3.1.3.1.1 Vorbemerkungen

Wegen der geringen Abweichungen durch Vernachlässigung des Einflusses der Profilverformung bei der Spannungsermittlung in Brückenlängsrichtung wird der Kastenträger näherungsweise nach der Theorie des torsionssteifen Stabes im Sinne von [46] behandelt.

Abweichungen < 1%, bezogen auf  $M_{\max}$  in Feldmitte (Ermittlung nach [108, 107])

s. auch [78, 102]

Ferner wird wegen Geringfügigkeit auf eine Abminderung des Einflusses der auflagnahen Radlasten bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung, zur Vereinfachung der Berechnung, verzichtet.

vgl. [96], Beispiel 1, Abschn. 6.4.1, s. auch Abschn. 1

Zur Ermittlung der ungünstigsten Schnittkraftkombinationen werden die Lastfälle für volle Belastung ( $M_{\max}$ ,  $V_{\text{cor}}$ ,  $T_{\text{cor}}$  bzw.  $V_{\max}$ ,  $M_{\text{cor}}$ ,  $T_{\text{cor}}$ ) sowie für halbseitige Belastung der Brückenfläche ( $T_{\max}$ ,  $M_{\text{cor}}$ ,  $V_{\text{cor}}$ ) untersucht.

cor zugehörig („corresponding“), s. auch Formelzeichen.

##### 3.1.3.1.2 Lastmodell 1

EN 1991-2, 4.3.1 und 4.3.2

Das Lastmodell 1 (LM1) besteht aus der Doppelachse (Tandem-System TS) auf maximal drei Fahrspuren und der gleichmäßig verteilten Belastung (UDL-System) auf maximal der gesamten Fahrbahnfläche, wobei die Lasten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung nur auf den belastenden Teilen der Einflussfläche aufgebracht werden. Das Modell gilt für Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, nicht jedoch für den Betriebsfestigkeitsnachweis und kann sowohl für globale als auch für lokale Nachweise angewendet werden.

EN 1991-2, 4.3.2, Tab. 4.2 und Bild 4.2a:

Anzahl der Fahrstreifen:

$$n_1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(11/3) = 3$$

Breite der Fahrstreifen:

$$w_1 = 3 \text{ m}$$

Breite der Restfläche:

$$w_r = w - n_1 w_1 = 11 - 3 \cdot 3 = 2 \text{ m}$$

Die Zahlenwerte gelten für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (z. B. während Reparaturarbeiten).

Das Verkehrslastbild für den Brückenquerschnitt bei voller Belastung der Brückenfläche ist in Bild 1.9 dargestellt.

Für globale Nachweise wird jede Doppelachse in der Mitte der rechnerischen Fahrspuren angenommen. Für lokale Nachweise dürfen die Doppelachsen enger angeordnet werden, wobei ein Mindestabstand der Radachsen von 0,50 m einzuhalten ist, s. auch EN 1991-2, 4.3.2, Bilder 4.2a und 4.2b.

Die angegebenen Einwirkungen

$$Q_{vk} = \alpha_Q Q_k \quad (1.17)$$

für jede Achslast der Doppelachse und

EN 1991-2, 4.3.2 (1), Gl. (4.1)

EN 1991-2, 4.3.2 (1) und 4.2.4 (2): In jedem rechnerischen Fahrstreifen ist nur eine Doppelachse und nur komplett in ungünstigster Laststellung anzusetzen.

$$q_{vk} = \alpha_q q_k \quad (1.18)$$

für die gleichmäßig verteilte Belastung entsprechen den charakteristischen Grundwerten einschließlich der dynamischen Vergrößerungsfaktoren unter Berücksichtigung der Anpassungsfaktoren.

EN 1991-2, 4.3.2 (1), Gl. (4.2)

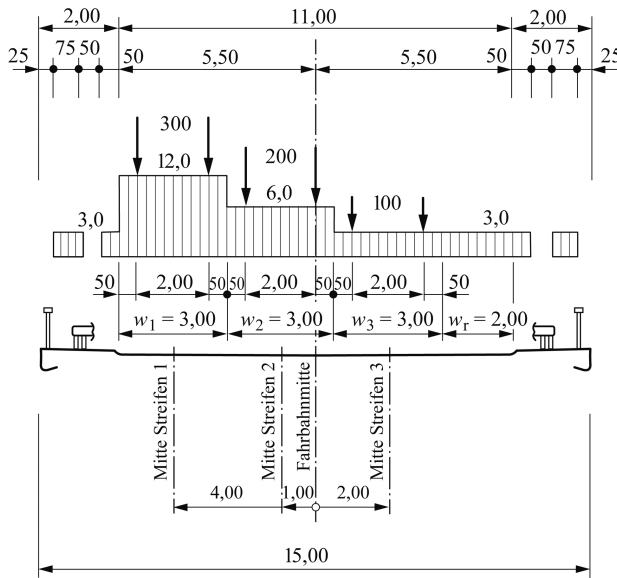
Mindestwerte der Anpassungsfaktoren nach EN 1991-2, 4.3.2 (3), Gl. (4.3) und (4.4):

$$\alpha_{qi} \geq 0,8$$

$$\alpha_{qi} \geq 1,0 \text{ für } i \geq 2$$

Diese Beschränkungen gelten nicht für  $\alpha_{qr}$





**Bild 1.9**  
Verkehrslastbild für Lastmodell 1 bei voller Belastung der Brückenfläche (Achslasten in kN, Gleichlasten in kN/m<sup>2</sup>)

EN 1991-2, 4.3.2 (4), Tab. 4.2 und Bild 4.2a sowie EN 1991-2/NA, NDP zu 4.3.2 (3):  
Lastmodell 1, bestehend aus 3 Doppelachsen (Tandem-System TS) in

- Fahrstreifen 1:  
 $Q_{v1k} = \alpha_{Q1} Q_{1k} = 1,0 \cdot 300 = 300 \text{ kN/Achse}$
  - Fahrstreifen 2:  
 $Q_{v2k} = \alpha_{Q2} Q_{2k} = 1,0 \cdot 200 = 200 \text{ kN/Achse}$
  - Fahrstreifen 3:  
 $Q_{v3k} = \alpha_{Q3} Q_{3k} = 1,0 \cdot 100 = 100 \text{ kN/Achse}$
- und der Gleichlast (UDL-System) in

- Fahrstreifen 1:  
 $q_{v1k} = \alpha_{q1} q_{1k} = 1,33 \cdot 9,0 = 12,0 \text{ kN/m}^2$
- Fahrstreifen 2:  
 $q_{v2k} = \alpha_{q2} q_{2k} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- Fahrstreifen 3:  
 $q_{v3k} = \alpha_{q3} q_{3k} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Restfläche:  
 $q_{vrk} = \alpha_{qr} q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Für die Anpassungsfaktoren gelten die Werte

$$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 1,0$$

$$\alpha_{q1} = 1,33$$

$$\alpha_{q2} = 2,4$$

$$\alpha_{q3} = \alpha_{qr} = 1,2$$

Die dynamischen Vergrößerungsfaktoren sind in den Grundwerten der Lasten enthalten.

Entsprechend zeigt Bild 1.14 das Verkehrslastbild bei halbseitiger, schachbrettartig angeordneter Belastung der Brückenfläche.

Die Auswertung dieser Verkehrslastbilder erfolgt für volle Belastung der Brückenfläche in Tabelle 1.2, für halbseitige Belastung in Tabelle 1.3. Das daraus resultierende Verkehrslastband in Brückenlängsachse bei voller Belastung der Brückenfläche ist in Bild 1.10 dargestellt. Die Klammerwerte gelten für halbseitige, schachbrettartig angeordnete Belastung der Brückenfläche.

**Tabelle 1.2**  
Verkehrslasten für Lastmodell 1 bei voller Belastung der Brückenfläche

Achslast	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN/Achse]		$\alpha_{Qi} M_{Qik}$ [kNm/Achse]	
Fahrstreifen 1	300,0		300,0 · 4,0	1200,0
Fahrstreifen 2	200,0		200,0 · 1,0	200,0
Fahrstreifen 3	100,0		100,0 (-2,0)	-200,0
$\Sigma$	600,0			1200,0
Gleichlast	$\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m]		$\alpha_{qi} m_{qik}$ [kNm/m]	
Fahrstreifen 1	12,0 · 3,0	36,0	36,0 · 4,0	144,0
Fahrstreifen 2	6,0 · 3,0	18,0	18,0 · 1,0	18,0
Fahrstreifen 3	3,0 · 3,0	9,0	9,0 (-2,0)	-18,0
Restfläche	3,0 · 2,0	6,0	6,0 (-4,5)	-27,0
Gehwege	3,0 · 2,5	7,5	7,5 · 0	0
$\Sigma$		76,5		117,0

**Tabelle 1.3**

Verkehrslasten für Lastmodell 1 bei halbseitiger, schachbrettartig angeordneter Belastung der Brückenfläche

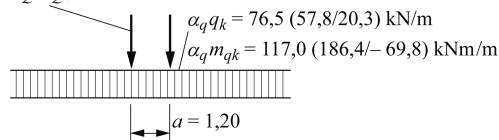
Achslast	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN/Achse]		$\alpha_{Qi} M_{Qik}$ [kNm/Achse]	
Fahrstreifen 1	300,0		$300,0 \cdot 4,00$	1200,0
Fahrstreifen 2	200,0		$200,0 \cdot 1,00$	200,0
$\Sigma$	500,0		1400,0	
Fahrstreifen 3	100,0		$100,0 (-4,0)$	-400,0
$\Sigma$	100,0		-400,0	

Gleichlast	$\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m]		$\alpha_{qi} m_{qik}$ [kNm/m]	
Fahrstreifen 1	$12,0 \cdot 3,00$	36,0	$36,0 \cdot 4,00$	144,0
Fahrstreifen 2	$6,0 \cdot 3,00$	18,0	$18,0 \cdot 1,00$	18,0
Gehweg	$3,0 \cdot 1,25$	3,8	$3,8 \cdot 6,43$	24,4
$\Sigma$	57,8		186,4	
Fahrstreifen 3	$3,0 \cdot 3,0$	9,0	$9,0 (-4,0)$	-36,0
Restfläche	$3,0 \cdot 2,5$	7,5	$7,5 (-1,25)$	-9,4
Gehweg	$3,0 \cdot 1,25$	3,8	$3,8 (-6,43)$	-24,4
$\Sigma$	20,3		-69,8	

$$\alpha_Q Q_k = 600,0 (500,0/100,0) \text{ kN/Achse}$$

$$\alpha_Q M_{Qk} = 1200,0 (1400,0/-400,0) \text{ kNm/Achse}$$

**Bild 1.10**

Verkehrslastband für Lastmodell 1 in Brückenlängsachse bei voller Belastung der Brückenfläche (Klammerwerte gelten bei halbseitiger, schachbrettartig angeordneter Belastung der Brückenfläche)

Um bei halbseitiger Belastung die Doppelachse in der Fahrspur 2 komplett ansetzen zu können, werden zwei volle Fahrspuren angeordnet. Diese Belastungsanordnung ist ungünstiger als der Ansatz von nur einer Doppelachse mit der Gleichlast bis zur Fahrbahnmitte.

Die Auswertung der schachbrettartigen Belastungsanordnung erfolgt im Zuge der Schnittgrößenermittlung für die maximale Torsion.

### 3.1.3.1.3 Lastmodell 2

Das Lastmodell 2 (LM2) ist nicht anzuwenden.

### 3.1.3.1.4 Ermüdungslastmodell 3

Das Ermüdungslastmodell als idealisiertes Einzelfahrzeug ergibt für die ungünstigste Laststellung in der Fahrstreifenachse am Fahrbahnrand das in Bild 1.11 darge-

$$w/2 = 11,00/2 = 5,50 \text{ m}$$

$$< w_1 + w_2 = 3,00 + 3,00 = 6,00 \text{ m}$$

s. auch Bild 1.9

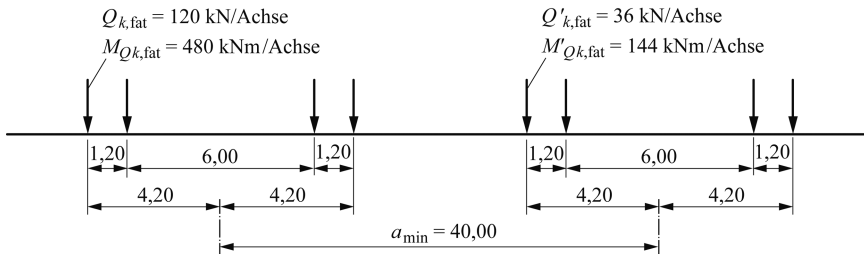
Abschn. 4.3.1

EN 1991-2, 4.3.1 (2) b) und 4.3.3

EN 1991-2/NA, NDP zu 4.3.1 (2), Anm. 2, 4.3.3 (2), Anm. und 4.3.3 (3), Anm. 2

EN 1991-2, 4.6.4 und Bild 4.8: Gilt nur für den Nachweis der Ermüdung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

stellte Verkehrslastband in Brückenlängsachse. Die darin angegebenen Achslasten sind charakteristische Werte.



**Bild 1.11**  
Verkehrslastband für Ermüdungslastmodell 3 in Brückenlängsachse

Falls maßgebend, ist in der gleichen Spur ein zweites Fahrzeug mit gleichen Abmessungen in einem Mindestabstand von 40 m, gemessen zwischen den Fahrzeugmitten, anzusetzen, wobei das Gewicht jeder Achse 36 kN (anstatt 120 kN) beträgt.

Ein Nachweis gegen Ermüdung ist im vorliegenden Fall nicht erforderlich

- für externe Spannglieder;
- für Beton unter Druckbeanspruchung, sofern die Betondruckspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannung auf  $0,6 f_{ck}$  beschränkt sind.

### 3.1.3.2 Horizontale Verkehrslasten

#### 3.1.3.2.1 Brems- und Anfahrlasten

Für die Bremslast ergibt sich unter Ansatz der Einwirkungen von Lastmodell 1 in Fahrstreifen 1 der für die gesamte Brückenbreite auf 900 kN begrenzte charakteristische Wert:

$$\begin{aligned} Q_{lk} &= 0,6 \alpha_{Q1} (2 Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \\ &= 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300,0 + 0,10 \cdot 1,33 \cdot 9,0 \cdot 3,0 L \\ &= 360,0 + 3,6 L \quad (\text{in kN}) \end{aligned} \quad (1.19)$$

wobei die Bedingungen

$$180 \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \quad (\text{in kN}) \quad (1.20a)$$

einzuhalten sind.

Zur Vereinfachung wird das zweite Fahrzeug wegen des vergleichsweise geringen Einflusses nur komplett angesetzt.

EN 1991-2/NA, NDP zu 4.6.4 (3), Anm.: Ein zweites Fahrzeug in derselben Spur ist nicht anzusetzen, wenn die Ermüdungsnachweise mit  $\lambda$ -Werten nach den Eurocodes für Bemessung erfolgen.

EN 1992-2, 6.8.1 (102) enthält eine generelle Übersicht für den Nachweisverzicht, s. auch EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102) und Anhang

EN 1992-2, 6.8.4 (107)

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102), Anm. g)

EN 1991-2, 4.4

EN 1991-2, 4.4.1

EN 1991-2, 4.4.1 (1)P: Die Bremslast ist in Brückenlängsrichtung in Höhe Fahrbahnoberkante anzunehmen.

EN 1991-2, 4.4.1 (2), Gl. (4.6)

$$\begin{aligned} Q_{1k} &= 300,0 \text{ kN} \\ q_{1k} &= 9,0 \text{ kN/m}^2 \\ w_1 &= 3,0 \text{ m} \\ \alpha_{Q1} &= 1,0 \\ \alpha_{q1} &= 1,33 \end{aligned}$$

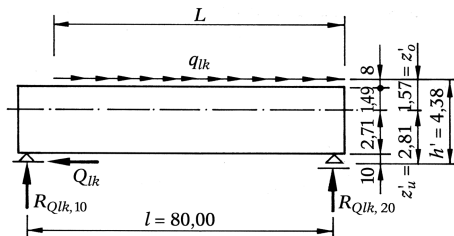
$L$  Länge des Überbaues oder die zu berücksichtigenden Teile der Überbaulänge

Der charakteristische Wert  $Q_{lk}$  ist entlang der Mittellinie jedes rechnerischen Fahrstreifens anzusetzen und darf als Linienlast

$$q_{lk} = Q_{lk} / L \tag{1.20b}$$

über die Belastungslänge  $L$  angenommen werden. Falls die Auswirkungen der Exzentrizität unbedeutend sind, darf die Last als in der Mittellinie der Fahrbahn wirkend angenommen werden.

Eine Übersicht der charakteristischen Werte der Bremslasten zeigt Bild 1.12.



**Bild 1.12**  
Bremslasten (Darstellung unmaßstäblich)

**3.1.3.2.2 Zentrifugallasten**

Zur Berücksichtigung von Zentrifugallasten sind in Abhängigkeit vom Krümmungshalbmesser der Fahrbahnmittellinie folgende charakteristischen Werte anzusetzen:

$$Q_{lk} = 0,2 Q_v \quad \text{für } r < 200 \text{ m} \tag{1.21a}$$

$$Q_{lk} = 40 Q_v / r \quad \text{für } 200 \text{ m} \leq r < 1500 \text{ m} \tag{1.21b}$$

$$Q_{lk} = 0 \quad \text{für } r > 1500 \text{ m} \tag{1.21c}$$

mit

$$Q_v = \Sigma \alpha_{Qi} (2 Q_{ik}) \tag{1.22}$$

Die charakteristischen Werte der Zentrifugallasten beinhalten die dynamischen Wirkungen des Verkehrs.

Wegen der Lage des Bauwerks im geraden Bereich der Autobahnbetriebsstrecke sind Zentrifugallasten im vorliegenden Fall nicht zu berücksichtigen.

**3.1.3.3 Verkehrslastgruppen**

Die Zusammenfassung der vertikalen und horizontalen Verkehrslasten dieses Beispiels zu charakteristischen Werten von Verkehrslastgruppen erfolgt in Tabelle 1.4.

EN 1991-2, 4.4.1 (4)

EN 1991-2, 4.4.1 (5): Anfahrlasten sind in derselben Größe wie die Bremslasten anzusetzen, jedoch in entgegengesetzter Richtung.

EN 1991-2, 4.4.2

EN 1991-2, 4.4.2 (1): Die Zentrifugallast (Fliehkraft)  $Q_{lk}$  ist in Höhe des fertigen Fahrbahnbelags in Querrichtung radial zur Fahrbahnachse wirkend anzunehmen.

EN 1991-2, 4.4.2 (2), Tab. 4.3 mit

$Q_{lk}$  charakteristischer Wert der Zentrifugallast (in kN)

$Q_v$  Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Lastmodells 1 (in kN)

$r$  horizontaler Radius der Fahrbahnmittellinie (in m)

$Q_v$  Beispiel für die Gesamtlast aus den vertikalen Einzellasten der Doppelachsen des Lastmodells 1

EN 1991-2, 4.4.2 (2)

Gl. (1.21c)

EN 1991-2, 4.5

Abschn. 3.1.3 und 3.1.4

EN 1991-2, 4.5.1 (1) und Tab. 4.4a

**Tabelle 1.4**

Verkehrslastgruppen (charakteristische Werte der mehrkomponentigen Einwirkungen)

Belastungsart		Vertikallasten	Horizontallasten	
Einwirkung		Lastmodell 1 (TS und UDL)	Brems- oder Anfahrlast	Zentrifugallast und Seitenkraft
Lastgruppe	gr1a	charakteristischer Wert		
	gr2	häufiger Wert	charakteristischer Wert	charakteristischer Wert

 Dominante Komponente der Einwirkungen

Bei der Kombination mit „Nicht-Verkehrslasten“ ist jede Verkehrslastgruppe für sich als eine Einwirkung zu betrachten.

Die weiteren Untersuchungen können sich auf die mehrkomponentigen Einwirkungen der Verkehrslastgruppe gr1a beschränken, da in der Verkehrslastgruppe gr2 der Einfluss der Bremslasten geringer ist als die Abminderung der vertikalen Verkehrslasten des Lastmodells 1 vom charakteristischen zum häufigen Wert.

### 3.1.3.4 Windeinwirkungen

Es werden die beiden Bemessungssituationen im Betriebszustand (Endzustand mit Verkehr) und im Bauzustand (vor dem Einbau der Lärmschutzwand) für die angenommene Bauwerkshöhe von etwa 10 m über Gelände untersucht.

Für die resultierende Windkraft auf den Überbau in Brückenquerrichtung ( $x$ -Richtung) ergibt sich für die vereinfachte Anwendung der Norm bei nicht schwingungsanfälligen Deckbrücken

$$F_{wk} = q(z_e) \cdot c_{fx} \cdot A_{\text{ref},x} \quad (1.23)$$

Daraus folgt die bezogene Windkraft zu

$$w_k = \frac{F_{wk}}{A_{\text{ref},x}} = q(z_e) \cdot c_{fx} = q(z_e) \cdot c_{fx,0} \cdot \psi_{3D} \quad (1.24)$$

Hierin bedeuten:

$A_{\text{ref},x}$  Bezugsfläche für das Brückendeck;

$q(z_e)$  Böengeschwindigkeitsdruck;

EN 1991-2, 4.5.1 (1), Tab. 4.4a: Auf die Darstellung der Lastgruppen gr3 bis gr5 wird verzichtet, da diese Verkehrslastgruppen nicht für die Untersuchung des Beispiels benötigt werden.

Bei der Lastgruppe gr1a müssen Horizontalkräfte aus Verkehr nicht berücksichtigt werden, s. EN 1991-2/NA, NDP zu 4.4.2 (2), Anm.

Eine Seitenkraft aus schrägem Bremsen oder Anfahren muss nicht berücksichtigt werden, s. EN 1991-2/NA, NDP zu 4.5.1, Tab. 4.4a, Anm. a) und b).

EN 1991-2, 4.5.1 (1): Gilt sowohl für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

EN 1991-2, 4.5.1 (1), Tab. 4.4a und EN 1990, A 2.2.6 (1), Tab. A 2.1:  
 $\psi_1 = 0,75$  für Achslasten (TS)  
 $\psi_1 = 0,40$  für Gleichlast (UDL)  
 s. auch Tab. 1.11

EN 1991-1-4, 8 [14], EN 1991-1-4/NA [15], EN 1990, Anhang A2, A 2.2.1 und A 2.2.2 sowie EN 1991-1-6, 4.7 und Anhang A 2 [18]

Der Nachweis beschränkt sich auf die Untersuchung in Brückenquerrichtung ( $x$ -Richtung), da der Einfluss der Windeinwirkungen auf den Überbau in Längsrichtung ( $y$ -Richtung) unbedeutend ist.

EN 1991-1-4/NA, NDP zu 8.3.2 (1) und Anhang NA-N

Wegen der geringen Bauwerkshöhe wird in Anlehnung an EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-C, C.7 (3) und EN 1991-1-4, 8.2 (1), Anm. 3 die Deckbrücke als nicht schwingungsanfällig angenommen. Im Übrigen ist der Einfluss der Windeinwirkungen auf die Bemessung gering.

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4), Gl. (N.1)

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4), Gl. (N.2)

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-B und NA-N, Gl. (N.3) bis (N.6) (in Abhängigkeit von der Geländekategorie und der Höhe  $z_e$ )

$z_e$	größte Höhe der Windlastresultierenden über der Geländeoberfläche;	
$c_{f\alpha,0}$	aerodynamischer Grundkraftbeiwert für unendlich große Schlankheit;	EN 1991-1-4/NA, NDP zu 7.7 (1), Anm. 1 (in Abhängigkeit von der Querschnittsform, vom Verhältnis $d/b$ und von der Windrichtung)
$\psi_{3D}$	Abminderungsfaktor zur Erfassung dreidimensionaler Strömungseffekte.	EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1(4): $\psi_{3D} = 0,85$ für Überbau ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand $\psi_{3D} = 0,70$ für Überbau mit Verkehr oder mit Lärmschutzwand

Für die Bezugsfläche  $A_{\text{ref},x}$  von ein- und mehrfeldrigen Brücken mit konstanter Bauhöhe und mit nur einem Überbau nach Bild 8.1 in EN 1991-1-4 gilt allgemein

$$A_{\text{ref},x} = d \cdot l \quad (1.25)$$

mit

$d$  bei Brücken mit Verkehrsband oder mit Lärmschutzwand: Höhe von Oberkante Verkehrsband bzw. Lärmschutzwand bis Unterkante Tragkonstruktion;

bei Brücken ohne Verkehr und ohne Lärmschutzwand: Höhe von Oberkante Kappe einschließlich ggf. vorhandener Fahrbahnschutzeinrichtungen bis Unterkante Tragkonstruktion;

$l$  Brückenlänge in  $y$ -Richtung.

Bei der Kombination von Straßenverkehr mit Windeinwirkungen ist die Begleiteinwirkung  $\psi_0 F_{wk}$  aus Wind auf die Brücke und die Fahrzeuge auf den Wert  $F_W^*$  zu begrenzen, indem der Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit  $v_{b,0}$  durch den Wert  $v_{b,0}^*$  ersetzt wird. Hierbei ist jede Verkehrslastgruppe als eine einzelne Einwirkung zu behandeln.

Windeinwirkungen brauchen nicht mit Anfahr- und Bremskräften oder Zentrifugalkräften oder der zugehörigen Lastgruppe  $gr_2$  kombiniert zu werden.

Einwirkungen aus Wind und Temperatur brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden.

Unter Annahme der Windzone 3 und der Geländekategorie II (Binnenland) ergeben sich folgende Windeinwirkungen (Bild 1.13):

– Ausgangswerte:

Windgeschwindigkeit:

$$v_{\text{ref}} = 30 \text{ m/s}$$

EN 1991-1-4, 8.1 (1)

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4) und N.2 (1); Erl. zu den Tab. N.5 bis N.8

EN 1991-1-4, 8.3.1 (5) a): Bei der Kombination von Einwirkungen aus Wind und Verkehr ist eine Verkehrsbandhöhe von 2,00 m oberhalb der Fahrbahn auf einer Länge anzunehmen, die für den jeweiligen Nachweis am ungünstigsten ist, unabhängig von der Stellung der angenommenen vertikalen Verkehrslast.

EN 1991-1-4, 8.3.1 (4) a): Die anzusetzenden Querschnittshöhen von Fahrbahnschutzeinrichtungen sind Tab. 8.1 zu entnehmen.

EN 1991-1-4, 8.1 (3), Anm. und Bild 8.2

EN 1991-1-4, 8.1 (4), EN 1991-1-4/NA, NDP zu 8.1 (4) und EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (5)

$F_W^*$  wird jedoch nicht maßgebend:

$$\psi_0 F_{wk} = 0,4 F_{wk} \leq F_W^* = (v_{b,0}^* / v_{b,0})^2 F_{wk} = (v_{b,0}^* / v_{\text{ref}})^2 F_{wk} = (23 / 30)^2 F_{wk} = 0,59 F_{wk}$$

mit  $v_{b,0}^* = 23 \text{ m/s}$ ,  $v_{\text{ref}} = 30 \text{ m/s}$  und  $\psi_0 = 0,4$ ; s. EN 1991-1-4, 8.1 (4) sowie EN 1991-1-4/NA, NDP zu 8.1 (4) und Anhang NA-N; Tab: N.6, Anm. a

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (3)

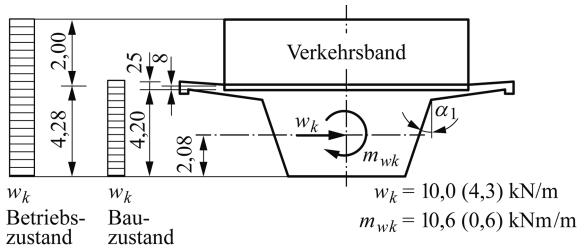
EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (6)

Abhängig von den lokalen Verhältnissen ist eine abweichende Regelung möglich.

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-A und NA-B (aus Vergleichsgründen in Übereinstimmung mit Beispiel 1 in [98])

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4)

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4), s. auch EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-A, Bild A.1

**Bild 1.13**

Windeinwirkungen für Betriebszustand (Klammerwerte Bauzustand)

Geschwindigkeitsdruck:

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4)

$$q_{\text{ref}} = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

Böengeschwindigkeitsdruck:

$$q(z_e) = 1,7 \cdot q_{\text{ref}} \cdot \left( \frac{z_e}{10} \right)^{0,37} \quad (1.26)$$

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.1 (4), Gl. (N.3) für  $7 \text{ m} < z_e \leq 50 \text{ m}$ 

$$= 1,7 \cdot 0,56 \cdot \left( \frac{20}{10} \right)^{0,37} = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

für  $z_e = 20 \text{ m}$ , s. auch EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, Tab. N.1

– Betriebszustand:

Einwirkungskombination mit Verkehrslasten für ständige Bemessungssituation

Gesamtbreite der Deckbrücke:

$$b = 15,00 \text{ m}$$

Bild 1.3

Höhe der Windangriffsfläche:

$$d = 4,20 + 0,08 + 2,00 = 6,28 \text{ m}$$

Konstruktionshöhe plus Fahrbelag plus Verkehrsband, s. Bilder 1.3 und 1.13

Größte Höhe der Windresultierenden über Gelände:

Wegen der Anwendung der Tab. N.6 in EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.2

$$z_e = 10 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

Verhältnis der Querschnittsabmessungen:

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.2, Tab. N.6, Spalte 1 und Anm. b

$$b/d = 15,00 / 6,28 = 2,39 > 0,5 < 4$$

Anzusetzende Windeinwirkungen:

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, A.2, Tab. N.6, Spalte 5

$$w_k = 1,15 + (4,00 - 2,39) \frac{2,10 - 1,15}{4,00 - 0,50} = 1,59 \text{ kN/m}^2$$

Für den Kombinationsbeiwert gilt  $\psi_0 = 0,4$  durch Interpolation für  $z_e \leq 20 \text{ m}$  zwischen  $b/d = 0,5$  mit  $w_k = 2,10 \text{ kN/m}^2$  und  $b/d = 4$  mit  $w_k = 1,15 \text{ kN/m}^2$ 

– Bauzustand:

vorübergehende Bemessungssituation  
Bauzeit bis zur Verkehrsübergabe:  
 $t_1 = 4$  Monate, s. Abschn. 4.6.6

Höhe der Windangriffsfläche:

$$d = 4,20 + 0,25 = 4,45 \text{ m}$$

Oberkante Kappenbeton bis Unterkante Tragkonstruktion, s. Bilder 1.3 und 1.13

Verhältnis der Querschnittsabmessungen:

$$b/d = 15,00 / 4,45 = 3,37 > 0,5 \\ < 4$$

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.2, Tab. N.6, Spalte 1 und Anm. b

Anzusetzende Windeinwirkungen:

$$w_k = \left[ 1,40 + (4,00 - 3,37) \frac{2,55 - 1,40}{4,00 - 0,50} \right] 0,6 \\ = 0,97 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N, N.2, Tab. N.6, Spalte 2

Abminderungsfaktor für den Bauzustand: 0,6 für die Dauer des vorübergehenden Zustands bis zu 12 Monaten ohne Sicherungsmaßnahmen, s. EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-B, BB, Tab. BB.1

Die Auswertung erfolgt in Tabelle 1.5.

**Tabelle 1.5**

Windeinwirkungen für Betriebs- und Bauzustand

Bemessungssituation	Winddruck $w_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Windangriffsfläche $A_{ref,x}$ [m <sup>2</sup> /m]	Windeinwirkung	
			$w_k$ [kN/m]	$m_{wk}$ [kNm/m]
Betriebszustand	1,59	4,28 + 2,00 = 6,28	1,59 · 6,28 = 10,0	10,0 (6,28/2 - 2,08) = 10,6
Bauzustand	0,97	4,20 + 0,25 = 4,45	0,97 · 4,45 = 4,3	4,3 (4,45/2 - 2,08) = 0,6

### 3.1.3.5 Temperatureinwirkungen

EN 1991-1-5 [16] und EN 1991-1-5/NA [17]

Zwischen Betonüberbau und extern angeordnetem Spannglied ist ein Temperaturunterschied

EN 1991-1-5, 6.1.6 (1)

$$\Delta T = 15^\circ\text{C}$$

anzusetzen.

Zur Ermittlung der Temperatureinwirkungen ist für den linearen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl der Wert

EN 1991-1-5, Anhang C, Tab. C.1

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$$

einzuführen.

Eine Berechnung der Temperatureinwirkungen infolge konstanter oder linear veränderlicher Temperaturanteile erübrigt sich, da die daraus resultierenden Verformungen bei dem einfeldrigen Tragwerk nicht behindert werden und somit keine Zwangsspannungen erzeugen.

EN 1991-1-5, 6.1.2

Temperatureinwirkungen bei Brückenüberbauten aus Beton sind nach Typ 3 zu ermitteln, s. EN 1991-1-5, 6.1.1 (1).

Die Ermittlung der Bewegungsschwankungen für die Bemessung der Brückenlager und Dehnungsfugen ist nicht Gegenstand des Beispiels.

Im Anwendungsfall ist nach EN 1991-1-5, 6.1.3 vorzugehen.

### 3.1.3.6 Widerstände der Lager und Übergänge

Bilder 1.2 und 1.4

Bei der Ermittlung der Widerstände der Lager und Übergänge handelt es sich um die Bewegungswiderstände der Kalotten-Gleitlager und die Verformungswiderstände der Dehnprofile der wasserdichten Übergänge.

Widerstände der Lager und Übergänge brauchen im Allgemeinen bei der Bemessung des Überbaues wegen Geringfügigkeit nicht berücksichtigt zu werden. Die Ermittlung dient hier zur Demonstration des Rechenganges und zur Festlegung der Lagerabmessungen.



### Lager

Der von der Flächenpressung in der Gleitschicht abhängige Gleitreibungsbeiwert  $\mu$  erreicht bei maximal möglicher Pressung seinen Minimalwert. Da für quasi-ständige Einwirkungskombination (Lastfall I) niedrigere Pressungen einzuhalten sind als für die Maximalbelastung (Lastfall II), sind zur Ermittlung der maximal möglichen Lagerpressung beide Lastfälle zu untersuchen.

Im vorliegenden Fall ist für die Dimensionierung der Gleitplatte (Gleitpaarung PTFE/austenitisches Stahlblech) Lastfall I maßgebend, wobei die hierfür zulässige Flächenpressung und damit der Mindest-Gleitreibungsbeiwert  $\mu = 0,03$  (in der ebenen Gleitfläche) erreicht werden.

Der größere Gleitwiderstand ergibt sich aus der Maximalbelastung (Lastfall II) mit dem Ansatz der Verkehrslastgruppe gr1a, da trotz höherer Lagerpressung ebenfalls der Mindest-Gleitreibungsbeiwert zu verwenden ist.

In Tabelle 1.6 sind die Vertikallasten, die Gleitreibungsbeiwerte und die Gleitwiderstände der Kalotten-Gleitlager zusammengestellt.

**Tabelle 1.6**

Vertikallasten, Gleitreibungsbeiwerte und Gleitwiderstände der Brückenlager für eine Belastungslänge  $L = 80,0 + 0,9 = 80,9$  m

		Quasi-ständige Kombination (Lastfall I)	Charakteristische Kombination (Lastfall II)	
		perm	max	min
Konstruktions-eigenlast	$G_{k,1}$ [kN]	5359,0	5359,0	5359,0
Sonstige Eigenlast	$G_{k,2}$ [kN]	1045,0	1045,0	1045,0
Verkehrslast	$Q_{k,1}$ [kN]	–	4322,8	–1212,6
Windlast	$Q_{k,2}$ [kN]	–	331,3	–331,3
Vertikallasten	$F_{vd}$ [kN]	6404,0	10925,6	4992,6
Flächenpressung	$\sigma_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	26,4	45,0	20,6
Gleitreibungsbeiwert	$\mu$ [%]	3,3	3,0	3,9
Gleitwiderstand	$F_{ld}$ [kN]	211,3	327,8	194,7

### Fahrbahnübergänge

Verformungswiderstände treten nur bei den Dehnprofilen D 160 am beweglichen Übergang auf. Die Reaktionskräfte betragen:

Um die Bestimmungen über zulässige Spannungen und Gleitreibungswerte in den Zulassungsbescheiden anwenden zu können, werden Lastfall I bzw. Lastfall II nach [88] der quasi-ständigen Kombination bzw. der charakteristischen Kombination nach EN 1990, 6.5.3 (2) c) bzw. 6.5.3 (2) a) zugeordnet (auf der sicheren Seite liegend). Hierfür sind folgende Kombinationsbeiwerte anzusetzen (s. auch EN 1990/NA/A1 [7a] und Tab. 1.7): Quasi-ständige Kombination (Lastfall I)  
 $\Psi_2 = 0,2$  für gr1a (LM1)  
 $\Psi_2 = 0,5$  für Temperatur bzw. Charakteristische Kombination (Lastfall II)  
 $\Psi_0 = 0,6$  für Windlasten oder Temperatur

Bedingung:  $F^{LF II} / F^{LF I} \geq 1,5 = \sigma_m^{LF II} / \sigma_m^{LF I}$  mit  
 LF I:  $\sigma_{m,zul} = 30$  N/mm<sup>2</sup> bzw.  
 $\sigma_{r,zul} = 40$  N/mm<sup>2</sup>  
 LF II:  $\sigma_{m,zul} = 45$  N/mm<sup>2</sup> bzw.  
 $\sigma_{r,zul} = 60$  N/mm<sup>2</sup>  
 (s. Tab. 1.6)

Gleitreibungsbeiwert:  
 $0,08 \geq \mu = \frac{1,2}{10 + \sigma_m} \geq 0,03$  ( $\sigma_m$  in N/mm<sup>2</sup>)

Für MAURER MSM Kalottenlager ergeben sich geringfügig niedrigere Reibungsbeiwerte, s. Europäische Technische Zulassung ETA, Abschn. 2.2.7.

Für die Bemessung der Kalottenlager gelten folgende Teile der Norm EN 1337 [3]:  
 Teil 1: Allgemeine Regelungen  
 Teil 2: Gleitteile  
 Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager mit PTFE  
 Teil 8: Führungs- und Festpunktlager

Verkehrslastband (Lastgruppe gr1a) in ungünstigster Laststellung für die Dimensionierung der Lager (vgl. Bild 1.10):  
 max:  $\alpha_Q Q_k = 600,0$  kN/Achse  
 $\alpha_Q q_k = 76,3$  kN/m  
 min:  $\alpha_Q Q_k = -150,0$  kN/Achse  
 $\alpha_Q q_k = -22,3$  kN/m

Charakteristische Kombination (s. Abschn. 3.3.2 und Tab. 1.7):  
 $E_d = G_{k,1}^{ "+" } G_{k,2}^{ "+" } Q_{k,1}^{ "+" } \psi_{0,2} Q_{k,2}$   
 $= G_{k,1}^{ "+" } G_{k,2}^{ "+" } Q_{k,1}^{ "+" } 0,6 Q_{k,2}$

Quasi-ständige Kombination (s. Abschn. 3.3.2 und Tab. 1.7):  
 $E_d = G_{k,1}^{ "+" } G_{k,2}^{ "+" } \psi_{2,1} Q_{k,1}^{ "+" } \psi_{2,2} Q_{k,2}$   
 $= G_{k,1}^{ "+" } G_{k,2}^{ "+" } Q_{k,2}$   
 s. auch Abschn. 3.3.1.1 und 3.3.2

Für die festen Lager ist zusätzlich die Verkehrslastgruppe gr2 wegen der Reaktionskräfte aus Brems- und Anfahrlasten und Gleitwiderständen zu untersuchen.

Die Ermittlung der Dehnwege erfolgt nach EN 1991-1-5, 6.1.

$$F_l = 3,0 + 1,5 n \text{ (in kN/m)}$$

$$= 3,0 + 1,5 \cdot 2 = 6,0 \text{ kN/m}$$

$n = 2$  für Dehnprofil D 160

s. Regelprüfung der MAURER Trägerrost-Dehnfügen

EN 1991-1-3 [12] und EN 1991-1-3/NA [13]

### 3.1.3.7 Schneelasten

Schneelasten brauchen nicht kombiniert zu werden mit

EN 1991-2, 3 (4) und EN 1990

- Lastmodell 1 oder mit den zugehörigen Lastgruppen gr1a und gr1b;
- Brems- und Beschleunigungskräften oder Zentrifugalkräften oder der zugehörigen Lastgruppe gr2.

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (4)

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (3)

Da andere Verkehrslasten oder Verkehrslastgruppen für die Bemessung nicht maßgebend sind, brauchen Schneelasten im Betriebszustand nicht angesetzt zu werden.

Im Bauzustand kann ein Nachweis unter Berücksichtigung der Schneelasten im vorliegenden Fall wegen der außerhalb der Wintermonate vorgesehenen Bauzeit unterbleiben.

Im Nachweisfall s. EN 1991-1-6, Anhang A2, A.2.4

### 3.1.3.8 Einwirkungen während der Bauausführung

Während der Herstellung des Tragwerks ist zur Berücksichtigung der Bauausführungslasten (Ausrüstung und Montagemaßnahmen sowie Personen) der charakteristische Wert

EN 1992-2/NA, NCI zu 113.2, s. auch EN 1991-1-6 [18] und EN 1991-1-6/NA [19]

EN 1992-2/NA, NCI zu 113.2 (NA.106): 1,5 kN/m<sup>2</sup> für Ausrüstung und Montagemaßnahmen sowie 1,0 kN/m<sup>2</sup> für Personen

$$q_{ca,k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

als gleichförmig verteilte Last anzusetzen.

Belastungsbreite (Bild 1.3):  
 $b_n = 15,00 - 2 \cdot 0,35 = 14,30 \text{ m}$

Da außer den Windlasten weitere veränderliche Einwirkungen während der Bauausführung im Allgemeinen nicht auftreten, gilt diese Bauausführungslast bei der Kombination von Einwirkungen im Regelfall als Leiteinwirkung.

## 3.2 Repräsentative Werte der veränderlichen Einwirkungen

EN 1990, 4.1, 6.4 und 6.5, EN 1990/NA, 6.4 und 6.5 sowie EN 1990, Anhang A2, A.2.2.1 und A.2.2.2

### 3.2.1 Kombinationsbeiwerte

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6 (1), Tab. A 2.1

Wegen der wesentlich größeren Horizontalbiegesteifigkeit des Tragwerks im Vergleich zur Vertikalbiegesteifigkeit überwiegt unter den veränderlichen Einwirkungen der Einfluss der vertikalen Verkehrslasten. Bei der Untersuchung der jeweiligen Bemessungssituation genügt es daher für die Kombination mehrerer unabhängiger veränderlicher Einwirkungen, die Verkehrslastgruppe gr1a nach Tabelle 1.4 stets als dominante veränderliche Einwirkung (Leiteinwirkung)  $Q_{k,1}$  und die Einwirkungen infolge Wind und Temperatur demzufolge als begleitende

Repräsentative Werte der veränderlichen Einwirkungen werden durch den charakteristischen Wert  $Q_{k,i}$  direkt oder durch Abminderung mit Kombinationsbeiwerten  $\psi_i < 1$  ausgedrückt. Hierdurch wird berücksichtigt, dass mehrere, voneinander unabhängige veränderliche Einwirkungen entsprechend der Häufigkeit des Auftretens im Bezugszeitraum im Regelfall nicht gleichzeitig mit ihrem Größtwert („charakteristischer Wert“) auftreten.

veränderliche Einwirkungen (Begleiteinwirkungen)  $Q_{k,i}$  zu betrachten.

Durch diese Festlegung wird vermieden, bei ein und derselben Bemessungssituation verschiedene Kombinationen mit den jeweiligen repräsentativen Werten der veränderlichen Einwirkungen zur Ermittlung der ungünstigsten Beanspruchung zu untersuchen.

Die Kombinationsbeiwerte sind, soweit sie für dieses Beispiel benötigt werden, in der nachfolgenden Tabelle 1.7 zusammengefasst.

**Tabelle 1.7**

Kombinationsbeiwerte für die repräsentativen Werte der unabhängigen veränderlichen Einwirkungen

Einwirkung	Kombinationsbeiwert*		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Vertikale Verkehrslasten (gr1a)**			
– Doppelachse TS ( $Q_{ik}$ )	0,75	0,75	0,2
– Gleichlast UDL ( $q_{ik}$ )	0,40	0,40	0,2
Windlasten ( $F_{wk}$ )			
– Ständige Bemessungssituationen	0,60	0,20	0
– Bauausführung	0,80	–	0
Temperatureinwirkungen ( $T_k$ )	0,60***	0,60	0,50
Schneelasten ( $Q_{Sn,k}$ )			
– Bauausführung	0,80	–	–
Lasten aus Bauausführung ( $Q_c$ )	1,00	–	1,00

\*) Der nicht-häufige Wert ist nicht vorgesehen.

\*\*) Die empfohlenen Werte für  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  und  $\psi_2$  für gr1a gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$ ,  $\alpha_{qr}$  und  $\beta_Q$  gleich 1 entspricht.

\*\*\*) Der empfohlene Zahlenwert  $\psi_0$  für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf null abgemindert werden, siehe auch Eurocodes für die Bemessung.

### 3.2.2 Kombination von veränderlichen Einwirkungen

Die Kombination der veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr mit anderen veränderlichen Einwirkungen ist, in Abhängigkeit von den repräsentativen Werten und den zu berücksichtigenden Bemessungssituationen, wie folgt geregelt:

- Bei der Kombination der veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr mit anderen veränderlichen Einwirkungen ist jede der in Tabelle 1.4 definierten Verkehrslastgruppen (mehrkomponentige Einwirkungen) als eine veränderliche Einwirkung zu behandeln.

EN 1990, Anhang A2, A2.3.1 (2), Tab. A2.4 (B): Eine Festlegung der dominanten veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung) und der begleitenden veränderlichen Einwirkungen (Begleiteinwirkungen) ist erforderlich, da die Abminderung für die Leiteinwirkung im Regelfall geringer ist als für die Begleiteinwirkungen.

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6 (1), Tab. A.2.1

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6 (1), Tab. A.2.1 und Anm. 2 sowie EN 1990/NA/A.1, NDP zu A.2.2.6 (1) Anm. 1, s. auch Anhang A, Tab. A.8

TS: Tandem System

UDL: Uniformly Distributed Load

EN 1991-2/NA, NDP zu 4.5.2 (1), Anm. 3

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6 (1), Tab. 2.1, Anm. a

EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6 (1), Tab. 2.1, Anm. c

EQU, STR, GEO s. EN 1990, 6.4.1 (1)P

EN 1990, 6.4, 6.5 und Anhang A2 sowie EN 1990/NA, 6.4 und 6.5

Im Regelfall Wind und Temperatur. Angaben beschränken sich im Allgemeinen auf Regelungen, die für dieses Beispiel zu beachten sind.

EN 1991-2, 4.5.1 (1) und EN 1990, Anhang A2, A2.2.1 (9)P

- Die repräsentativen Werte der Verkehrslastgruppen (mehrkomponentige Einwirkungen) sind wie folgt anzusetzen:
  - Die charakteristischen Werte der Verkehrslastgruppen in Tabelle 1.4 werden, wie bei der Festlegung von charakteristischen Einwirkungen bei Kombinationen mit anderen, als Verkehrslasten behandelt. Gilt für ständige Bemessungssituationen. Vorübergehende Bemessungssituationen, z. B. Auswechseln von Lagern, sind nicht Gegenstand des Beispiels. Im Anwendungsfall s. EN 1991-2, 4.5.3.
  - Der häufige Wert der Verkehrslastgruppe besteht nur aus dem häufigen Wert des Lastmodells 1. EN 1991-2, 4.5.1 (1)
  - Der quasi-ständige Wert der Verkehrslastgruppe besteht nur aus dem quasi-ständigen Wert des Lastmodells 1. EN 1991-2, 4.5.2 (1) und Tab. 4.4 b. Lastmodell 2 ist nicht anzuwenden, s. Abschn. 3.1.3.1.
- Die Regelungen gelten für die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie für vereinfachte Nachweise bei Ermüdungsberechnungen unter Gebrauchsbedingungen. EN 1991-2, 4.5.2 (1), Anm. 2 und EN 1990, Anhang A2, A.2.4.1 (1), Tab. A.2.6 mit A.2.2.6 (1), Tab. A.2.1 (im Allgemeinen gleich null). LM 2 ist nicht anzuwenden, s. oben.
- Schneelasten und Windeinwirkungen brauchen nicht mit Brems- und Anfahrlasten oder Zentrifugalkräften oder der zugehörigen Lastgruppe  $gr_2$  kombiniert zu werden. EN 1990, 6.4 und 6.5, EN 1990/NA, 6.4 und 6.5 sowie EN 1990, Anhang A2, A.2.3 und A.2.4
- Schneelasten brauchen nicht mit dem Lastmodell 1 oder mit den zugehörigen Lastgruppen  $gr_{1a}$  und  $gr_{1b}$  kombiniert zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für spezielle Schneegebiete. EN 1992-1-1, 6.8.6
- Mit dem Lastmodell 1 oder mit der zugehörigen Lastgruppe  $gr_1$  sollten keine Windeinwirkungen größer als der kleinere Wert von  $F_{W^*}$  oder  $\psi_0 F_{Wk}$  kombiniert werden. EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (3) und Anm.
- Wind- und Temperatureinwirkungen brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für lokale Klimaverhältnisse. EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (4) und Anm.
- Wind- und Temperatureinwirkungen brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für lokale Klimaverhältnisse. EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (5) und Anm. s. auch Abschn. 3.1.3.4
- Wind- und Temperatureinwirkungen brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für lokale Klimaverhältnisse. EN 1990, Anhang A2, A.2.2.2 (6) und Anm.

Die weitere Berechnung vereinfacht sich insofern, als bei der Bemessung die Lastgruppe  $gr_{1a}$  für Verkehrslasten maßgebend ist und daher mit den Wind- und Temperatureinwirkungen nur wenige Kombinationen erforderlich sind.

### 3.3 Bemessungswerte der Einwirkungen

#### 3.3.1 Bemessungswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit

##### 3.3.1.1 Grenzzustand der statischen Tragfähigkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Versagen oder übermäßige Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile (STR) können sich auf ständige und vorübergehende Bemessungssituationen beschränken, da außergewöhnliche Bemessungssituationen nicht Gegenstand des Beispiels sind. Für diese Nachweise sind die in diesem Beispiel anzusetzenden Bemessungswerte der Einwirkungen, deren Ermittlung nebenstehend erläutert ist, wie folgt zu kombinieren (Darstellung in symbolischer Form):

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} G_{k,j}) \text{ "+" } \gamma_P P_m \right. \\ \left. \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \right] \quad (1.27)$$

für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (Grundkombinationen) bzw.

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} G_{k,j}) \text{ "+" } \gamma_P P_m \right. \\ \left. \text{ "+" } \gamma_{Q,c} Q_{c,k} \text{ "+" } \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \right] \quad (1.28)$$

für vorübergehende Bemessungssituationen im Bauzustand.

Hierbei bedeuten:

$G_{k,j}$  charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen

$P_m$  Mittelwert der Vorspannkraft

$Q_{k,1}$  charakteristischer Wert der Leiteinwirkung

$Q_{c,k}$  charakteristischer Wert der Nutzlast im Bauzustand

EN 1990, 6.3, 6.4 und 6.5 mit Anhang A2, A2.2.2, A2.3 und A2.4 sowie EN 1990/NA, NCI zu 6.3, 6.4 und 6.5

EN 1990, 6.4 und Anhang A2, A2.3, EN 1990/NA, 6.4 sowie EN 1990/NA/A1, Anhang A2

EN 1990, 6.4.3 und Anhang A2, A2.3.1, EN 1990/NA, NCI zu 6.4.3.2 sowie EN 1990/NA/A1, Anhang A2, NDP zu A2.3.1(1) Anm.

Bezeichnung STR nach EN 1990, 6.4.1 (1P b) EN 1990, 4.1.2, 4.1.3, 6.3.1 und 6.3.2: Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen, die repräsentativen Werte der veränderlichen Einwirkungen und die Mittelwerte bzw. die charakteristischen Werte der Vorspannkraft mit dem jeweils maßgebenden Teilsicherheitsbeiwert zu vervielfachen.

Im Allgemeinen darf für die Vorspannkraft der Mittelwert  $P_d = \gamma_P P_m$  verwendet werden, s. EN 1992-1-1, 5.10.8 (1) und 5.10.3 (4)

EN 1990, 6.4.3.2(3), Gl. (6.10)

Hierin bedeuten:

"+" „ist zu kombinieren“

$\Sigma$  „gemeinsame Auswirkungen von“

Von EN 1990, 6.4.3.2 (3), Gl. (6.10a) bzw. (6.10b) bzw. EN 1990/NA, NCI zu 6.4.3.2 (3) als Alternative wird kein Gebrauch gemacht.

Betriebszustände und z.B. Reparaturzustände. Bei den Nachweisen für vorübergehende Bemessungssituationen sind die charakteristischen Werte der Doppelachse (TS) zu  $0,8 \alpha_{Qj} Q_{ik}$  anzunehmen. Alle übrigen Werte werden wie für ständige Bemessungssituationen angewendet, s. EN 1991-2, 4.5.3 (2).

EN 1990, 6.4.3.2(3), Gl. (6.10)

Schneelasten und Windeinwirkungen brauchen nicht gleichzeitig mit aus Bauaktivitäten resultierenden Verkehrslasten  $Q_{ca}$  kombiniert zu werden (z.B. Lasten durch Baustellenpersonal), s. EN 1990/A1, Anhang A2, A.2.2.1 (10).

Abschn. 3.1.1

Abschn. 3.1.2

Abschn. 3.1.3.3: identisch mit dem charakteristischen Wert der Verkehrslasten von Lastmodell 1 entsprechend Tab. 1.4 (hier: Verkehrslastgruppe gr1a)

Abschn. 3.1.3.8; wirkt wegen des größeren Einflusses gegenüber der Windlast im Bauzustand als Leiteinwirkung

$Q_{k,2}$	charakteristischer Wert der veränderlichen Begleiteinwirkungen	Abschn. 3.1.3.4 und 3.1.3.5; wirken wegen des geringen Einflusses sowohl im Betriebs- als auch im Bauzustand als veränderliche Begleiteinwirkungen (hier: Wind- oder Temperatureinwirkungen)
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	EN 1990/NA/A1, Anhang A2, NDP zu A2.3.1 (1) Anm., Tab. NA.A2.4
$\gamma_P$	Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung	EN 1992-1-1, 2.4.2.2 sowie EN 1992-2/NA, NDP zu 2.4.2.2 (1) und (2)
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	EN 1990/NA/A1, Anhang A2, NDP zu A2.3.1 (1) Anm., Tab. NA.A2.4
$\psi_0$	Kombinationsbeiwert für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	EN 1990, Anhang A2, A.2.2.6(1), Tab. A.2.1

In diesen Gleichungen ist die Vorspannung der externen Spannglieder als einwirkende Schnittgröße oder als Einwirkung aus Anker- und Umlenkkräften zu betrachten.

Wird die Wirkung der Vorspannung als Bauteilwiderstand (aufnehmbare Schnittgröße) aufgefasst, ist in den Gleichungen (1.27) und (1.28) nur der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannungswirkung anzusetzen.

In vorübergehenden Bemessungssituationen im Bauzustand sind Bemessungswerte infolge sonstiger ständiger Einwirkungen nicht (Regelfall) oder nur teilweise anzusetzen.

Gl. (1.28)

z. B. vor Aufbringen der Beläge

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind, soweit sie in diesem Beispiel verwendet werden, in der Tabelle 1.8 zusammengestellt.

Teilsicherheitsbeiwerte für Straßenbrücken (Ermüdung nicht eingeschlossen) sind EN 1990, Anhang A2, A.2.3.1 und Tab. A.2.4 (B) zu entnehmen

Die Zusammenstellung der Bemessungswerte der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt in Tabelle 1.9, wobei wegen der darin verwendeten Kombinationsbeiwerte auf die Tabelle 1.7 verwiesen wird.

Die Tabellenwerte der Gruppe (B) gelten für Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge Versagens oder übermäßiger Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile ohne geotechnische Einwirkungen.  
Für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen, nicht für Ermüdungsnachweise

**Tabelle 1.8**

Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen (gilt nicht für Nachweise gegen Ermüdung)

Teilsicherheitsbeiwert	Ständige Einwirkungen		Veränderliche Einwirkungen		Vorspannung $\gamma_{P,unfav}/\gamma_{P,fav}$
	$\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf}$		Leiteinwirkung $\gamma_{Q,1}$	Begleiteinwirkungen $\gamma_{Q,i}$	
ungünstige Auswirkung	1,35		1,35	1,50**)	1,00*)
günstige Auswirkung	1,00		0	0	1,00*)

\*)  $\gamma_P = \gamma_{P,fav} = \gamma_{P,unfav} = 1,0$  nach EN 1992-1-1/NA, NDP zu 2.4.2.2 (1) (gilt auch für Nachweis gegen Ermüdung)

\*\*\*) Für Temperatur gilt  $\gamma_{Q,i} = 1,35$ . Zur Vereinfachung wird wegen der geringen Auswirkung jedoch der Wert 1,50 verwendet.

**Tabelle 1.9**

Bemessungswerte der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) (Gruppe B)

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen		Vorspannung	Veränderliche Einwirkungen		
	Konstruktions-eigenlast	Sonstige Eigenlasten		Verkehrslast-gruppe gr1a (Leiteinwirkung)	Windlasten und Temperatur (Begleiteinwirkungen)	Nutzlasten im Bauzustand
ungünstig	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,c} Q_{c,k}$
günstig	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	0	0	0

Aus Gründen der Zweckmäßigkeit erfolgt die Schnittgrößenermittlung zunächst für die charakteristischen Werte, getrennt nach den einzelnen Einwirkungen und somit unabhängig von der jeweiligen Einwirkungskombination. Die Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte, der Kombinationsbeiwerte und der Streuungsbeiwerte geschieht dann in den jeweiligen Nachweisen im Grenz- zustand der Tragfähigkeit.

### 3.3.1.2 Grenzzustand der Ermüdung

Tragwerke und tragende Bauteile, die regelmäßigen Last- wechselln unterworfen sind, sind in der Regel gegen Ermüdung zu bemessen. Dieser Nachweis ist für Beton und Stahl getrennt zu führen. Für die folgenden Trag- werke und Bauelemente ist ein solcher Nachweis in die- sem Beispiel generell nicht erforderlich:

- Spannstahl von externen und nicht im Verbund liegen- den intern geführten Spanngliedern.
- Beton unter Druckbeanspruchung bei Straßenbrücken, sofern unter der seltenen Einwirkungskombination

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_m + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_0 Q_{k,i}) \right] \quad (1.29)$$

und dem Mittelwert der Vorspannkraft die Betondruck- spannungen auf den Wert  $0,6 f_{ck}$  begrenzt werden.

- Betonstahl und Spannstahl ohne Schweißverbindungen oder Kopplungen bei Brückenüberbauten, die nach Kategorie A oder B bemessen werden.

Die weiteren Ausführungen können sich somit, soweit erforderlich, auf Nachweise gegen Ermüdung für Beton- stahl unter Zugbeanspruchung und für Beton unter Druck- beanspruchung beschränken. Mit Hilfe vereinfachter Nachweise werden die Ermüdungsberechnungen wie folgt geführt:

- Für nicht geschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbe- anspruchung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn unter der Grundkombination zuzüglich der häufigen zyklischen Einwirkung (in symbolischer Darstellung)

Diese Vorgehensweise entspricht generell der Schnittgrößenermittlung in [96], Beispiel 1, Abschn. 4. Sie bietet zudem den Vorteil, dass die Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte auch als Ausgangswerte für die Nach- weise im Grenzzustand der Gebrauchstauglich- keit dienen.

EN 1992-1-1, 6.8 und EN 1992-1-1/NA, 6.8 sowie EN 1992-2, 6.8 und EN 1992-2/NA, 6.8, s. auch Anhang A, Tab. A.4

EN 1992-2, 6.8.1 (102) und EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102)

EN 1992-1-1, 6.8.1 (1)P

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102) und EN 1992, 6.8.4 (107)

EN 1992-2, 6.8.4 (107)

Ermüdungsberechnungen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund s. Beispiel 2

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102), Anm. g) (gilt nicht für Eisenbahnbrücken)

EN 1990, 6.5.3 (2) a), Gl. (6.14b), s. auch Anhang A, Tab. A.2

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102), Anm. h) (Einstufung nach DIN-FB 102, 4.4.0.3, Tab. 4.118)

Beispiel 1 entspricht jedoch der Kategorie C we- gen der quasi-ständigen Kombination für den Nachweis der Dekompression und der häufigen Kombination für den Nachweis der Rissbreiten- begrenzung, s. EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE

EN 1992-1-1, 6.8.6

EN 1992-1-1, 6.8.6 (1) und EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.6 (1)

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} P_k \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \right] Q_{\text{fat}} \quad (1.30)$$

EN 1992-1-1, 6.8.3 (3)P, Gl. (6.69) und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.8.3 (1) P  
 $P_k = > P_{k,\text{sup}}$  bzw.  $P_{k,\text{inf}}$   
 mit  
 $Q_{\text{fat}}$  maßgebendes Verkehrslastmodell für Ermüdung (hier: Ermüdungslastmodell 3), s. EN 1991-2, 4.6.4

die Spannungsschwingbreite den Wert

$$\Delta\sigma_S \leq k_1 = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (1.31)$$

EN 1992-1-1, 6.8.6 (1) und Anm. 1 sowie EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.6 (1)

nicht überschreitet.

Zur Vereinfachung darf der Nachweis auch unter Verwendung der häufigen Einwirkungskombination (in symbolischer Darstellung)

EN 1992-1-1, 6.8.6 (2)  
 Kann dieser Nachweis erbracht werden, sind keine weiteren Überprüfungen nötig.

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} P_k \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \right] \quad (1.32)$$

EN 1990, 6.5.3 (2) b), Gl. (6.15b) und EN 1990/NA, NCI zu 6.5.3 (2) b), Gl. (6.15c), s. auch Anhang A, Tab. A.2

geführt werden.

- Für Beton unter Druckbeanspruchung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn die nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

EN 1992-1-1, 6.8.7 (2), Gl. (6.77), 6.8.7 (1), Gl. (6.76) und 3.1.2 (6) sowie EN 1992-2NA, NDP zu 6.8.7 (101)  
 mit

$$\frac{\sigma_{c,\text{max}}}{f_{cd,\text{fat}}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,\text{min}}}{f_{cd,\text{fat}}} \leq 0,9 \quad (1.33)$$

$\sigma_{c,\text{max}}$  maximale Druckspannung in einer Faser unter der häufigen Einwirkungskombination

$\sigma_{c,\text{min}}$  minimale Druckspannung in derselben Faser, in der  $\sigma_{c,\text{max}}$  wirkt. Ist  $\sigma_{c,\text{min}}$  eine Zugspannung, dann gilt in der Regel  $\sigma_{c,\text{min}} = 0$

$f_{cd,\text{fat}}$  Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons beim Nachweis gegen Ermüdung

$k_1$  Beiwert:  $k_1 = 1,0$  für  $N = 10^6$  Zyklen  
 $\beta_{cc}(t_0)$  Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung

$t_0$  Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen

$s$  Beiwert in Abhängigkeit vom verwendeten Zementtyp, s. Abschn. 4.6.6

$t$  Alter des Betons in Tagen

für  $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$  mit

$$f_{cd,\text{fat}} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad (1.34)$$

und

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{s \left[ 1 - (28/t)^{1/2} \right]} \quad (1.35)$$

EN 1992-1-1, 6.8.7 (3) und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.8.7 (3)

EN 1992-1-1, 6.2.2 (6), Gl. (6.6N) und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.2.2 (6) (für Betonfestigkeitsklassen  $\leq C50/60$ )

Gleichung (1.33) darf auch für die Druckstreben von querkraftbeanspruchten Bauteilen angewendet werden. In diesem Fall ist in der Regel die Betondruckfestigkeit  $f_{cd,\text{fat}}$  mit dem Festigkeitsabminderungsbeiwert

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad (1.36)$$

unter kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion zu reduzieren. Unter Querkraftbeanspruchung gilt:

s. EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (103)

$$v_1 = 0,75 \quad (1.36a)$$



Kann ein vereinfachter Nachweis zur Einhaltung der Ermüdungsanforderungen nicht geführt werden, darf anstelle eines expliziten Nachweises der Betriebsfestigkeit der Nachweis gegen Ermüdung auch über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten für Stahl und schädigungsäquivalente Druckspannungen für Beton erfolgen.

EN 1992-1-1, 6.8.5 (1)

EN 1992-1-1, 6.8.4

EN 1992-1-1, 6.8.5 (3)  
EN 1992-1-1, 6.8.7

- Für Betonstahl oder Spannstahl und Kopplungen darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung angenommen werden, wenn die Bedingung

EN 1992-1-1, 6.8.5 (3)

$$\gamma_{F,\text{fat}} \cdot \Delta\sigma_{S,\text{equ}}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,\text{fat}}} \quad (1.37)$$

EN 1992-1-1, 6.8.5 (3), Gl. (6.71)

erfüllt ist.

Hierbei bedeuten:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  ertragbare Spannungsschwingbreite bei  $N^*$  Lastzyklen aus der zutreffenden Ermüdungsfestigkeitskurve (Wöhlerlinie)

Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) s. EN 1992-1-1, 6.8.4 (1), Bild 6.30 und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.8.4 (1), Tab. NA.6.3 für Betonstahl bzw. Tab. NA.6.4 für Spannstahl

$\Delta\sigma_{S,\text{equ}}(N^*)$  schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite unter der maßgebenden ermüdungswirksamen Einwirkungskombination

EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang NA.NN106 (gilt nur für den Ermüdungsnachweis mit dem Ermüdungslastmodell 3)

- Ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf bei Beton unter Druck- oder Querkraftbeanspruchung angenommen werden, wenn die Bedingung

EN 1992-2, 6.8.7 (101)

EN 1992-1-1, 6.8.1 (1) gilt nicht für Brücken

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (1.38)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.105) mit  $m$  Anzahl von Intervallen mit konstanter Amplitude

$n_i$  tatsächliche Anzahl von Lastzyklen mit einer konstanten Amplitude im Intervall „ $i$ “

$N_i$  maximale Zahl von Lastzyklen derselben konstanten Amplitude im Intervall „ $i$ “

erfüllt ist. Dabei bedeuten:

$$N_i = 10 \exp \left( 14 \frac{1 - E_{cd,\text{max},i}}{(1 - R_i)^{1/2}} \right) \quad (1.39)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.106)

$$R_i = \frac{E_{cd,\text{min},i}}{E_{cd,\text{max},i}} \quad (1.40)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.107) mit  $R_i$  Spannungsverhältnis

$$E_{cd,\text{min},i} = \frac{\sigma_{cd,\text{min},i}}{f_{cd,\text{fat}}} \quad (1.41)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.108) mit  $E_{cd,\text{min},i}$  minimales Niveau der Druckspannung  $\sigma_{cd,\text{min},i}$  Unterspannung in einem Lastzyklus

$$E_{cd, \max, i} = \frac{\sigma_{cd, \max, i}}{f_{cd, \text{fat}}} \quad (1.42)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.109) mit  
 $E_{cd, \max, i}$  maximales Niveau der Druckspannung  
 $\sigma_{cd, \max, i}$  Oberspannung in einem Lastzyklus

mit

$$f_{cd, \text{fat}} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd}(1 - f_{ck}/250) \quad (1.43)$$

EN 1992-2, 6.8.7 (101), Gl. (6.76) mit  
 $f_{cd, \text{fat}}$  Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons

wobei für

$$k_1 = 1,0$$

$\beta_{cc}(t_0)$  Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung nach EN 1992-1-1, 3.1.2 (6)

einzusetzen ist.

$t_0$  Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen

$k_1$  nach EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.7 (101)

Die Zusammenstellung der Bemessungsverfahren für die Nachweise gegen Ermüdung von Stahl und Beton erfolgt in Tabelle 1.10.

**Tabelle 1.10**

Bemessungsverfahren für den Nachweis gegen Ermüdung von Stahl und Beton

Tragelement	Nachweisbedingung	Hinweis
Ermüdungsnachweisverzicht für – Spannstahl von externen und nicht im Verbund liegenden intern geführten Spanngliedern – Beton unter Druckbeanspruchung bei Straßenbrücken – Beton- und Spannstahl ohne Schweißverbindungen oder Kopplungen	keine  Begrenzung der Betondruckspannung auf den Wert $0,6 f_{ck}$ nach Gleichung (1.29) Bemessung nach Kategorie A oder B (Einstufung nach DIN-FB 102, 4.4.0.3)	EN 1992-2, 6.8.4 (107)  EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102), Anm. g) EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.1 (102), Anm. h)
Vereinfachter Ermüdungsnachweis für – nicht geschweißte Bewehrungsstäbe unter Zugbeanspruchung – Beton unter Druckbeanspruchung – Druckstreben unter Querkraftbeanspruchung sowie unter kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion	Nachweis der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_S \leq 70 \text{ N/mm}^2$ nach Gleichung (1.30) bzw. vereinfachend nach Gleichung (1.32) Einhaltung der Bedingungen nach Gleichung (1.33) bis Gleichung (1.35) Einhaltung der Bedingungen nach Gleichung (1.33) bis Gleichung (1.35) unter Berücksichtigung des Abminderungsbeiwerts nach Gleichung (1.36)	EN 1992-1-1, 6.8.6 (1) und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.8.6 (1) EN 1992-1-1, 6.8.7 (2) und 3.1.2 (6) EN 1992-1-1, 6.8.7 (3)
Genauerer Ermüdungsnachweis für – Betonstahl oder Spannstahl und Kopplungen – Beton unter Druck- und Querkraftbeanspruchung	Nachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten nach Gleichung (1.37) Nachweis über schädigungsäquivalente Druckspannungen nach der Palmgren/Miner-Regel unter Einhaltung der Bedingungen nach Gleichung (1.38)	EN 1992-1-1, 6.8.5 (3) EN 1992-2, 6.8.7 (101)

### 3.3.2 Bemessungswerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erstrecken sich auf ständige Bemessungssituationen (Betriebszustände) und, soweit erforderlich, auf vorübergehende Bemessungssituationen (Bauzustände). Die Untersuchung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit umfasst in diesem Beispiel die Begrenzung der Spannungen von Beton und Stahl, die Begrenzung der

EN 1990, 6.5 sowie Anhang A2, A.2.2.2 und A.2.4, s. auch Anhang A, Tab. A.2 und A.3

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.1 (1)P

s. auch Abschn. 6

EN 1992-1-1, 7.2 und EN 1992-1-1/NA, 7.2 sowie EN 1992-2, 7.2 und EN 1992-2/NA, 7.2

EN 1992-1-1, 7.3 und EN 1992-1-1/NA, 7.3 sowie EN 1992-2, 7.3 und EN 1992-2/NA, 7.3

Rissbreiten einschließlich der Ermittlung der Mindestbewehrung sowie die Begrenzung der Verformungen. Für diese Untersuchungen sind nach der Auftretenswahrscheinlichkeit der veränderlichen Einwirkungen folgende Einwirkungskombinationen festgelegt (in symbolischer Schreibweise):

Charakteristische Einwirkungskombination:

$$E_{d,char} = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} Q_{k,i}) \right] \quad (1.44)$$

Häufige Einwirkungskombination:

$$E_{d,frequ} = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \right]$$

Quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$E_{d,perm} = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \right] \quad (1.45)$$

EN 1992-1-1, 7.4 und EN 1992-1-1/NA, 7.4 sowie EN 1992-2, 7.4 und EN 1992-2/NA, 7.4

EN 1990, 6.5.3 (2) und Anhang A2, A.2.4.1 sowie EN 1990/NA, NDP zu 6.5.3 (2)

Alle  $\gamma$ -Faktoren werden zu 1,0 angesetzt, s. EN 1990, Anhang A2, A.2.4.1 (1), Anm. 1

EN 1990, 6.5.3 (2) a)

Erläuterungen s. Beispiel 5, Gln. (5.49) bis (5.51)

EN 1990, 6.5.3 (2) a), Gln. (6.14a) und (6.14b) sowie Anhang A2, A2.4.1(1) und Tab. A2.6

Anwendung für folgende Nachweise:

- Begrenzung der Betondruckspannungen nach EN 1992-1-1, 7.2 (1)P und EN 1992-2, 7.2 (102)
- Begrenzung der Spannstahlspannungen nach EN 1992-1-1, 7.2 (4)P und (5)
- Begrenzung der Randzugspannungen in Brückenquerrichtung ohne Vorspannung nach EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE und 7.103DE
- Begrenzung der Biegezugspannung zur Ermittlung von Spannungen und Verformungen unter der Annahme von ungerissenen Querschnitten nach EN 1992-1-1, 7.1 (2)
- Nachweisverzicht für Beton unter Druckbeanspruchung bei Straßenbrücken im Grenzzustand der Ermüdung durch Begrenzung der Druckspannungen nach EN 1992-2/NA, NDP zu 6.8.2 (102), Anm. g)

EN 1990, 6.5.3 (2) b)

Gln. (1.32)

Anwendung für folgende Nachweise:

- Begrenzung der Rissbreite von vorgespannten Straßenbrücken nach EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE
- Begrenzung der Schubrisbildung bei vorgespannten Straßenbrücken mit schlanken Stegen nach EN 1992-2/NA, NCI zu 7.2 (NA.106)
- Nachweisverzicht für nicht geschweißte Bewehrungsstäbe im Grenzzustand der Ermüdung nach EN 1992-1-1, 6.8.6 (1)

EN 1990, 6.5.3 (2)c)

EN 1990, 6.5.3 (2) c), Gln. (6.16a) und (6.16b)

Anwendung für folgende Nachweise:

- Begrenzung der Betondruckspannungen für die Annahme eines linearen Kriechens nach EN 1992-1-1, 7.2 (3)
- Begrenzung der Spannstahlspannungen nach EN 1992-1-1/NA, NDP zu 7.2 (5)
- Begrenzung der Durchbiegung von Brückentragwerken nach EN 1992-1-1, 7.4.3
- Nachweis der Dekompression für die Längsvorspannung von Straßenbrücken im Endzustand nach EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE
- Begrenzung der Randzugspannungen für die Längsvorspannung ohne Verbund von Straßenbrücken im Bauzustand nach EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE und 7.103DE

Für die Vorspannung wird zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung der jeweils maßgebende charakteristische Wert  $P_{k,inf}$  bzw.  $P_{k,sup}$  angesetzt. Beim Nachweis der Dekompression im Bauzustand dürfen geringere Streuungsbeiwerte angesetzt werden. Der Nachweis der Spannungsbegrenzung in Spanngliedern erfolgt mit dem Mittelwert der Vorspannkraft.

Abschn. 3.1.2

EN 1992-2/NA, NCI zu 5.10.9 (1)

EN 1992-1-1, 7.2 (5) und EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (5)

Die Zusammenstellung der Bemessungswerte der Einwirkungen für die Kombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgt in Tabelle 1.11.

Kombinationswerte s. Tab. 1.7

**Tabelle 1.11**

Bemessungswerte der Einwirkungen für die Kombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Einwirkungskombination	Ständige Einwirkungen		Vorspannung	Veränderliche Einwirkungen	
	Konstruktioneigenlast	Sonstige Eigenlasten		Verkehrslastgruppe gr Ia (Leiteinwirkung)	Temperatur (Begleiteinwirkung)
Charakteristische Kombination	$G_{k,1}$	$G_{k,2}$	$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}$ bzw.	$Q_{k,1} = Q_{k,LM1}$	$\psi_{0,2} Q_{k,2} = 0,60 Q_{k,\Delta T}$
Häufige Kombination	$G_{k,1}$	$G_{k,2}$	$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}$ oder $P_k = P_{m,t}^*)$	$\psi_{1,1} Q_{k,1} = 0,75 Q_{k,LM1(TS)}$ $= 0,40 Q_{k,LM1(UDL)}$	$\psi_{2,2} Q_{k,2} = 0,50 Q_{k,\Delta T}$
Quasi-ständige Kombination	$G_{k,1}$	$G_{k,2}$		$\psi_{2,1} Q_{k,1} = 0,2 Q_{k,LM1}$	$\psi_{2,2} Q_{k,2} = 0,50 Q_{k,\Delta T}$

\*) Für den Nachweis der Begrenzung der Spannungen und der Durchbiegung sowie für die Überprüfung der Nachweisführung (Zustand I oder II)

## 4 Schnittgrößenermittlung

EN 1992-1-1, 5 und EN 1992-2, 5

### 4.1 Übersicht

Aus Gründen der Zweckmäßigkeit erfolgt die Schnittgrößenermittlung zunächst für die charakteristischen Werte  $F_k$  der einzelnen äußeren Einwirkungen und für den Mittelwert  $P_{m,t}$  der Vorspannung. Die Berücksichtigung der Kombinationsbeiwerte für die veränderlichen Einwirkungen, der maßgebenden charakteristischen Werte der Vorspannung und der Teilsicherheitsbeiwerte für sämtliche Einwirkungen wird dann in Abhängigkeit von der jeweiligen Einwirkungskombination im Zuge der Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit vorgenommen. Die Untersuchung erstreckt sich auf die in Abschnitt 2.1 angegebenen Schnitte.

Vereinfachte Bezeichnung für „einwirkende Schnittgrößen“ im Fall der Eindeutigkeit

Abschn. 3.1

Abschn. 3.2

Abschn. 3.1.2

Abschn. 3.3

Abschn. 5

Abschn. 6

Bild 1.1

### 4.2 Ständige Einwirkungen

Charakteristische Werte der Einwirkungen  
s. Abschn. 3.1.1

Gleichlast

– Biegung:

$$M_G = \frac{g}{2} (x x' - l_1^2) \tag{1.46}$$

$x' = l - x$   
 $l_1$  Trägerüberstand, beidseitig gleich groß

– Querkraft:

$$V_G = \frac{g}{2} (l - 2x) \tag{1.47}$$

Wahl der Ausdrücke mit  $x$  und  $x'$  wegen der Auswertung von Einzellasten und Gleichlasten mit variablen Belastungslängen in geschlossener Form.

Einzellast in den Umlenkpunkten

– Biegung:

$$M_G = G x \tag{1.48}$$

für

$$x < a$$

bzw.

$$M_G = G a \tag{1.49}$$

für

$$a < x \leq l/2$$

Berechnung an der Stelle  $x = a$  bzw.  $x' = a'$  ohne Berücksichtigung der geringen abmindernden Wirkung durch die – in Brückenlängsrichtung betrachtete – Breite des Feldquerträgers (auf der sicheren Seite liegend)

Im Umlenkpunkt  $x = a$  gilt:

$$M_G = G a - \frac{G c}{2 \cdot 4}$$

$c$  Breite des Feldquerträgers, in Brückenlängsrichtung betrachtet

Umlenkpunkte an der Stelle  $x = a$  bzw.

$$x' = a' = l - a$$

$a, a'$  s. Abschn. 3.1.1 und Bild 1.2.

– Querkraft:

$$V_G = G \tag{1.50}$$

für

$$x < a$$

bzw.

$$V_G = 0 \tag{1.51}$$

für

$$a < x \leq l/2$$

Im Umlenkpunkt  $x = a$  gilt:

$$V_G = \frac{G}{2}$$

**Tabelle 1.12**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen

Für die Auswertung der Gln. (1.46) bis (1.51) gelten folgende Werte für die Einwirkungen

(s. Abschn. 3.1.1):

$$g = 248,5 \text{ kN/m}$$

$$G = 165,4 \text{ kN}$$

$x$ [m]	$x'$ [m]	$M_{Gk,1}$ [MNm]	$M_{Gk,2}$ [MNm]	$V_{Gk,1}$ [MN]	$V_{Gk,2}$ [MN]
0,4	79,6	3,922	0,793	10,006	2,024
8,0	72,0	72,791	14,696	8,117	1,635
16,0	64,0	129,778	26,143	6,129	1,226
24,0	56,0	170,861	34,319	4,141	0,818
32,0	48,0	194,717	39,224	1,988	0,409
40,0	40,0	202,669	40,859	0	0

### 4.3 Verkehrslasten

#### 4.3.1 Lastmodell 1

Schnittkraftkombination  $M_{Q,\max}$ ,  $V_{Q,\text{cor}}$ ,  $T_{Q,\text{cor}}$

– Achslasten:

$$M_{Q,\max} = 2Q \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) \quad (1.52)$$

$$V_{Q,\text{cor}} = 2Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) \quad (1.53)$$

$$T_{Q,\text{cor}} = 2M_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) \quad (1.54)$$

– Gleichlasten:

$$M_{Q,\max} = 2q \frac{xx'}{2} \quad (1.55)$$

$$V_{Q,\text{cor}} = q \left(\frac{l}{2} - x\right) \quad (1.56)$$

$$T_{Q,\text{cor}} = m_q \left(\frac{l}{2} - x\right) \quad (1.57)$$

**Tabelle 1.13**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Verkehrslasten für das Lastmodell 1 für maximale Biegung

$x$ [m]	$x'$ [m]	$M_{Qk,\max}$ [MNm]	$V_{Qk,\text{cor}}$ [MN]	$T_{Qk,\text{cor}}$ [MN]
0,4	79,6	1,692	4,214	7,003
8,0	72,0	30,600	3,519	5,886
16,0	64,0	54,384	2,787	4,710
24,0	56,0	71,352	2,055	3,534
32,0	48,0	81,504	1,323	2,358
40,0	40,0	84,840	0,591	1,182

Schnittkraftkombination  $V_{Q,\max}$ ,  $M_{Q,\text{cor}}$ ,  $T_{Q,\text{cor}}$

– Achslasten:

$$V_{Q,\max} = 2Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) \quad (1.58)$$

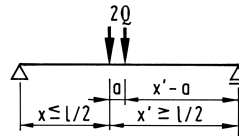
Charakteristische Werte der Einwirkungen  
s. Abschn. 3.1.3.1 und 3.1.3.2

Lastmodell 1 (LM1) ist identisch mit Lastgruppe gr1a, da horizontale Verkehrslasten vernachlässigt werden, s. auch Tab. 1.4.

Volllast, s. auch Abschn. 3.1.3.1.1, Einwirkungen s. Bild 1.10  
cor zugehörig („corresponding“)

Bei der Laststellung von  $V_{Q,\text{cor}}$  und  $T_{Q,\text{cor}}$  wird der Einfluss der Radaufstandsfläche wegen Geringfügigkeit zur Rechenvereinfachung vernachlässigt.

Gln. (1.52) bis (1.54) gültig für:  
 $x \leq l/2$  bzw.  $x' \geq l/2$



Anzahl der belasteten Fahrstreifen und ihre Lage auf der Fahrbahn ist so festzulegen, dass sich die ungünstigste Belastung aus dem Lastmodell ergibt. In jedem rechnerischen Fahrstreifen ist nur eine (jedoch nur vollständige) Doppelachse in ungünstigster Laststellung anzuordnen, s. EN 1991-2, 4.2.4 (2) und 4.3.2 (1) a).

Wegen des überwiegenden Gleichlastanteils bei der Ermittlung von  $M_{\max}$  ist eine Untersuchung an der für die Doppelachsen ungünstigsten Stelle  
 $x = l/2 - a/4 = 80,0/2 - 1,2/4 = 39,7$  m nicht erforderlich.

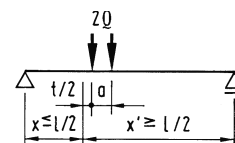
Für die Auswertung der Gln. (1.52) bis (1.57) gelten folgende Werte für die Einwirkungen (s. Tab. 1.2):

$Q = 600,0$  kN/Achse  
 $M_Q = 1200,0$  kNm/Achse  
 $q = 76,5$  kN/m  
 $m_q = 117,0$  kNm/m

Volllast, s. auch Abschn. 3.1.3.1.1, Einwirkungen s. Bild 1.10

Laststellung unter Berücksichtigung der Radaufstandsfläche nach EN 1991-2, 4.3.2, Bild 4.2 b

Gln. (1.58) bis (1.60) gültig für:  
 $x \leq l/2$  bzw.  $x' \geq l/2$



$$M_{Q,\text{cor}} = 2Q \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) \quad (1.59)$$

$t = 0,4 \text{ m}$ ;  $a = 1,2 \text{ m}$   
 $t$  Länge bzw. Breite der Radaufstandsfläche für Lastmodell 1

$$T_{Q,\text{cor}} = 2M_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) \quad (1.60)$$

Zur Vereinfachung genügt es in aller Regel, die gleiche Laststellung wie für die Schnittkraftkombination  $M_{\text{max}}$  zu verwenden, da die Abweichungen wegen der kleinen Radaufstandsfläche vernachlässigbar gering sind.

– Gleichlasten:

$$V_{Q,\text{max}} = q \frac{x'^2}{2l} \quad (1.61)$$

$$M_{Q,\text{cor}} = q \frac{xx'^2}{2l} \quad (1.62)$$

$$T_{Q,\text{cor}} = m_q \frac{x'^2}{2l} \quad (1.63)$$

**Tabelle 1.14**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Verkehrslasten für das Lastmodell 1 für maximale Querkraft

$x$ [m]	$x'$ [m]	$V_{Qk,\text{max}}$ [MN]	$M_{Qk,\text{cor}}$ [MNm]	$T_{Qk,\text{cor}}$ [MNm]
0,4	79,6	4,211	1,685	6,997
8,0	72,0	3,546	28,373	5,927
16,0	64,0	2,906	46,503	4,891
24,0	56,0	2,327	55,858	3,949
32,0	48,0	1,810	57,906	3,101
40,0	40,0	1,353	54,120	2,346

Für die Auswertung der Gln. (1.58) bis (1.63) gelten die gleichen Werte für die Einwirkungen wie für Tab. 1.13

Auf eine Abminderung des Querkraftanteils der auflagenahen Achslasten bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung wird wegen Geringfügigkeit verzichtet, s. Abschn. 1.

Schnittkraftkombination  $T_{Q,\text{max}}$ ,  $M_{Q,\text{cor}}$ ,  $V_{Q,\text{cor}}$

– Achslasten:

$$T_{Q,\text{max}} = 2M_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) - 2M'_Q \frac{x}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x}\right) \quad (1.64)$$

Halbseitige, schachbrettartig angeordnete Belastung, s. Bild 1.14

Laststellung unter Berücksichtigung der Radaufstandsfläche nach EN 1991-2, 4.3.2, Bild 4.2 b.

Gln. (1.64) bis (1.66) gelten für:

$$\frac{a+t}{2} \leq x \leq l/2$$

$M_Q$ ,  $Q$ ,  $m_q$  und  $q$  gelten für Einwirkungen innerhalb der Länge  $x'$ ,  $M'_Q$ ,  $Q'$ ,  $m'_q$  und  $q'$  innerhalb der Länge  $x$ .

$$M_{Q,\text{cor}} = 2Q \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) + 2Q' \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x}\right) \quad (1.65)$$

$$V_{Q,\text{cor}} = 2Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) - 2Q' \frac{x}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x}\right) \quad (1.66)$$

– Gleichlasten:

$$T_{Q,\max} = m_q \frac{x'^2}{2l} - m'_q \frac{x^2}{2l} \quad (1.67)$$

$$M_{Q,\text{cor}} = q \frac{xx'^2}{2l} + q' \frac{x^2x'}{2l} \quad (1.68)$$

$$V_{Q,\text{cor}} = q \frac{x'^2}{2l} - q' \frac{x^2}{2l} \quad (1.69)$$

Die Zusammenstellung der Schnittgrößen erfolgt in Tabelle 1.15.

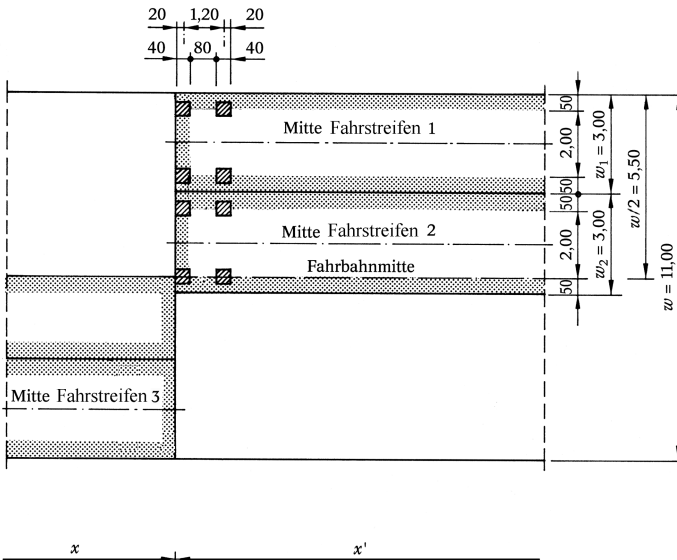
**Tabelle 1.15**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Verkehrslasten für das Lastmodell 1 für maximale Torsion

$x$	$x'$	$T_{Qk,\max}$	$M_{Qk,\text{cor}}$	$V_{Qk,\text{cor}}$
[m]	[m]	[MNm]	[MNm]	[MN]
0,4	79,6	10,140	1,311	3,274
8,0	72,0	8,631	23,982	2,737
16,0	64,0	7,248	40,826	2,199
24,0	56,0	6,069	51,090	1,692
32,0	48,0	5,095	55,494	1,214
40,0	40,0	4,326	54,760	0,775

Für die Auswertung der Gln. (1.64) bis (1.69) gelten folgende Werte für die Einwirkungen (s. Tab. 1.3):

$$\begin{aligned} Q &= 500,0 \text{ kN/Achse} \\ Q' &= 100,0 \text{ kN/Achse} \\ M_Q &= 1400,0 \text{ kNm/Achse} \\ M'_Q &= -400,0 \text{ kNm/Achse} \\ q &= 57,8 \text{ kN/m} \\ q' &= 20,3 \text{ kN/m} \\ m_q &= 186,4 \text{ kNm/m} \\ m'_q &= -69,8 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$



**Bild 1.14**

Verkehrslastbild für Lastmodell 1 bei halbseitiger, schachbrettartig angeordneter Belastung der Fahrbahnfläche



### 4.3.2 Ermüdungslastmodell 3

Schnittkraftkombination  $M_{Q,max}$ ,  $V_{Q,cor}$ ,  $T_{Q,cor}$

$$M_{Q,max} = 4Q \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) + 4Q' \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+2a_{min}}{2x'}\right) \tag{1.70}$$

mit

$$x' \geq a + a_{min} \tag{1.71}$$

$$V_{Q,cor} = 4Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) + 4Q' \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+2a_{min}}{2x'}\right) \tag{1.72}$$

$$T_{Q,cor} = 4M_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a}{2x'}\right) + 4M'_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+2a_{min}}{2x'}\right) \tag{1.73}$$

mit dem maximalen Biegemoment an der Stelle

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{4} \tag{1.74}$$

Die Auswertung in Tabelle 1.16 erfolgt, auch zu Vergleichszwecken, in den gleichen Schnitten wie für das Lastmodell 1.

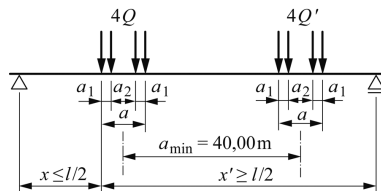
**Tabelle 1.16**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Verkehrslasten für das Ermüdungslastmodell 3 für maximale Biegung

$x$	$x'$	$M_{Qk,max}$	$V_{Qk,cor}$	$T_{Qk,cor}$
[m]	[m]	[MNm]	[MN]	[MNm]
0,4	79,6	0,206	0,516	2,065
8,0	72,0	4,046	0,457	1,827
16,0	64,0	6,311	0,395	1,578
24,0	56,0	7,969	0,332	1,328
32,0	48,0	8,410	0,263	1,051
37,9	42,1	8,618	0,227	0,910
40,0	40,0	8,592	0,215	0,859

Charakteristische Werte der Einwirkungen s. Bild 1.11, Veränderliche Gleichlasten sind nicht anzusetzen

Bei der Laststellung von  $V_{Q,cor}$  und  $T_{Q,cor}$  wird der Einfluss der Radaufstandsfläche wegen Geringfügigkeit vernachlässigt.



Kriterium für den Ansatz eines kompletten zweiten Fahrzeugs, s. auch Abschn. 3.1.3.1.4

Gln. (1.70), (1.72) und (1.73) gelten für:  $x \leq l/2$  bzw.  $x' \geq l/2$

Werte für  $a$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  und  $a_{min}$  s. Bild 1.11

Zu Demonstrationszwecken, da die Abweichungen an der ungünstigsten Stelle  $x = 80,0 / 2 - 8,4 / 4 = 37,9$  m gegenüber Schnitt  $x = l/2$  in Feldmitte, wie aus Tab. 1.16 hervorgeht, gering sind.

Für die Auswertung der Gln. (1.70), (1.72) und (1.73) gelten folgende Werte für die Einwirkungen (s. Bild 1.11):

- $Q = 120,0$  kN/Achse
- $M_Q = 480,0$  kNm/Achse
- $Q' = 36,0$  kN/Achse
- $M'_Q = 144,0$  kNm/Achse

Der Mindestabstand zwischen den beiden Fahrzeugen beträgt  $a_{min} = 40,0$  m.

Schnittkraftkombination  $V_{Q,\max}$ ,  $T_{Q,\max}$ ,  $M_{Q,\text{cor}}$

$$V_{Q,\max} = 4Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) + 4Q' \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t+2a_{\min}}{2x'}\right) \quad (1.75)$$

mit

$$x' \geq a + t + a_{\min} \quad (1.76)$$

$$T_{Q,\max} = 4M_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) + 4M'_Q \frac{x'}{l} \left(1 - \frac{a+t+2a_{\min}}{2x'}\right) \quad (1.77)$$

$$M_{Q,\text{cor}} = 4Q \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+t}{2x'}\right) + 4Q' \frac{xx'}{l} \left(1 - \frac{a+t+2a_{\min}}{2x'}\right) \quad (1.78)$$

Die Zusammenstellung der Schnittgrößen, zum Vergleich mit Lastmodell 1 in den gleichen Schnitten, enthält Tabelle 1.17.

**Tabelle 1.17**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Verkehrslasten für das Ermüdungslastmodell 3 für maximale Querkraft und Torsion

$x$ [m]	$x'$ [m]	$V_{Qk,\max}$ [MN]	$T_{Qk,\max}$ [MNm]	$M_{Qk,\text{cor}}$ [MNm]
0,4	79,6	0,515	2,058	0,206
8,0	72,0	0,455	1,821	3,642
16,0	64,0	0,393	1,572	6,286
24,0	56,0	0,331	1,322	7,932
32,0	48,0	0,262	1,046	8,371
40,0	40,0	0,214	0,854	8,544

### 4.3.3 Brems- und Anfahrlasten

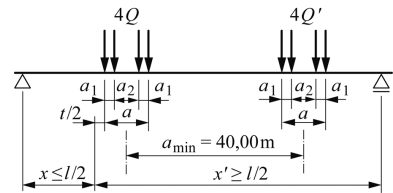
Für die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen ist der Ansatz der Brems- und Anfahrlasten nicht erforderlich. Auf eine Schnittgrößenermittlung wird daher verzichtet.

### 4.4 Windeinwirkungen

In Brückenquerrichtung ergeben sich infolge gleichmäßig verteilter Windlast folgende Schnittgrößen:

Laststellung unter Berücksichtigung der Rad-  
aufstandsfläche nach EN 1991-2, 4.6.4 (1),  
Bild 4.8.

$t = 0,4 \text{ m}$ ;  $a = 8,4 \text{ m}$ ;  $a_{\min} = 40,0 \text{ m}$



Kriterium für den Ansatz eines kompletten  
zweiten Fahrzeugs, s. auch Abschn. 3.1.3.1.4.

Gln. (1.75), (1.77) und (1.78) gelten für:  
 $x \leq l/2$  bzw.  $x' \geq l/2$

Für die Auswertung der Gln. (1.75), (1.77) und  
(1.78) gelten für die Einwirkungen die gleichen  
Werte wie in Tab. 1.16 für maximale Biegung.

Charakteristische Werte der Einwirkungen  
s. Abschn. 3.1.3.2.1

Abschn. 3.1.3.3

Im Anwendungsfall s. [96], Beispiel 1,  
Abschn. 4.4

Charakteristische Werte der Einwirkungen  
s. Abschn. 3.1.3.4 und Bild 1.13

$$M_w = w \frac{xx'}{2} \quad (1.79)$$

$$V_w = w \left( \frac{l}{2} - x \right) \quad (1.80)$$

$$T_w = m_w \left( \frac{l}{2} - x \right) \quad (1.81)$$

Die Auswertung für die charakteristischen Windlasten im Betriebs- und im Bauzustand erfolgt in Tabelle 1.18.

**Tabelle 1.18**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Windlasten

x	x'	Betriebszustand			Bauzustand		
		$M_{wk}$	$V_{wk}$	$T_{wk}$	$M_{wk}$	$V_{wk}$	$T_{wk}$
[m]	[m]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MN]	[MNm]
0,4	79,6	0,159	0,396	0,420	0,069	0,170	0,024
8,0	72,0	2,880	0,320	0,339	1,238	0,138	0,019
16,0	64,0	5,120	0,240	0,254	2,202	0,103	0,014
24,0	56,0	6,720	0,160	0,170	2,890	0,069	0,010
32,0	48,0	7,680	0,080	0,085	3,302	0,034	0,005
40,0	40,0	8,000	0	0	3,440	0	0

Für die Auswertung der Gln. (1.79) bis (1.81) gelten folgende Werte für die Einwirkungen (s. Tab. 1.5):

Betriebszustand:

$$w_k = 10,0 \text{ kN/m}$$

$$m_{wk} = 10,6 \text{ kNm/m}$$

Bauzustand:

$$w_k = 4,3 \text{ kN/m}$$

$$m_{wk} = 0,6 \text{ kNm/m}$$

#### 4.5 Widerstände der Lager und Übergänge

In Brückenlängsrichtung ergeben sich folgende Schnittgrößen:

$$N_T = \mu F_v + F_l b \quad (1.82)$$

$$M_T = \mu F_v z'_u + F_l b z'_o \quad (1.83)$$

$$Q_T = -\frac{F_l b h'}{l} \quad (1.84)$$

mit

$F_v$  Auflagerreaktion pro Achse

$\mu$  Gleitreibungsbeiwert in Abhängigkeit von der Lagerpressung

$F_l$  Bewegungswiderstand der Dehnfuge

$b$  Gesamtbreite des Überbaues

Die Auswertung der charakteristischen Werte der Bewegungswiderstände der Lager und der Dehnfuge erfolgt in Tabelle 1.19.

Charakteristische Werte der Einwirkungen s. Abschn. 3.1.3.6

Wegen Geringfügigkeit erübrigt sich eine Untersuchung in Brückenquerrichtung.

Index  $T$  wegen der vereinfacht angenommenen Verursachung durch Temperaturschwankungen, s. auch EN 1991-1-5, 6.1.3 (2), 2. Spiegelstrich

$z'_u, z'_o, h'$  s. Bild 1.12

$Q_T$  vernachlässigbar klein

Vereinfachend wird nach Tab. 1.6 ungünstig  $\mu = 0,035$  angenommen

Für die Auswertung der Gln. (1.82) bis (1.84) gelten folgende Werte für die Einwirkungen (s. Tab. 1.6):

$$G_{k,1} = 2 \cdot 5,359 = 10,718 \text{ MN}$$

$$G_{k,2} = 2 \cdot 1,045 = 2,090 \text{ MN}$$

$$Q_{k,LM1} = 600,0 \text{ kN/Achse} + 76,3 \text{ kN/m}$$

$$F_l = 0,006 \text{ MN/m}$$

**Tabelle 1.19**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Bewegungswiderstände der Lager und der Übergänge

		Bewegungswiderstand der Lager						Bewegungswiderstand der Dehnfuge	
		$\bar{G}_{k,1}$		$\bar{G}_{k,2}$		$\bar{Q}_{k,LM1}$		$F_I$	
$x$	$x'$	$N_T$	$M_T$	$N_T$	$M_T$	$N_T$	$M_T$	$N_T$	$M_T$
[m]	[m]	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
0,4	79,6	0,375	1,054	0,073	0,205	0,147	0,413	0,090	-0,141
8,0	72,0	0,375	1,054	0,073	0,205	0,124	0,348	0,090	-0,141
16,0	64,0	0,375	1,054	0,073	0,205	0,102	0,286	0,090	-0,141
24,0	56,0	0,375	1,054	0,073	0,205	0,081	0,229	0,090	-0,141
32,0	48,0	0,375	1,054	0,073	0,205	0,063	0,178	0,090	-0,141
40,0	40,0	0,375	1,054	0,073	0,205	0,047	0,133	0,090	-0,141

## 4.6 Vorspannung

EN 1992-1-1, 3.3, 3.4, 5.10, 8.10 mit Anhang B und EN 1992-1-1/NA, 3.3, 3.4, 5.10, 8.10 sowie EN 1992-2, 5.10, 8.10 und EN 1992-2/NA, 5.10, 8.10

### 4.6.1 Spannverfahren

Dem Beispiel liegt das Drahtspannverfahren SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung zugrunde, s. Europäische Technische Zulassung der Fa. SUSPA-DSI GmbH.

#### Spanngliedtyp

– Spannglied:

Externes Fertigspannglied aus 60 Zuggliedern  
Bezeichnung Y1770C

EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang NA.TT, NA.TT.3.1 (1), (2)P und (3) (Ergänzungen für Betonbrücken mit externen Spanngliedern):

– Zugglied (kreisrunder glatter Spannstahldraht):

Anzahl:  $n_p = 60$   
 Nenndurchmesser:  $\sigma_{\text{wire}} = 7,0 \text{ mm}$   
 Nennquerschnitt:  $A_{p,\text{wire}} = 38,5 \text{ mm}^2$   
 Nennzugfestigkeit:  $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$

– Die zulässige Spannkraft eines externen Spannglieds sollte ca. 3,0 MN nicht überschreiten.  
 – Eine planmäßige spätere Nachspannbarkeit und Auswechselbarkeit der externen Spannglieder ist sicherzustellen.  
 – Die Gesamtlänge eines externen Spannglieds zwischen den Endverankerungen sollte ca. 200 m nicht überschreiten.

#### Spannglied

Höchstwert der Spanngliedkraft  $P_{\text{max}}$  am Spanngliedende während des Spannvorgangs:

EN 1992-1-1, 5.10.2 und EN 1992-1-1/NA, 5.10.2

$$P_{\text{max}} = A_p \cdot \sigma_{p,\text{max}} \quad (1.85)$$

mit

$$\sigma_{p,\text{max}} = k_1 f_{pk} = 0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 1770 = 1416 \text{ N/mm}^2 \quad (1.86a)$$

Spanngliedende:  $x = -0,4 \text{ m}$  (Bild 1.15)

EN 1992-1-1, 5.10.2.1 (1)P und Gl. (5.41)  
Für  $\sigma_{p,\text{max}}$  gilt der jeweils kleinere Wert

$k_1 = 0,80$  nach EN 1992-2, 5.10.2.1 (1)P und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.2.1 (1)P  
 $f_{pk}$  s. Abschn. 2.3.3

oder

$$\sigma_{p,\text{max}} = k_2 f_{p0,1k} = 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1555 = 1400 \text{ N/mm}^2 \quad (1.86b)$$

$k_2 = 0,90$  nach EN 1992-2, 5.10.2.1 (1)P und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.2.1 (1)P  
 $f_{p0,1k}$  s. Abschn. 2.3.3 maßgebend

bzw.

$$\sigma_{p,\text{max}} = k_3 f_{p0,1k} = 0,95 f_{p0,1k} = 0,95 \cdot 1555 = 1477 \text{ N/mm}^2 \quad (1.86c)$$

$k_3 = 0,95$  nach EN 1992-1-1, 5.10.2.1 (2) (bei einer Messgenauigkeit der Spannpresse von  $\pm 5\%$ )  
Gilt nicht für Brücken, s. EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.2.1 (2)

Mittelwert der Vorspannkraft  $P_{m0}(x)$  zum Zeitpunkt  $t = t_0$  unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern (Vorspannung im nachträglichen oder ohne Verbund) an der Stelle  $x$  nach Abzug der sofortigen Verluste  $\Delta P(x)$  von der Spanngliedkraft  $P_{\max}$ :

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (1.87)$$

mit

$$\begin{aligned} \sigma_{pm0}(x) &\leq k_7 f_{pk} = 0,75 f_{pk} & (1.88a) \\ &\leq 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

oder

$$\begin{aligned} \sigma_{pm0}(x) &\leq k_8 f_{p0,1k} = 0,85 f_{p0,1k} & (1.88b) \\ &\leq 0,85 \cdot 1555 = 1322 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Mittelwert der Spannstahlspannung  $\sigma_{pm,t}(x)$  unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$\begin{aligned} \sigma_{pm,t}(x) &\leq k_5 f_{pk} = 0,65 f_{pk} & (1.89) \\ &\leq 0,65 \cdot 1770 = 1150 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Spanngliedquerschnitt:  $A_{p,nom} = 60 \cdot 38,5 = 2309 \text{ mm}^2$

Spannstahlquerschnitt:  $A_p = 48 \cdot 2309 \cdot 10^{-6} = 0,111 \text{ m}^2$

Reibungsbeiwert:  $\mu = 0,06 \text{ rad}^{-1}$

Ungewollter Umlenkwinkel:  $k = 0$

Krümmungshalbmesser:  $R_{\min} = 5000 \text{ mm}$

Schlupf an Verankerung:  $\Delta l_{sl} = 1 \text{ mm}$

Ankerplatte und Wendel

– Ankerplatten-Durchmesser:

$$\varnothing_A = 405 \text{ mm}$$

– Wendel-Außendurchmesser:

$$\varnothing_W = 410 \text{ mm}$$

– Achsabstände:

$$a_{x,\min} = 450 \cdot 0,85 = 383 \text{ mm}$$

$$< a_{x,\text{vorh}} = 410 \text{ mm}$$

EN 1992-1-1, 5.10.3 und EN 1992-1-1/NA, NDP 5.10.3

EN 1992-1-1, 5.10.3 (2) und Gl. (5.43)  
Für  $\sigma_{pm0}(x)$  gilt der jeweils kleinere Wert

$k_7 = 0,75$  nach EN 1992-1-1, 5.10.3 (2) und EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.3 (2)

$k_8 = 0,85$  nach EN 1992-1-1, 5.10.3 (2) und EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.3 (2)  
maßgebender Wert

EN 1992-1-1, 7.2 (5) und EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (5)

EN 1990, 6.5.3 (2) c), s. auch Abschn. 3.3.2, Gl. (1.45)

$k_5 = 0,65$  nach EN 1992-2, 7.2 (5) und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 7.2 (5)

Fertigspannglied aus 60 Zuggliedern, s. auch Zulassung SUSPA – Draht EX, Anhang 3, Spannglied SUSPA EX-60  
Vorgesehen sind 48 Spannglieder, s. Bild 1.15.

s. Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 3  
(für PE-Hüllrohr)

Bei externen Spanngliedern dürfen Einflüsse ungewollter Umlenkwinkel vernachlässigt werden, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, Abschn. 2.3.

Bei Einhaltung von  $R_{\min}$  braucht ein Nachweis der Spannstahlrandspannungen nicht geführt zu werden, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, Abschn. 2.7.

pro Spanngliedende, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, 2.5

Zulassung SUSPA – Draht EX, 2.6 und Anhang 3:

Abmessungen und Abstände gelten für Betonfestigkeit  $f_{ctm,cube(150)} = 40 \text{ N/mm}^2$

Achs- und Randabstände der Verankerungen dürfen um bis zu 15% verkleinert werden, aber sie dürfen dabei weder kleiner als der Wendel-Außendurchmesser noch der Ankerplatten-Durchmesser sein. Bei Reduzierung der Abstände in einer Richtung müssen die Achs- und Randabstände in der senkrecht dazu stehenden Richtung um denselben Prozentsatz vergrößert werden.

vorhandene Achs- und Randabstände der Verankerungen s. Bild 1.15b

$$a_{y,\min} = 450 / 0,85 = 529 \text{ mm}$$

$$< a_{y,\text{vorh}} = 550 \text{ mm}$$

## – Randabstände

$$r_{x,\min} = 225 \cdot 0,85 + c_{\text{nom}}$$

$$= 191 + 45 = 236 \text{ mm}$$

$$< r_{x,\text{vorh}} = 370 \text{ mm}$$

Nennmaß der Betondeckung s. Abschn. 2.2

$$r_{y,\min} = 225 / 0,85 + c_{\text{nom}}$$

$$= 265 + 45 = 310 \text{ mm}$$

$$< r_{y,\text{vorh}} = 650 \text{ mm}$$

## Hüllrohr (PE-Rohr):

Zulassung SUSPA – Draht EX, 2.13 sowie Anhang 2 und 3

## – Außendurchmesser:

$$\varnothing_{da2} = 90 \text{ mm}$$

## – Wandstärke:

$$s = 5,1 \text{ mm}$$

## – Lichter Abstand:

$$a_{\min} = 80 \text{ mm}$$

EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang NA.TT, NA.TT.3.1 (7)P (gilt zwischen parallelen Spanngliedern untereinander und zu angrenzenden Bauteilen aus Gründen der Prüfbarkeit der Spannglieder)

**4.6.2 Spanngliedführung**

Die Spannglieder werden wie in [96], Beispiel 1 ohne Zwischenverankerung über die Gesamtlänge des Tragwerks geführt.

Beiträge über externe Vorspannung s. auch [57, 70, 91, 100, 104, 105, 111]

Vorgesehen sind insgesamt 48 Bündelspannglieder, s. Bild 1.15

Die Einleitung der Vorspannkraft in den Betonüberbau erfolgt durch die Anker Elemente in den Endquerträgern und durch die Umlenkelemente in den Feldquerträgern in den 0,3-L-Punkten. Die Umlenkung erfolgt mit einem Krümmungsradius  $R = 5,00 \text{ m}$ .

Spannanker C und Festanker D, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, Anhang 5

Spanngliedumlenkung in Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$  und  $x = 56,0 \text{ m}$  mit Umlenkhalbschalen, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, Anhang 8

Zur Vermeidung von induzierten Schwingungen sind die externen Spannglieder in einem Abstand von höchstens 35 m zu stützen. Da die Umlenk- und Ankerstellen als Spanngliedstützungen gelten, ist die Einhaltung des Höchstabstandes für die Stützungen gewährleistet.

EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang NA.TT, NA.TT.3.1 (8)

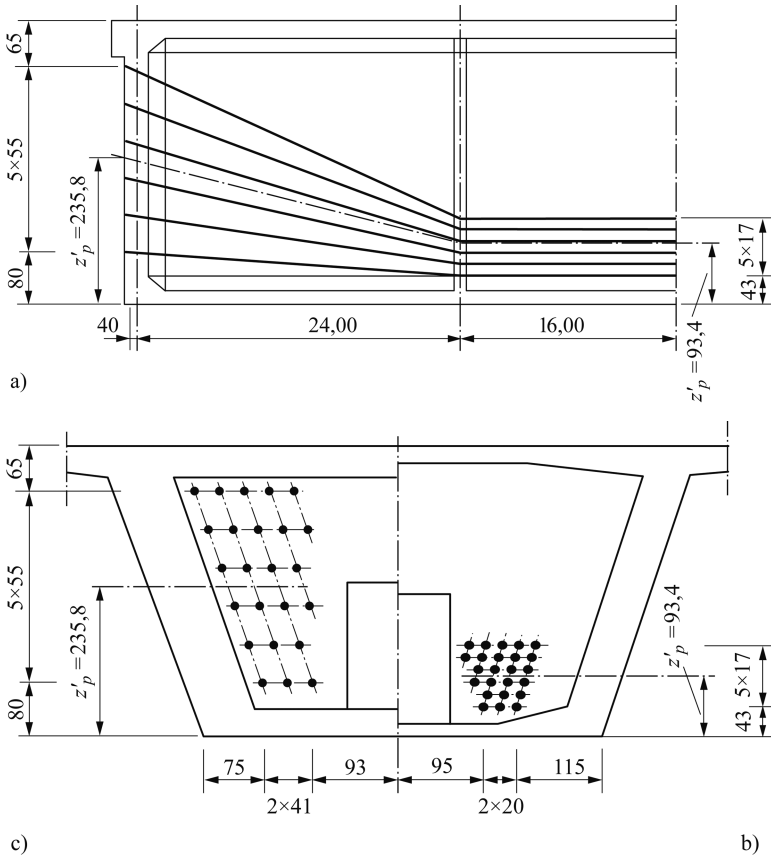
 $a_{\text{vorh}} = 32,0 \text{ m} < a_{\text{max}} = 35,0 \text{ m}$  (zwischen den Umlenkpunkten, s. Bild 1.15a)

Das Aufbringen der Vorspannung erfolgt wechselseitig an den Spannankern.

Wegen des symmetrischen Verlaufes der Spanngliedführung und der minimalen Abweichungen der Umlenkwinkel durch die geringe Spanngliedneigung wird näherungsweise mit einsträngiger Vorspannung gerechnet.

$$\sin \alpha = (235,8 - 93,4) / 2440 = 0,0584$$

$$\alpha = 3,35^\circ$$



**Bild 1.15**

Spanngliedführung

- a) Längsschnitt mit Schwerpunktlage (5fach überhöht)
- b) Querschnitt im Umlenkbereich (Umlenkstelle  $x = 24,0$  m)
- c) Querschnitt im Auflagerbereich (Ankerstelle  $x = -0,40$  m)

Achsabstand Ankerplatte

vertikal:  
 $a_{y,vorh} = 550 \text{ mm} > a_{y,min} = 529 \text{ mm}$   
 horizontal:  
 $a_{x,vorh} = 410 \text{ mm} > a_{x,min} = 383 \text{ mm}$

Achsabstand Spannglied

vertikal:  
 $a_{y,vorh} = 170 \text{ mm} = a_{y,min} = 90 + 80 = 170 \text{ mm}$   
 horizontal:  
 $a_{x,vorh} = 200 \text{ mm} > a_{x,min} = 170 \text{ mm}$

Die Spanngliedhöhen und die Schwerpunktlage für die Hüllrohre

$$z'_{\Delta c} = \frac{\sum (\theta_{i,k}^2 z'_{\Delta c,k})}{\sum \theta_{i,k}^2} \quad (1.90)$$

$\theta_{i,k}$  Hüllrohrinnendurchmesser  
 ( $k = 1, 2, 3, \dots, n$ )

sowie für die Spannglieder

$$z'_{p'} = \frac{\sum (A_{pN,k} z'_{p,k})}{\sum A_{pN,k}} \quad (1.91)$$

$A_{pN,k}$  Nennquerschnitt eines Bündelspanngliedes  
 ( $k = 1, 2, 3, \dots, n$ )

unter Berücksichtigung der Ausmitte

$$e_p = \theta_{i,k} / 6$$

s. z.B. Zulassung SUSPA Lizenzspannverfahren  
 150 mm<sup>2</sup>, Anlage 3, Typ 6-19 II

$$= (\varnothing_{da2} - 2 \cdot s) / 6 \tag{1.92}$$

$$= (90,0 - 2 \cdot 5,1) / 6 = 13,3 \approx 13 \text{ mm}$$

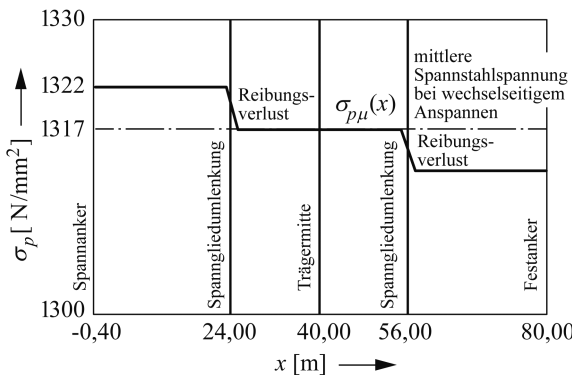
in Krümmungen sind in Tabelle 1.20 enthalten.

**Tabelle 1.20**  
Spanngliedausmitten

$x$	[m]	-0,4	0	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	
$z'_{\Delta c}$	[cm]	235,8	233,5	231,1	186,4	139,2	92,1	92,1	92,1	Hüllrohrschwerpunkt
$z'_p$	[cm]	235,8	233,5	231,1	186,8	140,1	93,4	93,4	93,4	Spanngliedschwerpunkt
$z_c$	[cm]	261,0	261,0	261,0	271,0	271,0	271,0	271,0	271,0	Querschnittsschwerpunkt
$z_{cp}$	[cm]	25,2	27,5	29,9	84,2	130,9	177,6	177,6	177,6	Spanngliedausmitte

### 4.6.3 Spannstahlspannungen

Durch den wechselseitig vorgesehenen Spannvorgang ergibt sich die mittlere Stahlspannung der einsträngigen Vorspannung als arithmetisches Mittel der beiden zur Trägermitte symmetrischen Spannungsverläufe (Bild 1.16).



**Bild 1.16**  
Stahlspannungen längs der einsträngigen Vorspannung

Der Spannungsverlust aus Reibung in Spanngliedern darf wie folgt abgeschätzt werden:

$$\sigma_{p\mu}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p\mu}(x) = \sigma_{p0} e^{-\mu(\theta + kx)} \tag{1.93}$$

mit

$\sigma_{p0}$  Stahlspannung am Spananker nach dem Spannen

$\Delta\sigma_{p\mu}(x)$  Spannungsverlust infolge Reibung über die Länge  $x$

EN 1992-1-1, 5.10.5.2 und EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.5.2 (2) und (3)

Bei Spanngliedern ohne Verbund braucht die Reibung nur bei der Ermittlung der wirksamen mittleren Vorspannkraft  $P_{m,t}$  und der Ermittlung der daraus resultierenden Schnittgrößen infolge Eintragung der Vorspannkraft berücksichtigt zu werden, s. EN 1992-1-1/NA, NCI zu 5.10.5.2 (4).

Die Angaben für  $\mu$  und  $k$  dürfen nur den Zulassungen entnommen werden. Die Tab. 5.1 ist nicht anzuwenden, s. EN 1992-1-1/NA, NCI zu 5.10.5.2 (2) und (3).



$\mu$	Reibungskennwert zwischen Spannglied und Hüllrohr	
$\theta$	Summe der planmäßigen horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel, unabhängig von Richtung und Vorzeichen, über die Länge $x$ ( $\theta$ im Bogenmaß)	
$k$	ungewollter Umlenkwinkel pro Längeneinheit ( $k$ im Bogenmaß)	Bei externen Spanngliedern dürfen Einflüsse ungewollter Umlenkwinkel vernachlässigt werden, s. Zulassung SUSPA – Draht EX, 2.3, Anm. 2.

Mit den Eingangswerten

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} &= 1322 \text{ N/mm}^2 && \text{Gl. (1.88b)} \\ \mu &= 0,06 && \text{Zulassung SUSPA – Draht EX, Tab. 3} \\ \theta_y &= \frac{235,8 - 93,4}{2440,0} = \frac{142,4}{2440,0} = 0,0584 \text{ rad} && \text{Bild 1.15a (bezogen auf Spanngliedschwerachse)} \\ \theta_x &= \frac{130,6 - 88,0}{2440,0} = \frac{42,6}{2440,0} = 0,0175 \text{ rad} && \text{Bilder 1.15b und c sowie 1.3 (bezogen auf Spanngliedschwerpunkt)} \\ \theta &= (\theta_y^2 + \theta_x^2)^{1/2} \\ &= (0,0584^2 + 0,0175^2)^{1/2} = 0,0610 \text{ rad} \end{aligned}$$

ergibt sich

$$\sigma_{p0}^{(I/2)} = 1322 e^{-0,06 \cdot (0,0610)} = 1317 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.93) und Bild 1.16}$$

für die mittlere Spannstahlspannung bei wechselseitigem Anspannen.

#### 4.6.4 Schnittgrößen infolge Vorspannung

Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t_0$

$$N_{cp} = -A_p \sigma_{pm,0} \cos \psi_p = -P_{m,0} \cos \psi_p \quad (1.94)$$

$$V_{cp} = -P_{m,0} \sin \psi_p = N_{cp} \tan \psi_p \quad (1.95)$$

$$M_{cp} = -P_{m,0} \cos \psi_p z_p = N_{cp} z_{cp} \quad (1.96)$$

Die Auswertung erfolgt in Tabelle 1.21.

**Tabelle 1.21**

Schnittgrößen infolge des Mittelwerts der Vorspannung zum Zeitpunkt  $t_0$

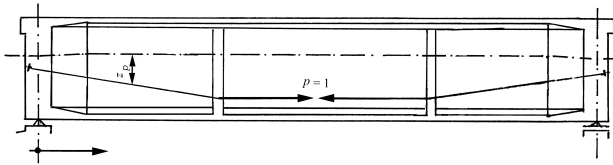
$x$	[m]	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	
$\sigma_{pm,0}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	Bild 1.16
$\psi_p$	[°]	3,34	3,34	3,34	0	0	0	Bild 1.15 a
$\cos \psi_p$	[-]	0,998	0,998	0,998	1,000	1,000	1,000	
$\tan \psi_p$	[-]	0,058	0,058	0,058	0	0	0	
$z_{cp}$	[m]	0,299	0,842	1,309	1,776	1,776	1,776	Tab. 1.20
$N_{cp}$	[MN]	-145,895	-145,895	-145,895	-146,187	-146,187	-146,187	Abschn. 4.6.1:
$V_{cp}$	[MN]	- 8,462	- 8,462	- 8,462	0	0	0	
$M_{cp}$	[MNm]	- 43,623	-122,844	-190,977	-259,628	-259,628	-259,628	$A_p = 0,111 \text{ m}^2$

#### 4.6.5 Schnittgrößen infolge äußerer Einwirkungen und Zwangseinwirkungen

Während bei Vorspannung mit Verbund die Mitwirkung der Spannglieder querschnittsbezogen über die Verträglichkeit der Dehnungen mit Hilfe der ideellen Querschnittsgrößen erfasst wird, erfolgt bei Vorspannung ohne Verbund die Ermittlung systembezogen über die Verträglichkeit der Verschiebungen.

[80], 7.2 und 7.4

Beim vorliegenden äußerlich statisch bestimmten Tragwerk wird zweckmäßigerweise die Spanngliedkraft  $P$  als statisch Unbestimmte eingeführt (Bild 1.17).



**Bild 1.17**  
Offenes System, Zustand  $P = 1$

Unter  $P = 1$  entstehen im offenen Grundsystem die Momente

$$M_{cl}^{(0)} = -z_{cp} \quad (1.97)$$

bei Vernachlässigung des Neigungswinkels

und damit die Verschiebungsgrößen

nach [80], 7.2.2 mit den Bezeichnungen nach EN 1992-1-1

$$\delta_{c1,1} = \int z_{cp}^2 \frac{ds}{E_c I_c} + \frac{I_p}{E_c A_c} \quad (1.98a)$$

$$\delta_{p1,1} = \frac{I_p}{E_p A_p} \quad (1.98b)$$

$$\delta_{11} = \delta_{c1,1} + \delta_{p1,1} \quad (1.98c)$$

mit dem Steifigkeitsverhältnis

$$\alpha = \frac{\delta_{c1,1}}{\delta_{c1,1} + \delta_{p1,1}} = \frac{\delta_{c1,1}}{\delta_{11}} \quad (1.99)$$

Der Wert  $\alpha$  kann als jener Anteil gedeutet werden, mit dem sich der Spannstahl bei Voraussetzung eines ungerissenen Betonquerschnitts (Zustand I) an der Gesamttragwirkung beteiligt.

Die Verschiebungsgrößen infolge äußerer Einwirkungen (Belastungsglieder) ergeben sich wie folgt:

$$\delta_{1g} = -\int M_{cg}^{(0)} z_{cp} \frac{ds}{E_c I_c} - \int N_{cg}^{(0)} \frac{ds}{E_c A_c} \quad (1.100)$$

$M_{cg}^{(0)}$  s. Abschn. 4.2

für ständige Einwirkungen bzw.

$$\delta_{1q} = -\int M_{cq}^{(0)} z_{cp} \frac{ds}{E_c I_c} - \int N_{cq}^{(0)} \frac{ds}{E_c A_c} \quad (1.101) \quad M_{cq}^{(0)} \text{ s. Abschn. 4.3 und 4.5}$$

für veränderliche Einwirkungen.

Für Zwangseinwirkung infolge Temperaturunterschiedes ist das Belastungsglied

$$\delta_{1\Delta T} = -\alpha_T \Delta T l_p \quad (1.102) \quad \alpha_T \Delta T \text{ s. Abschn. 3.1.3.5}$$

anzusetzen.

Damit ergeben sich die Spanngliedkräfte ohne Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen infolge ständiger Einwirkungen

$$P_g = -\frac{\delta_1}{\delta_{11}} \quad (1.103a)$$

und infolge veränderlicher Einwirkungen

$$P_q = -\frac{\delta_{1q}}{\delta_{11}} \quad (1.103b)$$

sowie infolge Temperaturunterschied

$$P_{\Delta T} = -\frac{\delta_{1\Delta T}}{\delta_{11}} \quad (1.103c)$$

Die Auswertung der Integrale erfolgt numerisch mit Hilfe der Simpson'schen Regel:

$$f(x)dx = \frac{\Delta x}{3} \left[ y_0 + 4(y_1 + y_3 + \dots) + 2(y_2 + y_4 + \dots) + 4(\dots + y_{n-3} + y_{n-1}) + y_n \right] \quad (1.104)$$

Da die Spanngliedkräfte infolge der äußeren Einwirkungen gegenüber der Vorspannkraft klein sind, können sie meistens vernachlässigt oder nach [80] mit den folgenden Näherungsformeln bestimmt werden:

$$P_g = \frac{\alpha}{2} \left[ N_g + \frac{M_g}{z_{cp}} \right] \quad (1.105)$$

für ständige Einwirkungen bzw.

$$P_q = \frac{\alpha}{2} \left[ N_q + \frac{M_q}{z_{cp}} \right] \quad (1.106)$$

EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.8 (2): Wenn bei Tragwerken mit externen Spanngliedern die Schnittgrößenermittlung für das gesamte Tragwerk vereinfachend linear-elastisch erfolgt, darf der Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Tragwerksverformungen unberücksichtigt bleiben.

für veränderliche Einwirkungen, wobei der Klammerausdruck jeweils für die Stelle des maximalen Feldmomentes zu ermitteln ist.

Die weitere Untersuchung beschränkt sich auf die Ermittlung der Spanngliedkraft infolge der ständigen Einwirkung  $g^2$  in Zusammenhang mit der Berechnung des Spannungsabfalls infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation. Die weiteren Spanngliedkräfte werden jeweils nach Bedarf bestimmt.

nach strenger und näherungsweise Lösung:  $g^2$   
= 0,43  $g^2$ , s. Abschn. 4.6.6

Abschn. 4.6.6

Mit Hilfe der Ausgangswerte in Tabelle 1.22 ergibt sich die Spanngliedkraft infolge der ständigen Einwirkung  $g^2$  wie folgt:

### Strenge Lösung:

- Verschiebungsgröße  $\delta_{c1,1}$ :

Gl. (1.98a)

$$\int_{z_{cp}^2} \frac{ds}{E_{cm} I_{cy}} 10^6 = 2 \frac{8,00}{3} \times [0,073 + 4(0,879 + 3,910) + 2(2,124 + 2 \cdot 3,910)] + 2 \cdot 0,067 \cdot 0,40 = 208,678 \text{ m/MN}$$

Gl. (1.104) Simpson'sche Regel

$$\frac{I_p}{E_{cm} A_c} 10^6 = 2 \frac{1}{36000} 10^6 \left[ \frac{0,90}{12,85} + \frac{1,50}{\frac{1}{2} \cdot (12,85 + 9,94)} + \frac{38,0}{9,94} \right] = 223,590 \text{ m/MN}$$

**Tabelle 1.22**

Ausgangswerte zur Ermittlung der Spanngliedkraft infolge ständiger Einwirkung  $g^2$

$x$	[m]	-0,4	0	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0
$z_{cp}^2$	[m <sup>2</sup> ]	0,252	0,275	0,299	0,842	1,309	1,776	1,776	1,776
$E_{cm}$	[kN/mm <sup>2</sup> ]	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0	36,0
$I_{cy}$	[m <sup>4</sup> ]	28,93	28,93	28,93	22,41	22,41	22,41	22,41	22,41
$\frac{z_{cp}^2}{E_{cm} I_{cy}}$	[1/MN]	0,061	0,073	0,086	0,879	2,124	3,910	3,910	3,910
$M_{cg^2 z_{cp}}^{(0)}$	[MNm <sup>2</sup> ]	0	-0,002	0,102	5,321	14,715	26,209	29,955	31,203
$\frac{M_{cg^2 z_{cp}}^{(0)}}{E_{cm} I_{cy}}$	[-]	0	-0,002	0,098	6,596	18,240	32,487	37,130	38,677

$$\delta_{c1,1} = 208,678 + 223,590 = 432,268 \text{ m/MN}$$

- Verschiebungsgröße  $\delta_{p1,1}$ : Gl. (1.98b)

$$\delta_{p1,1} \cdot 10^6 = \frac{80,00}{195000 \cdot 0,111} = 3696,004 \text{ m/MN} \quad A_p = 0,111 \text{ m}^2, \text{ s. Abschn. 6.6.1}$$

- Verschiebungsgröße  $\delta_{11}$ : Gl. (1.98)

$$\delta_{11} \cdot 10^6 = 432,268 + 3696,004 = 4128,272 \text{ m/MN}$$

- Steifigkeitsverhältnis  $\alpha$ : Gl. (1.99)

$$\alpha = \frac{432,268}{4128,272} = 0,105$$

- Verschiebungsgröße  $\delta_{1g}$ : Gl. (1.100)  
 $\delta_{1g} \equiv \delta_{1g2}$

$$\begin{aligned} -\int M_{cg'2}^{(0)} z_{cp} \frac{ds}{E_{cm} I_{cy}} 10^6 &= -2 \frac{8,00}{3} [-0,002 \\ &\quad + 4(6,596 + 32,487) + 2(18,240 \\ &\quad + 37,130) + 2 \cdot 38,677] + 0 \\ &= -1836,928 \text{ m} \end{aligned}$$

- Spanngliedkraft  $P_{g'2}$ : Gl. (1.103a)  
 $P_g \equiv P_{g'2}$

$$P_{g'2} = -\frac{-1836,928}{4128,272} = 0,445 \text{ MN}$$

- Spannstahlspannung  $\sigma_{p,g'2}$ :

$$\sigma_{p,g'2} = \frac{0,445}{0,111} = 4,0 \text{ N/mm}^2$$

#### Näherungslösung

[80], 7.2

- Spanngliedkraft  $P_{g'2}$ : Gl. (1.105)

$$P_{g'2} = \frac{0,105}{2} \left[ 0 + \frac{17,569}{1,779} \right] = 0,518 \text{ MN}$$

$M_{g'2}$  s. Abschn. 4.6.6 (an der Stelle des maximalen Feldmomentes)

- Spannstahlspannung  $\sigma_{p,g'2}$ :

$$\sigma_{p,g'2} = \frac{0,518}{0,111} = 4,7 \text{ N/mm}^2$$

Wegen des insgesamt sehr kleinen Wertes und der geringen Abweichungen gegenüber der strengen Lösung werden die weiteren Spanngliedkräfte infolge sonstiger ständiger und veränderlicher Einwirkungen, falls erforderlich, mit Hilfe der Näherungslösung bestimmt.

$\sigma_{p,g'1}$  ist in  $\sigma_{pm0}$  enthalten, so dass sich deren Bestimmung erübrigt

#### 4.6.6 Schnittgrößen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

Zur Ermittlung der Auswirkungen zeitabhängiger Verformungen werden die Zeitpunkte  $t_1 = 4$  Monate (Verkehrsübergabe) und  $t_\infty$  (Abschluss der zeitabhängigen Verformungen) betrachtet. Der Zeitpunkt für den Beginn der Belastung  $t_0$  sowie der Austrocknung  $t_s$  wird mit jeweils 10 Tagen angenommen.

zeitabhängige Verluste der Spanngliedkraft zum Zeitpunkt  $t_1$  bzw.  $t_\infty$ .

EN 1992-1-1, Anhang B, s. auch [90]

normalerweise zum Ende der Nachbehandlung s. EN 1992-1-1, 3.1.4 (6)

#### Kriechen

Mit den Eingangswerten

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u} = \frac{2 \cdot 9,94 \cdot 10^3}{43,22} = 460 \text{ mm} \quad (1.107)$$

für die wirksame Bauteildicke,

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 h_0^{1/3}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad (1.108) \\ &= \left[ 1 + \frac{1 - 70/100}{0,1 \cdot 460^{1/3}} 0,748 \right] 0,920 = 1,187 \end{aligned}$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.6) mit  $h_0$  wirksame Bauteildicke in mm  
 $A_c$  Gesamtfläche des Betonquerschnitts  
 $u$  Umfang des Betonquerschnitts der der Trocknung ausgesetzt ist (bei Kastenträgern die Hälfte des inneren Umfangs)  
s. EN 1992-2/NA, NCI zu 3.1.4 (5)

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.3b) für  $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$  mit  $RH$  relative Luftfeuchte der Umgebung in %

Aus Vergleichsgründen mit Beispiel 1 in [98] wird von  $RH = 70\%$  ausgegangen. In der Regel ist jedoch  $RH = 80\%$  anzunehmen, s. EN 1992-2/NA, NCI zu 3.1.4 (1) P

für den Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens, mit Hilfe der Beiwerte

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[ \frac{35}{53} \right]^{0,7} = 0,748 \quad (1.109a)$$

und

$$\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[ \frac{35}{53} \right]^{0,2} = 0,920 \quad (1.109b)$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.8c)

$$\begin{aligned} f_{cm} &= f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 45 + 8 = 53 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

mit  $f_{cm}$  Mittelwert der zylindrischen Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen

s. EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1

zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit,

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{f_{cm}^{1/2}} = \frac{16,8}{53^{1/2}} = 2,308 \quad (1.110)$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.4)

für den Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens und

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,\text{eff}})^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 15,0^{0,2}} = 0,550 \quad (1.111)$$

für den Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens, mit Hilfe des tatsächlichen Betonalters

$$t_{0,\text{eff}} = t_{0,T} \left[ \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (1.112)$$

$$= 10 \left[ \frac{9}{2 + 10^{1,2}} + 1 \right]^1 = 15,0 \text{ Tage}$$

bei Belastungsbeginn zum Zeitpunkt  $t_0$  ergibt sich mit dem Ausdruck

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (1.113)$$

$$= 1,187 \cdot 2,308 \cdot 0,550 = 1,507$$

die Grundzahl des Kriechens.

Für die Druckspannung im Beton im Alter  $t_0$  am unteren Querschnittsrand in Feldmitte infolge Eigenlast und charakteristischem Wert der Vorspannung erhält man

$$\sigma_{cu} = \frac{r_{\text{sup}} N_{p0}}{A_c} + \frac{M_{Gk,1} + r_{\text{sup}} M_{p0}}{W_{cy}}$$

$$= \frac{1,05(-146,187)}{9,94} + \frac{202,669 + 1,05(-259,628)}{8,27}$$

$$= -23,90 \text{ N/mm}^2$$

Die Druckfestigkeit des Betons im Alter  $t$  beträgt

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1.114)$$

$$= 0,874 \cdot 53 = 46,32 \text{ N/mm}^2$$

mit

$$\beta_{cc}(t) = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad (1.115)$$

$$= \exp\{0,20[1 - (28/10)^{1/2}]\}$$

$$= 0,874$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.5)  
 $t_{0,\text{eff}}$  wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn in Tagen unter Berücksichtigung der Zementart und der Temperatur

Aus Vergleichsgründen wird wie in Beispiel 1 in [98] eine mittlere Lagerungstemperatur  $T = 20^\circ\text{C}$  angenommen, jedoch wegen größerer Vorspannkraft infolge höherer Verkehrslasten von einem Zeitpunkt  $t_0 = 10$  Tage für die Erstbelastung ausgegangen

Für den Beton ist ein Zement der Festigkeitsklasse CEM 42,5 R vorgesehen [2].

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (2), Gl. (B.9)  
 Für  $T = 20^\circ\text{C}$  gilt:  $t_{0,T} = t_0 = 10$  Tage, für  $T \neq 20^\circ\text{C}$  s. EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (3), Gl. (B.10), Anwendung s. Beispiel 2, Abschn: 4.5.8

Potenz zur Berücksichtigung der Zementart:

$\alpha = -1$  für Zemente der Klasse S

$\alpha = 0$  für Zemente der Klasse N

$\alpha = 1$  für Zemente der Klasse R

Zuordnung der Zementklassen zu den Festigkeitsklassen s. EN 1992-1-1, 3.1.2 (6)

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.2)

EN 1992-1-1, 3.1.4 (4)

maßgebender Querschnitt

$N_{p0}, M_{p0}$  s. Tab. 1.21

$M_{Gk,1}$  s. Tab. 1.12

$A_c, W_{cy}$  s. Tab. 1.1

$r_{\text{sup}}$  s. Abschn. 3.1.2

EN 1992-1-1, 3.1.2 (6), Gl. (3.1)

EN 1992-1-1, 3.1.2 (6), Gl. (3.2)

$\exp\{\}$  ist identisch mit  $e^{\{\}}$

woraus sich

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} && \text{EN 1992-1-1, 3.1.2 (5)} \\ &= 46,32 - 8 = 38,32 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ergibt.

Da die Spannungsbegrenzung für ein lineares Kriechen

$$\begin{aligned} \sigma_c(t_0) &< 0,45 f_{ck}(t_0) && (1.116) \quad \text{EN 1992-1-1, 3.1.4 (2)} \\ &= 0,45 \cdot 38,32 = 17,24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

wegen

$$\begin{aligned} \sigma_{c,\text{vorh}}(t_0) &= |-23,90| \text{ N/mm}^2 \\ &> \sigma_{c,\text{lim}}(t_0) = 17,24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

nicht eingehalten wird, ist die Nicht-Linearität des Kriechens zu berücksichtigen. In diesem Fall ist die nicht-lineare rechnerische Kriechzahl mit

$$\begin{aligned} \varphi_{nl}(\infty, t_0) &= \varphi(\infty, t_0) \exp \{1,5 (k_\sigma - 0,45)\} && (1.117) \quad \text{EN 1992-1-1, 3.1.4 (4), Gl. (3.7)} \\ &= \varphi(\infty, t_0) \exp \{1,5 (0,624 - 0,45)\} \\ &= \varphi(\infty, t_0) \cdot 1,298 \end{aligned}$$

für das Spannungs-Festigkeitsverhältnis

$$\begin{aligned} k_\sigma &= \sigma_c(t_0) / f_{ck}(t_0) && (1.117a) \quad \sigma_c(t_0) \text{ Absolutbetrag} \\ &= 23,90 / 38,32 = 0,624 \end{aligned}$$

zu ermitteln.

Mit dem Beiwert

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 && \text{EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1),} \\ &(\text{für } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2) && \text{Gl. (B.8b) (mit } RH \text{ in \% und } h_0 \text{ in mm)} \\ &= 1,5 [1 + (0,012 \cdot 70)^{18}] 460 + 250 \cdot 0,813 = 923 \\ &< 1500 \cdot 0,813 = 1220 \end{aligned} \quad (1.118)$$

zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke, mit Hilfe des Beiwerts

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{35}{53} \right]^{0,5} = 0,813 \quad (1.109c) \quad \text{EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.8c)}$$

zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit und mit dem Beiwert

$$\begin{aligned} \beta_c(t, t_0) &= \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} && (1.119) \quad \text{EN 1992-1-1, Anhang B, B.1, Gl. (B.7) mit} \\ &= \left[ \frac{t - 10}{923 + t - 10} \right]^{0,3} && \begin{array}{l} t \quad \text{Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt in} \\ \quad \text{Tagen} \\ t_0 \quad \text{tatsächliches Betonalter bei Belastungs-} \\ \quad \text{beginn in Tagen} \\ t - t_0 \quad \text{nicht angepasste Belastungsdauer in} \\ \quad \text{Tagen} \end{array} \end{aligned}$$



zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn lässt sich die Kriechzahl zum jeweils betrachteten Zeitpunkt wie folgt bestimmen:

$$\begin{aligned}\varphi(t, t_0) &= \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) & (1.120) \\ &= 1,507 \cdot \beta_c(t, t_0)\end{aligned}$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (1), Gl. (B.1)

und somit

$$\begin{aligned}\varphi_{nl}(t, t_0) &= \varphi(t, t_0) \cdot 1,298 & \text{Gl. (1.117)} \\ &= 1,507 \cdot \beta_c(t, t_0) \cdot 1,298 \\ &= 1,956 \cdot \beta_c(t, t_0)\end{aligned}$$

Damit ergibt sich zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe mit dem Beiwert

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{120 - 10}{923 + 120 - 10} \right]^{0,3} = 0,511 \quad \text{Gl. (1.119)}$$

die nicht-lineare Kriechzahl

$$\varphi_{nl}(t_1, t_0) = 1,956 \cdot 0,511 = 1,000 \quad \text{Gl. (1.117)}$$

Entsprechend berechnet sich zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nach angenommenem Abschluss der zeitabhängigen Verformungen mit dem Beiwert

Für  $t = \infty$  wird ein Alter von 70 Jahren angenommen, s. EN 1992-1-1, Anhang B, B.1 (3) und EN 1992-2/NA, NCI zu EN 1992-1-1, Bild 3.1

$$\beta_c(\infty, t_0) = \left[ \frac{25200 - 10}{923 + 25200 - 10} \right]^{0,3} = 0,989 \quad \text{Gl. (1.119)}$$

die nicht-lineare Endkriechzahl

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = 1,956 \cdot 0,989 = 1,934 \quad \text{Gl. (1.117)}$$

### Schwinden

EN 1992-1-1, 3.1.4 (6) und Anhang B sowie EN 1992-1-1/NA, NCI zu 3.1.4 (6)

Die Schwinddehnung eines Betonbauteils setzt sich aus der Summe der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung zusammen:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (1.121)$$

EN 1992-1-1, 3.1.4 (6), Gl. (3.8)

mit

$$\varepsilon_{cd}(t) = \gamma_{it} \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (1.122)$$

EN 1992-1-1, 3.1.4 (6), Gl. (3.9) und EN 1992-2/NA, NCI zu 3.1.4 (6)

für die zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung und

$\gamma_{it}$  s. EN 1992-2, Anhang B, Gl. (B.128) und Tab. B.101

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (1.123)$$

EN 1992-1-1, 3.1.3 (6), Gl. (3.11)

entsprechend für die autogene Schwinddehnung.

Im Einzelnen werden die Komponenten der Schwinddehnung wie folgt ermittelt:

- Trocknungsschwinddehnung:

Mit den Eingangswerten

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) \right. \\ &\quad \left. \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} \quad (1.124) \\ &= 0,85 [220 + 110 \cdot 6] \\ &\quad \exp(-0,11 \cdot 53/10) 10^{-6} \cdot (-1,018) \\ &= -425,0 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.2 (1), Gl. (B.11) mit den Betonfestigkeitswerten  
 $f_{cm} = 45 + 8 = 53 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$   
sowie den Beiwerten für Zemente der Klasse R  
 $\alpha_{ds1} = 6$   
 $\alpha_{ds2} = 0,11$   
zur Berücksichtigung der Zementart  
Nach EN 1992-2/NA, NCI zu Anhang B,  
Tab. NA.B.3 ergibt sich:  
 $\varepsilon_{cd,0} = -0,43\%$

für den Grundwert des Trocknungsschwindens und

$$\begin{aligned} \beta_{RH} &= -1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (1.125) \\ &= -1,55 \left[ 1 - \left( \frac{70}{100} \right)^3 \right] = -1,018 \end{aligned}$$

EN 1992-1-1, Anhang B, B.2 (1), Gl. (B.12) mit  
 $RH_0 = 100\%$

$RH = 70\%$ , s. Abschn. 2.2

für den Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte auf den Grundwert sowie

$$\begin{aligned} \beta_{ds}(t, t_s) &= \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 (h_0)^{3/2}} \quad (1.126) \\ &= \frac{t - t_s}{t - t_s + 395} \end{aligned}$$

EN 1992-1-1, 3.1.4 (6), Gl. (3.10) mit  
 $t$  Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt  
 $t_s$  Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens  
 $h_0 = 460 \text{ mm}$

für die Zeitfunktion und

$$k_h = 0,70 + (0,75 - 0,70) \frac{500 - 460}{500 - 300} = 0,71$$

EN 1992-1-1, 3.1.4 (6),  
Tab. 3.3 (für  $h_0 = 460 \text{ mm}$ )

für den von der wirksamen Bauteildicke  $h_0$  abhängigen Koeffizienten.

Damit ergibt sich für die Trocknungsschwinddehnung

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd}(t_1, t_s) &= 1,0 \cdot 0,218 \cdot 0,71 \cdot (-425,0) \cdot 10^{-6} \\ &= -65,8 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Gl. (1.122) mit  
 $\gamma_t \approx 1,0$

mit

$$\beta_{ds}(t_1, t_s) = \frac{120 - 10}{120 - 10 + 395} = 0,218$$

Gl. (1.126)  
 $t_1 = 4 \text{ Monate}$

zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe sowie

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cd}(\infty, t_s) &= \gamma_{1t} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} & (1.127) & \text{EN 1992-1-1, 3.1.4 (6) und} \\ &= 1,0 \cdot 0,71 \cdot (-425,0) \cdot 10^{-6} & & \text{EN 1992-2/NA, NCI zu 3.1.4 (6) mit} \\ &= -301,8 \cdot 10^{-6} & & \gamma_{1t} \approx 1,0 \text{ s. Gl. (1.122)}\end{aligned}$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$  für den Endwert.

- Autogene Schwinddehnung:

Mit den Eingangswerten

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (1.128) \quad \text{EN 1992-1-1, 3.1.4 (6), Gl. (3.13)}$$

für die Zeitfunktion und

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(\infty) &= -2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} & (1.129) & \text{EN 1992-1-1, 3.1.4 (6), Gl. (3.12)} \\ &= -2,5 (45 - 10) \cdot 10^{-6} & & f_{ck} \text{ in [N/mm}^2\text{]} \\ &= -87,5 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

für den Grundwert des Schrumpfens ergibt sich

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(t_1) &= 0,888 (-87,5) \cdot 10^{-6} & \text{Gl. (1.123)} \\ &= -77,7 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

mit

$$\begin{aligned}\beta_{as}(t_1) &= 1 - \exp(-0,2 \cdot 120^{0,5}) & \text{Gl. (1.128)} \\ &= 1 - 0,112 = 0,888 & t_1 = 4 \text{ Monate} = 120 \text{ Tage}\end{aligned}$$

zum Zeitpunkt  $t_1$  sowie

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -87,5 \cdot 10^{-6} \quad \text{Gl. (1.129)}$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$ .

Damit erhält man für die Schwinddehnung

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs}(t_1, t_s) &= -(65,8 + 77,7) \cdot 10^{-6} & \text{Gl. (1.121)} \\ &= -143,5 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe sowie

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs}(\infty, t_s) &= -(301,8 + 87,5) \cdot 10^{-6} & \text{Gl. (1.121)} \\ &= -389,3 \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$  für den Endwert.

### Spannungsabfall

Wegen des günstigen Einflusses der ständigen Einwirkungen  $G_{k,2}$  auf den Spannungsabfall infolge zeitabhängiger Verformungen wird  $G_{k,2}$  erst zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe wirkend angenommen. Die Berücksichtigung der zeitlichen Belastungsänderung zur Berechnung des Spannungsabfalls für den Zeitraum von  $t = t_1$  bis  $t = \infty$  erfolgt mit Hilfe der Restkriechzahl

Abschn. 3.1.1

$$\begin{aligned}\varphi(\infty, t_1) &= \varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0) & (1.130) \\ &= 1,934 - 1,000 = 0,934\end{aligned}$$

durch Einführung einer abgeminderten mittleren ständigen Einwirkung  $G'_{k,2}$

$$G'_{k,2} = G_{k,2} \frac{\varphi(\infty, t_1)}{\varphi(\infty, t_0)} = 45,60 \frac{0,934}{1,934} = 22,03 \text{ kN/m}$$

Damit ergeben sich die für die Kriechberechnung einzuführenden Schnittgrößen:

$$M'_{Gk,2} = \frac{G'_{k,2}}{G_{k,2}} M_{Gk,2} = \frac{22,03}{51,10} M_{Gk,2} = 0,43 M_{Gk,2}$$

Die Berechnung des Spannungsabfalls zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe erfolgt für sämtliche Schnitte näherungsweise mit dem Verhältniswert

$$\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r,t1}}{\Delta\sigma_{p,c+s+r,\infty}}$$

des ungünstigsten Schnittes in Feldmitte.

Für die Ermittlung des Spannungsabfalls im Spannglied infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation gilt allgemein:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left[ 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right] \left[ 1 + \chi \varphi(t, t_0) \right]} \quad (1.131a)$$

EN 1992-1-1, 5.10.6 (2), Gl. (5.46) (vereinfachtes Verfahren), s. auch EN 1992-2/NA, NCI zu 5.10.6 (2) sowie [80], 7.2 und [58], 2.3

Üblicherweise darf der Relaxationskennwert  $\chi$  zu 0,8 angenommen werden, vgl. auch [80, 85, 92, 109, 117, 119].

$$= \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \varphi(t, t_0) \frac{1}{L_s} \int_s \sigma_{c,QP} ds}{1 - \alpha_p \frac{1 + 0,8 \varphi(t, t_0)}{\sigma_{pm0}} \frac{1}{L_s} \int_s \sigma_{cp, pm0} ds} \quad (1.131b)$$

Hierbei bedeuten:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$  Absoluter Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern aus Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle  $x$  bis zum Zeitpunkt  $t$

$\varepsilon_{cs}$  Absoluter Wert der Schwinddehnung des Betons bis zum Zeitpunkt  $t$  Gl. (1.121)

$E_p$  Elastizitätsmodul des Spannstahls Abschn. 2.3.3

$E_{cm}$  Elastizitätsmodul des Betons Abschn. 2.3.1

$\alpha_p$	Verhältnis der Elastizitätsmodule des Spannstahls und des Betons	
	$\alpha_p = E_p / E_{cm} \quad (1.132)$	$\alpha_p = 205000/36000 = 5,69$ s. Abschn. 2.33 und 2.31
$\Delta\sigma_{pr}$	Absoluter Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle $x$ zum Zeitpunkt $t$ infolge Relaxation des Spannstahls für eine Spannung $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ , infolge anfänglicher Spannstahlspannung aus der Vorspannung und den quasi-ständigen Einwirkungen:	EN 1992-1-1, 3.3.2(7), Gl. (3.29) (Klasse 2) mit $\sigma_{pm0}$ Spannung im Spannstahl unmittelbar nach dem Spannen oder der Krafteinleitung zum Zeitpunkt $t_0$ $Q_{1000}$ Wert des Relaxationsverlustes (in %) 1000 Stunden nach dem Anspannen für eine Durchschnittstemperatur von 20 °C $t$ Zeit nach dem Anspannen (in Stunden) $\mu$ Verhältnis der Spannung $\sigma_{pm0}$ zum charakteristischen Wert $f_{pk}$ der Zugfestigkeit des Spannstahls, somit:
	$\Delta\sigma_{pr} = \left[ 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right] \sigma_{pm0} \quad (1.133)$	$\sigma_{pm0} = 1317 \text{ N/mm}^2$ s. Tab. 1.21 $Q_{1000} = 2,5\%$ s. Abschn. 2.3.3 $t_1 = 4 \cdot 30 \cdot 24 = 2880 \text{ h}$ $t_\infty = 500000 \text{ h}$ s. Zulassung $\mu = 1317/1770 = 0,744$ s. Abschn. 2.3.3 (Für die Relaxation gelten die Festlegungen der Zulassung, s. EN 1992-2/NA, NCI zu 3.3.2 (4) P)
$\varphi(t, t_0)$	Kriechbeiwert zum Zeitpunkt $t$ bei einer Erstbelastung zum Zeitpunkt $t_0$	$\varphi_{nl}(t_1, t_0) = 1,000$ ; $\varphi_{nl}(\infty, \tau_0) = 1,934$ s. Abschn. 4.6.6, Gl. (1.117)
$\sigma_{c,QP}$	Betonspannung in Höhe der Spannglieder aus Eigengewicht und anfänglicher Spannstahlspannung sowie gegebenenfalls weiterer Anteile aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination $E(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$	s. Tab. 1.21 (mit $\psi_2 = 0$ , auf der sicheren Seite liegend)
$A_p$	Querschnittsfläche sämtlicher Spannglieder an der Stelle $x$	$A_p = 0,111 \text{ m}^2$ , s. Abschn. 4.6.1
$A_c$	Betonquerschnittsfläche	s. Tab. 1.1 bzw. 1.23
$I_c$	Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts	s. Tab. 1.1 bzw. 1.23
$z_{cp}$	Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und den Spanngliedern	s. Tab. 1.20 und 1.23
$\chi$	Relaxationskennwert	$\chi = 0,8$ , s. Abschn. 4.6.6, Erl. zu Gl. (1.131a)
$\sigma_{pm0}$	Mittlere anfängliche Spannstahlspannung zum Zeitpunkt $t_0$	$\sigma_{pm0} = 1317 \text{ N/mm}^2$ , s. Tab. 1.21 bzw. 1.23
$\sigma_{cp,pm0}$	Betonspannung in Höhe Spanngliedachse infolge Vorspannung zum Zeitpunkt $t_0$	s. Tab. 1.23
$L_s$	Spanngliedlänge	$L_s = 80,80 \text{ m}$ , s. Bild 1.16

Druckspannungen sind in den Gleichungen (1.131a) und (1.131b) negativ einzusetzen.

Die Ermittlung des Spannungsabfalls zum Zeitpunkt  $t = \infty$  erfolgt mit Hilfe der Ausgangswerte in Tabelle 1.23.

**Tabelle 1.23**

Ausgangswerte zur Ermittlung des Spannungsabfalls im Spannstahl infolge Kriechen und Schwinden des Betons sowie infolge Relaxation des Spannstahls zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$x$	-0,4	0	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	
$\varepsilon_{cs} E_p^{1)}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-79,81	-79,81	-79,81	-79,81	-79,81	-79,81	-79,81	-79,81	Abschn. 2.3.3 u. 4.6.6
$\varphi$ [-]	1,934	1,934	1,934	1,934	1,934	1,934	1,934	1,934	Abschn. 4.6.6
$\alpha_p^{2)}$ [-]	5,69	5,69	5,69	5,69	5,69	5,69	5,69	5,69	Abschn. 2.3.1 u. 2.3.3
$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	12,85	12,85	12,85	9,94	9,94	9,94	9,94	9,94	Tab. 1.1
$I_c$ [m <sup>4</sup> ]	28,93	28,93	28,93	22,41	22,41	22,41	22,41	22,41	Tab. 1.1
$z_{cp}$ [m]	0,252	0,275	0,299	0,842	1,309	1,776	1,776	1,776	Tab. 1.20
$W_{cp}$ [m <sup>3</sup> ]	114,80	105,20	96,76	26,62	17,12	12,62	12,62	12,62	$W_{cp} = I_c / z_{cp}$
$N_{cp}$ [MN]	-145,895	-145,895	-145,895	-145,895	-145,895	-146,187	-146,187	-146,187	Tab. 1.21
$M_{cp}$ [MNm]	-36,766	-40,121	-43,623	-122,844	-190,977	-259,628	-259,628	-259,628	Tab. 1.21
$M'_{g1}$ [MNm]	0	-0,050	3,922	72,791	129,778	170,861	194,717	202,669	Tab. 1.12
$M'_{g2}$ [MNm]	0	-0,004	0,341	6,319	11,241	14,757	16,866	17,569	$M'_{g2} = 0,43 M_{g2}$
$\sigma_{pm0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	1317,0	Tab. 1.21 u. Bild 1.16
$\sigma_{cp,pm0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-11,67	-11,74	-11,80	-19,29	-25,83	-35,28	-35,28	-35,28	$\sigma_{cp,pm0} = N_{cp}/A_c + M_{cp}/W_{cp}$
$\sigma_{cp,g1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0,04	2,73	7,58	13,54	15,43	16,06	$\sigma_{cp,g1} = M'_{g1}/W_{cp}$
$\sigma_{cp,g2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0,01	0,24	0,66	1,17	1,34	1,39	$\sigma_{cp,g2} = M'_{g2}/W_{cp}$
$\sigma_{cp,pm0+g}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-11,67	-11,74	-11,75	-16,32	-17,59	-20,57	-18,51	-17,83	$g = g_1 + g_2$

$$1) \quad \varepsilon_{cs} E_p = -389,3 \cdot 10^{-6} \cdot 205000 = -79,81 \text{ N/mm}^2$$

$$2) \quad \alpha_p = 205000 / 36000 = 5,69$$

Die Auswertung der Integrale in Gleichung (1.131b) erfolgt numerisch mit Hilfe der Simpson'schen Regel und ergibt im Einzelnen: Gl. (1.104)

$$\int_s \sigma_{cp,pm0} ds = \frac{2 \cdot 8,00}{3} [-11,74 + 4(-19,29 - 35,28) + 2(-25,83 - 2 \cdot 35,28)] + 2(-11,71)0,40 = -2264,30 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m}$$

zur Verringerung des Rechenaufwands wird jeweils die halbe Spannliedlänge eingesetzt

und somit

$$\frac{1}{L_s} \int_s \sigma_{cp,pm0} ds = \frac{-2264,30}{80,80} = -28,02 \text{ N/mm}^2$$

sowie

$$\int_s \sigma_{cp,pm0+g} ds = \frac{2 \cdot 8,00}{3} [-11,74 + 4(-16,32 - 20,57) + 2(-17,59 - 18,51 - 17,83)] + 2(-11,71)0,40 = -1434,22 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m}$$

und somit

$$\frac{1}{L_s} \int_s \sigma_{cp,pm0+g} ds = \frac{-1434,22}{80,80} = -17,75 \text{ N/mm}^2$$

Für die Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation zum Zeitpunkt  $t = \infty$  errechnet sich mit Hilfe der Gleichung (1.133):

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{pr,t\infty} &= -\left[0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,744} \cdot 500^{0,75(1-0,744)} \cdot 10^{-5}\right] 1317,0 \\ &= -62,46 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Mit diesen Ausgangswerten ergibt sich nach Gleichung (1.131b)

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,c+s+r,t\infty} &= \frac{-79,81 + 0,8(-62,46) + 5,69 \cdot 1,934(-17,75)}{1 - 5,69 \frac{-28,02}{1317,0}(1 + 0,8 \cdot 1,934)} \\ &= -248,5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

für den zeitabhängigen Spannungsabfall im Spannglied zum Zeitpunkt  $t = \infty$ .

### Schnittgrößen

Für die Ermittlung der Schnittgrößen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt  $t$  gilt allgemein:

$$\begin{aligned}N_{c,c+s+r,t} &= -\Delta\sigma_{p,c+s+r,t} A_p \cos \psi_p \\ &= -\Delta P_{c+s+r,t} \cos \psi_p\end{aligned}\quad (1.134)$$

$$\begin{aligned}V_{c,c+s+r,t} &= -\Delta P_{c+s+r,t} \sin \psi_p \\ &= N_{c,c+s+r,t} \tan \psi_p\end{aligned}\quad (1.135)$$

$$\begin{aligned}M_{c,c+s+r,t} &= -\Delta P_{c,c+s+r,t} \cos \psi_p z_{cp} \\ &= N_{c,c+s+r,t} z_{cp}\end{aligned}\quad (1.136)$$

Die Auswertung der Schnittgrößen infolge zeitabhängiger Spannkraftverluste zum Zeitpunkt  $t = \infty$  erfolgt in Tabelle 1.24.

**Tabelle 1.24**

Schnittgrößen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt  $t = \infty$

$x$	[m]	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0
$\Delta\sigma_{c,c+s+r,t\infty}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-248,5	-248,5	-248,5	-248,5	-248,5	-248,5
$\cos \psi_p$	[-]	0,998	0,998	0,998	1,000	1,000	1,000
$\tan \psi_p$	[-]	0,058	0,058	0,058	0	0	0
$z_{cp}$	[m]	0,299	0,842	1,309	1,776	1,776	1,776
$N_{cp,c+s+r,t\infty}$	[MN]	27,528	27,528	27,528	27,584	27,584	27,584
$V_{cp,c+s+r,t\infty}$	[MN]	1,597	1,597	1,597	0	0	0
$M_{cp,c+s+r,t\infty}$	[MNm]	8,231	23,179	36,034	48,989	48,989	48,989

Tab. 1.21

Tab. 1.21

Tab. 1.20

Abschn. 4.6.1:

$A_p = 0,111 \text{ m}^2$

Die Schnittgrößen infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt  $t_1$  der Verkehrsübergabe ergeben sich mit

$$\Delta\sigma_{pr,t1} = - [0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{6,770} \cdot 1,28^{0,192} \cdot 10^{-5}] 1317,0 \quad \text{In Gl. (1.133) ändert sich gegenüber } t_\infty \text{ nur } t$$

$$= -19,85 \text{ N/mm}^2$$

für die Spannungsänderung infolge Relaxation zu

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t1} = \frac{-29,42 + 0,8(-19,85) + 5,69 \cdot 1,000(-17,75)}{1 - 5,69 \frac{-28,02}{1317,0} (1 + 0,8 \cdot 1,000)}$$

$$= -120,1 \text{ N/mm}^2$$

$\varepsilon_{cs}(t_1, t_s) E_p = -143,5 \cdot 10^{-6} \cdot 205000$   
 $= -29,42 \text{ N/mm}^2$   
 $\varphi_{nl}(t_1, t_0) = 0,886$ , s. Abschn. 4.6.6

nach Gleichung (1.131b). Mit dem Verhältnis

$$\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r,t1}}{\Delta\sigma_{p,c+s+r,t\infty}} = \frac{-120,1}{-248,5} = 0,483$$

ermitteln sich die Schnittgrößen infolge zeitabhängiger Spannkraftverluste zum Zeitpunkt  $t_1$  aus den 0,483fachen Schnittgrößen zum Zeitpunkt  $t_\infty$ .

#### 4.7 Schnittgrößen infolge Temperaturunterschieds

Charakteristische Werte der Einwirkungen s. Abschn. 3.1.3.5

Mit den Ausführungen in Abschnitt 4.6.5 ergibt sich für das Belastungsglied infolge Temperaturunterschieds

$$\delta_{1,\Delta T} \cdot 10^6 = -10 \cdot 10^{-6} \cdot 15 \cdot 80,80 \cdot 10^6$$

$$= -12120 \text{ m}$$

Gl. (1.102)  
 Minuszeichen bedeutet: Betonüberbau kälter als Spannglied

und somit für die Spanngliedkraft

$$P_{\Delta T} = \frac{-12120}{4469,255} = -2,712 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.103c)}$$

mit der Spannstahlspannung

$$\sigma_{p,\Delta T} = \frac{-2,712}{0,111} = -24,43 \text{ N/mm}^2 \quad A_p \quad \text{s. Abschn. 4.6.1}$$

Die Auswertung erfolgt in Tabelle 1.25.

**Tabelle 1.25**

Schnittgrößen infolge des charakteristischen Wertes des Temperaturunterschieds von  $\Delta T = 15 \text{ K}$  zwischen Betonüberbau und Spannglied

x	[m]	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	
$\sigma_{p,\Delta T}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-24,43	-24,43	-24,43	-24,43	-24,43	-24,43	
$\cos \psi_p$	[-]	0,998	0,998	0,998	1,000	1,000	1,000	Tab. 1.21
$\tan \psi_p$	[-]	0,058	0,058	0,058	0	0	0	Tab. 1.21
$z_{ep}$	[m]	0,299	0,842	1,309	1,776	1,776	1,776	Tab. 1.20
$N_{c,\Delta T}$	[MN]	2,708	2,708	2,708	2,713	2,713	2,713	Gl. (1.134)
$V_{c,\Delta T}$	[MN]	0,154	0,154	0,154	0	0	0	Gl. (1.135)
$M_{c,\Delta T}$	[MNm]	0,809	2,278	3,542	4,817	4,817	4,817	Gl. (1.136)



### 4.8 Nutzlasten im Bauzustand

In Anlehnung an die Ermittlung der Verkehrslasten ergibt sich:

$$M_{Q_{ca,k}} = q_{ca,k} \frac{x x'}{2}$$

$$V_{Q_{ca,k}} = q_{ca,k} \left( \frac{l}{2} - x \right)$$

Charakteristische Werte der Einwirkungen  
s. Abschn. 3.1.3.8  
s. Abschn. 4.3.1

Gl. (1.55):  $q_{ca,k} \equiv q$

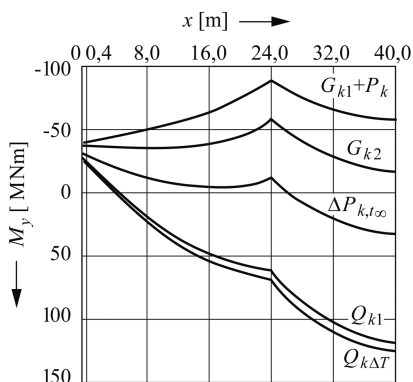
Gl. (1.56):  $q_{ca,k} \equiv q$

Die Auswertung erfolgt jeweils in Zusammenhang mit der Bemessung im Bauzustand.

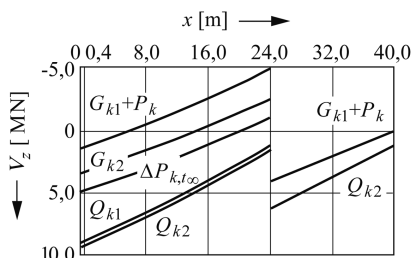
Wegen der seltenen Anwendung wird auf eine tabellarische Auswertung verzichtet.

### 4.9 Darstellung der Schnittgrößen

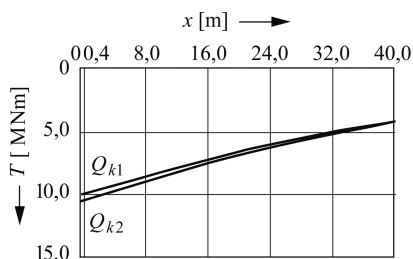
Orientierung der Schnittgrößen [114]:



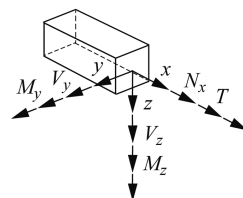
a) Biegemoment  $M_y$  in Vertikalrichtung



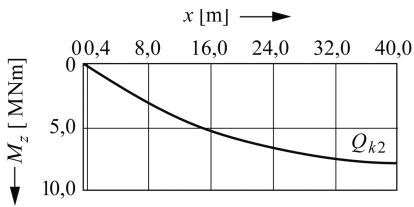
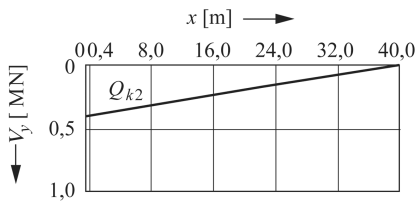
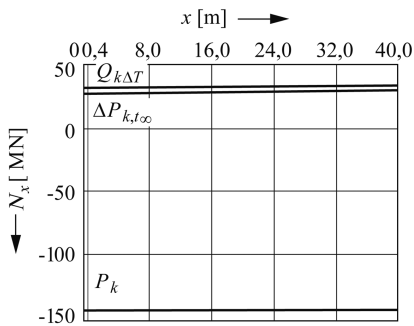
b) Querkraft  $V_z$  in Vertikalrichtung



c) Torsionsmoment  $T$



- Charakteristische Werte:
- $G_{k,1}$  Konstruktionseigenlast
  - $G_{k,2}$  Sonstige Eigenlasten
  - $P_k$  Vorspannung
  - $\Delta P_{k,t=\infty}$  Kriechen, Schwinden und Relaxation
  - $Q_{k,1}$  Verkehrslast Lastmodell 1 (jeweiliger Maximalwert)
  - $Q_{k,2}$  Windlast
  - $Q_{k,\Delta T}$  Temperaturunterschied

d) Biegemoment  $M_z$  in Horizontalrichtunge) Querkraft  $V_y$  in Horizontalrichtungf) Normalkraft  $N_x$ **Bild 1.18**

Schnittgrößen infolge der charakteristischen Werte der Einwirkungen

## 5 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

### 5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft

#### 5.1.1 Belastungszustände und Bemessungsschnitte

Die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) erfolgen für den Betriebszustand zum Zeitpunkt  $t_\infty$  in den Zehntelpunkten sowie für den Bauzustand in den ungünstigsten Schnitten in Feldmitte und an der Umlenkstelle.

Aus Vergleichsgründen mit dem entsprechenden Beispiel für die Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 [39] wird

EN 1990, 3.3 und Anhang A2, A.2.3 sowie EN 1990/NA, 3.3,  
EN 1992-1-1, 6 und EN 1992-1-1/NA, 6 sowie EN 1992-2, 6 und EN 1992-2/NA, 6,  
s. auch Anhang A, Tab. A.1

EN 1992-1-1, 6.1 und EN 1992-1-1/NA, 6.1  
sowie EN 1992-2, 6.1 und EN 1992-2/NA, 6.1,  
s. auch [60], 2 und [119], 4.1

Der Einfluss der Horizontalbiegung wird wegen Geringfügigkeit vernachlässigt.

EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.8 (2): Bei Betonbrücken mit verbundlosen internen oder externen Spanngliedern darf nur mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde ein Spannungszuwachs berücksichtigt werden.

die Berechnung unter Mitwirkung des Betonstahls, der Mindestbewehrung und, soweit notwendig, der statisch erforderlichen Zulagebewehrung geführt. Die zahlenmäßige Durchführung für die Nachweise im Betriebszustand beschränkt sich auf den ungünstigsten Schnitt in Feldmitte. Die Nachweise in den übrigen Zehntelpunkten erfolgen tabellarisch.

### 5.1.2 Schnittgrößen im Betriebs- und Bauzustand

Die Schnittgrößenermittlung und Bemessung wird wie für einen reinen Stahlbetonquerschnitt (ohne Spannstahlbewehrung) geführt, in welchem die Vorspannkraft als äußere Einwirkung (gedachte Spannbettkraft) angesetzt wird. Die Schnittgrößen werden bei ungünstiger Auswirkung (vorgeführte Zugzone) auf die Schwerachse der Betonstahlzugbewehrung und bei günstiger Auswirkung (vorgeführte Zugzone als Druckzone) auf die Betonstahldruckbewehrung bezogen.

[81], 2.2.2 und 2.2.3

Die Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen für die ständigen und veränderlichen Einwirkungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit erfolgt in Tabelle 1.26, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte Tabelle 1.8 und die Kombinationsbeiwerte Tabelle 1.7 entnommen werden. Die Ermittlung der Vorspannkraft (Spannbettkraft) wird jeweils im Zuge der Bemessung vorgenommen.

einwirkende Schnittgrößen  $E_d$  (aufzunehmende Schnittgrößen)

Für die Berechnung gelten folgende Beziehungen:

- Bemessungswerte im Betriebszustand

$$M_{Ed,max} = \gamma_{G,sup} (M_{Gk,1} + M_{Gk,2}) + \gamma_{Qk,1} M_{Qk,1} + \gamma_{Q,\Delta T} \psi_{0,\Delta T} M_{Q,\Delta T} \quad (1.137) \quad \text{ungünstige Auswirkung}$$

$$N_{Ed,max} = \gamma_{Q,\Delta T} \psi_{0,\Delta T} N_{Qk,\Delta T} \quad (1.138)$$

bzw.

$$M_{Ed,min} = \gamma_{G,inf} (M_{Gk,1} + M_{Gk,2}) - \gamma_{Q,\Delta T} M_{Qk,\Delta T} \quad (1.139) \quad \text{günstige Auswirkung}$$

$$N_{Ed,min} = -\gamma_{Q,\Delta T} N_{Qk,\Delta T} \quad (1.140)$$

- Bemessungswerte im Bauzustand

$$M_{Ed,max} = \gamma_{G,sup} M_{Gk,1} + \gamma_{Qca} M_{Qca,k} \quad (1.141) \quad \text{ungünstige Auswirkung}$$

$$M_{Ed,min} = \gamma_{G,inf} M_{Gk,1} \quad (1.142) \quad \text{günstige Auswirkung}$$

Zwang infolge Temperaturunterschieds braucht nicht berücksichtigt zu werden.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Biegezugbewehrung ist die Einwirkungskombination im Betriebszustand in ungünstiger Auswirkung maßgebend, während für den Nachweis der vorgeführten Zugzone gegen Druckbruch die Einwirkungskombination im Bauzustand in günstiger

aufnehmbare Schnittgrößen  $R_d$  (Bauteilwiderstände)

Nachweis zum Zeitpunkt  $t_{\infty}$

Nachweis zum Zeitpunkt  $t_0$

Auswirkung anzusetzen ist. Die übrigen Einwirkungskombinationen werden zu Demonstrationszwecken sowie zu Vergleichszwecken mit dem Bemessungsbeispiel nach DIN-Fachbericht 102 in [98] benötigt.

Die Umrechnung der Bemessungsschnittgrößen auf die jeweiligen Bezugsachsen wird im Zuge der entsprechenden Nachweise vorgenommen.

**Tabelle 1.26**

Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen infolge ständiger und veränderlicher Einwirkungen im Betriebs- und Bauzustand für die Nachweise infolge Biegung mit Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit

x	[m]	0,4	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0
Charakteristische Werte für die Schnittgrößen							
$M_{Gk,1}$	[MNm]	3,922	72,791	129,778	170,861	194,717	202,669
$M_{Gk,2}$	[MNm]	0,793	14,696	26,143	34,319	39,224	40,859
$M_{Qk,1}$	[MNm]	1,692	30,600	54,384	71,352	81,504	84,840
$M_{Qk,\Delta T}$	[MNm]	0,809	2,278	3,542	4,817	4,817	4,817
$N_{Qk,\Delta T}$	[MN]	2,708	2,708	2,708	2,713	2,713	2,713
$M_{Qca,k}$	[MNm]	0,569	10,296	18,304	24,024	27,456	28,600
Bemessungswerte für die Schnittgrößen im Betriebszustand							
$M_{Ed,max}$	[MNm]	9,378	161,468	287,100	377,654	430,186	447,632
$N_{Ed,max}$	[MN]	2,437	2,437	2,437	2,442	2,442	2,442
$M_{Ed,min}$	[MNm]	3,285	85,437	152,733	200,843	229,606	239,193
$N_{Ed,min}$	[MN]	-4,062	-4,062	-4,062	-4,070	-4,070	-4,070
Bemessungswerte für die Schnittgrößen im Bauzustand							
$M_{Ed,max}$	[MNm]	6,148	113,712	202,656	266,698	304,052	316,503
$M_{Ed,min}$	[MNm]	3,922	72,791	129,778	170,861	194,717	202,669

## 5.1.3 Nachweis im Betriebszustand

### 5.1.3.1 Bemessung in Feldmitte

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt mit Hilfe des Dehnungsdiagramms in Bild 1.19, das nach folgenden Kriterien festgelegt wird:

- Am oberen Querschnittsrand wird die dem Betrag nach maximale Betonstauchung ausgenutzt.
- Die Dehnung in der Schwerlinie der Betonstahlzugbewehrung wird nach der Bedingung ermittelt, dass sich für die Aufnahme der Betondruckkraft die geringstmögliche Druckzonenhöhe einstellt, um einen größtmöglichen Hebelarm der externen Spannglieder zu erzielen.
- Für die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons wird in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe ein Parabel-Rechteck-Diagramm oder ein bilineares Diagramm angenommen.

Bezugsachsen: Schwerlinie der Zugkräfte der Betonstahlbewehrung (Nutzhöhe)

Ermittlung der Vorspannkraft (Spannbettkraft) s. Abschn. 5.1.3 und 5.1.4

Horizontalbiegung infolge  $Q_{k,2}$  wegen Geringfügigkeit vernachlässigt

Tab. 1.12

Tab. 1.12

Tab. 1.13

Tab. 1.25

Tab. 1.25

Abschn. 3.1.3.8 und 4.8

Gl. (1.137)  $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ;  $\gamma_{Qk,1} = 1,35$ ;

Gl. (1.138)  $\gamma_{q,\Delta T} = 1,50$ ;  $\psi_{0,\Delta T} = 0,60$

Gl. (1.139)  $\gamma_{G,inf} = 1,00$

Gl. (1.140)

Gl. (1.141)  $\gamma_{Q,ca} = 1,50$

Gl. (1.142)

Der Begriff „Bemessung“ umfasst im weitesten Sinne die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die konstruktiven Regeln der Bewehrungsführung. Im engeren Sinn wird der Begriff jedoch allgemein für die Querschnittsbemessung verwendet, s. auch [60], 2.1.

EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1 sowie Bilder 3.3 und 3.4:

$$\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = 3,5\text{‰}$$

Zweck der Anhebung der Betonfestigkeitsklasse auf C45/55

Festlegung erfolgt im Rahmen der Ermittlung der Biegedruckkraft des Betons für die Querschnittsbemessung s. EN 1992-1-1, 3.1.7 (1) und (2) sowie Bilder 3.3 und 3.4

Da der nach den Erfordernissen der Gebrauchstauglichkeit dimensionierte Spannstahlquerschnitt für den Nachweis der Tragfähigkeit, auch unter Anrechnung der Mindestbetonstahlbewehrung, nicht ausreicht, wird die Betonstahlbewehrung in der Biegezugzone auf 10  $\varnothing 25/m$  im Gurt unten, auf 10  $\varnothing 20/m$  im Gurt oben und auf 8  $\varnothing 25/m$  im Steg sowie in der Biegedruckzone oben auf 5  $\varnothing 16/m$  angehoben. Um die Berechnung wie für einen Querschnitt ohne Druckbewehrung durchzuführen, wird diese Druckkraft bei den äußeren Schnittgrößen in entgegengesetzter Richtung berücksichtigt. Damit ergibt sich (Bild 1.19):

### Strenge Lösung

Bewehrung:

$$A_{s1} = 40 \varnothing 25 + 42 \varnothing 20 + 16 \varnothing 25 \\ = 196,3 + 131,9 + 78,5 = 406,7 \text{ cm}^2$$

mit

$$d_{s1} = \frac{\sum (A_{s1,i} \sigma_{sd,i} d_{s1,i})}{\sum (A_{s1,i} \sigma_{sd,i})} \quad (1.143) \\ = \frac{196,3 \cdot 413,1 + 131,9 \cdot 401,2 + 78,5 \cdot 413,1}{406,7} \\ = 409,2 \text{ cm}$$

und

$$A_{s2} = 76 \varnothing 16 + 70 \varnothing 10 \\ = 152,8 + 55,0 \\ = 207,8 \text{ cm}^2$$

mit

$$d_{s2} = \frac{152,8 \cdot 6,3 + 55,0 \cdot 24,5}{207,8} = 11,1 \text{ cm}$$

Bemessungswerte der Stahlspannungen:

– Betonstahl:

$$\sigma_s = f_{yk} + (f_{tk,cal} - f_{yk}) \frac{\varepsilon_s - f_{yk} / E_s}{\varepsilon_{ud} - f_{yk} / E_s} \quad (1.144)$$

für

$$f_{yk} / E_s \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud} \quad (\varepsilon \text{ in } \%)$$

mit

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE, Anm. 1: Einhaltung des Grenzzustands der Dekompression für die quasi-ständige Einwirkungskombination mit dem Beiwert  $\psi_2 = 0,3$  für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen

nach einer Vorberechnung, anstelle der Mindestbewehrung nach Bild 1.5

[81], Teil 1, Abschn. 2.2.3.2: Schnittgrößen neu  $M_{Eds}$  und neu  $N_{Ed}$

Bild 1.25

Gurt: 40  $\varnothing 25$  (untere Lage):

$$d_{s1,1} = h - c_{w,nom} - \varnothing_{sw} - \varnothing_{sl} / 2 \\ = 420,0 - 4,5 - 1,2 - 2,5 / 2 \\ = 413,1 \text{ cm}$$

Gurt: 42  $\varnothing 20$  (obere Lage):

$$d_{s1,2} = h - h_{fu,m} + c_{w,nom} + \varnothing_{sw} + \varnothing_{sl} / 2 \\ = 420,0 - 25,0 + 4,0 + 1,2 + 2,0 / 2 \\ = 401,2 \text{ cm}$$

Steg: 2  $\cdot$  6  $\varnothing 25$ :  
 $d_{s1,3} = d_{s1,1} = 413,1 \text{ cm}$

$d_{s1}$  Nutzhöhe der resultierenden Betonstahlbewehrung in der Biegezugzone

Wegen der geringen Differenz der Nutzhöhen  $d_{s1,i}$  wird mit dem auf die Schwerachse der Betonstahlbewehrung bezogenen mittleren Bemessungswert  $\sigma_{sd}$  gerechnet.

Gurt: 76  $\varnothing 16$  (obere Lage)

$$d_{s2,1} = c_{w,nom} + \varnothing_{sw} + \varnothing_{sl} / 2 \\ = 4,5 + 1,0 + 1,6 / 2 = 6,3 \text{ cm}$$

Gurt: 70  $\varnothing 10$  (untere Lage)

$$d_{s2,2} = h_{fo,m} - c_{w,nom} - \varnothing_{sw} - \varnothing_{sl} / 2 \\ = 30,0 - 4,0 - 1,0 - 1,0 / 2 = 24,5 \text{ cm}$$

Gl. (1.143):  $d_{s2} \equiv d_{s1}$

$d_{s2}$  Nutzhöhe der resultierenden Betonstahlbewehrung in der Biegedruckzone

Annahmen für  $\sigma$ :  $\sigma_{sd,1} = \sigma_{sd,2} = f_{yd}$   
 Die Annahmen sind zu überprüfen und ggf. iterativ zu verbessern.

EN 1992-1-1, 3.2 und EN 1992-1-1/NA, 3.2

EN 1992-1-1/NA, NDP zu 3.2.7 (2) und Bild NA. 3.8.1: Für Bst 500 (B) darf für  $f_{tk,cal} = 525,0 \text{ N/mm}^2$  (rechnerische Zugfestigkeit bei  $\varepsilon_{ud} = 0,025 \equiv 25,0\%$ ) angenommen werden. Damit wird für Betonstahl Bst 500 (B):  
 $f_{yk} / E_s = 500,0 / 200000 = 0,00250 \equiv 2,50\%$   
 s. Abschn. 2.3.2

$$\sigma_{sd} = \sigma_s / \gamma_S \quad (1.144a)$$

und

$$\varepsilon_{ud} = 25,00\% \quad (1.144b)$$

Für Betonstahl B500B wird somit:

$$\sigma_s = 500,0 + (525,0 - 500,0) \frac{\varepsilon_s - 2,50}{25,00 - 2,50} \quad \varepsilon_s \text{ in } \%, \sigma_s \text{ in N/mm}^2$$

– Spannstahl:

EN 1992-1-1, 3.3 und EN 1992-1-1/NA, 3.3

$$\sigma_p = f_{p0,1k} + (f_{pk} - f_{p0,1k}) \frac{\varepsilon_p - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \quad (1.145)$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 3.3.6 (7) und Bild NA. 3.10.1: Das Verhältnis  $f_{p0,1k}/f_{pk}$  ist der Zulassung des Spannstahls zu entnehmen, somit:

$$f_{p0,1k} = 1555 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{uk} \geq 35,00\%$$

s. Abschn. 2.3.3

Für Spannstahl Y1770C wird:

$$f_{p0,1k}/E_p = 1555/205000 = 0,00759 \equiv 7,59\%$$

für

$$f_{p0,1k}/E_p \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{ud} \quad (\varepsilon \text{ in } \%)$$

mit

$$\sigma_{pd} = \sigma_p / \gamma_S \quad (1.145a)$$

und

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_p^{(0)} + 25,00 \leq 0,9 \varepsilon_{uk} \quad (1.146)$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 3.3.6 (7)

Für Spannstahl Y1770C wird somit:

$$\sigma_p = 1555 + (1770 - 1555) \frac{\varepsilon_p - 7,59}{35,00 - 7,59} \quad \varepsilon_p \text{ in } \%, \sigma_p \text{ in N/mm}^2$$

Die Berechnung der Stahlspannungen erfolgt im Zuge der Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.

Schnittgrößen:

Vorzeichen entsprechend Bild 1.19

Bezeichnungen nach [81], 2.2.3.2 und [60], 2.3

$$\text{neu } N_{Ed}^* = N_{Ed} + F_{s2d} - P_{id}^{(0)} \quad (1.147)$$

Bezugsachse für die Schnittgrößen: Schwerlinie der Biegezugbewehrung aus Betonstahl

$$\begin{aligned} \text{neu } M_{Eds}^* &= M_{Eds} - F_{s2d}(d_{s1} - d_{s2}) + P_{id}^{(0)}(d_{s1} - d_p) \\ &= M_{Ed} - N_{Ed}(d_{s1} - z_{co}) - F_{s2}(d_{s1} - d_{s2}) \\ &\quad + P_{id}^{(0)}(d_{s1} - d_p) \end{aligned} \quad (1.148)$$

$P_{id}^{(0)}$  Bemessungswert der statisch bestimmten Wirkung der Vorspannung bei dehnungsloser Betonfaser in Höhe des Spannglieds (gedachte Spannbettkraft) zum Zeitpunkt  $t$  (hier:  $t = \infty$ ) mit Absolutbetrag einsetzen

mit

$$N_{Ed} = 2,442 \text{ MN}$$

Tab. 1.26

$$M_{Ed} = 447,632 \text{ MNm}$$

Tab. 1.26

$$\begin{aligned} F_{s2d} &= A_{s2} \sigma_{s2d} \\ &= 207,8 \cdot 435 \cdot 10^{-4} = 9,039 \text{ MN} \end{aligned} \quad (1.149)$$

Die Annahme für  $\sigma_{s2d} = f_{yk}/\gamma_S = 500/1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$  ist zu überprüfen und ggf. iterativ zu verbessern.

$$P_{id}^{(0)} = \gamma_P P_{m,t}^{(0)} = \gamma_P A_p \sigma_{pm,t}^{(0)} \quad (1.150)$$

$\gamma_P = 1,0$  s. Tab. 1.8

$A_p = 0,111 \text{ m}^2$  s. Abschn. 4.6.1

$$= 1,0 \cdot 0,111 \cdot 1144,1 = 126,995 \text{ MN}$$

wobei

$$\sigma_{pm,t}^{(0)} = \sigma_{pm,t} - \alpha_p \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,pm0+g1} ds \quad (1.151)$$

mit

$$\begin{aligned} \sigma_{pm,t} &= \sigma_{pm,0} + \sigma_{p,c+s+r} & (1.152) \\ &= 1317,0 + (-248,5) = 1068,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_{pm,0}$  s. Tab. 1.23  
 $\sigma_{p,c+s+r}$  s. Abschn. 4.6.6

und den Integralen

$$\frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,pm0} ds = -28,02 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Abschn. 4.6.6}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,pmt} ds &= \frac{\sigma_{pm,t}}{\sigma_{pm,0}} \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,pm0} ds \\ &= \frac{1068,5}{1317,0} (-28,02) \\ &= -22,73 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,g1} ds &= \\ \frac{1}{80,80} 2 \frac{8,00}{3} 0 + [4(2,73 + 13,54) + & \quad \text{Tab. 1.23} \\ 2(7,58 + 15,43 + 16,06)] + 0 &= 9,45 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,pmt+g1} ds &= -22,73 + 9,45 \\ &= -13,28 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

womit sich die Spannbettspannung

$$\sigma_{pm,t}^{(0)} = 1068,5 - 5,69(-13,28) = 1144,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.151)}$$

errechnet.

Verwendet man die Näherung

$$\sigma_{pm,t}^{(0)} = \sigma_{pm,t} - \alpha_p (\sigma_{cp,pmt} - \sigma_{cp,g1}) \quad (1.153)$$

mit den Betonspannungen an der Stelle des maximalen Feldmomentes, so ergibt sich mit

$$\begin{aligned}\sigma_{cp, pmt} &= \frac{\sigma_{pm,t}}{\sigma_{pm,0}} \sigma_{cp, pm0} && (1.153a) \\ &= \frac{1068,5}{1317,0} (-35,28) = -28,62 \text{ N/mm}^2 && \sigma_{cp, pm0} \text{ s. Tab. 1.23}\end{aligned}$$

für die Spannbettspannung mit

$$\begin{aligned}\sigma_{pm,t}^{(0)} &= 1068,5 - 5,69(-28,62 + 16,06) && \sigma_{cp,g1} \text{ s.Tab. 1.23} \\ &= 1140,0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ein ausreichend genauer Wert, da die Betonspannungen  $\sigma_{cp, pmt}$  und  $\sigma_{cp, g1}$  längs der Tragwerksachse etwa affin verlaufen.

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $F_{s2d}$  und  $P_{td}^{(0)}$  in Gleichung (1.147) und Gleichung (1.148) eingesetzt, ergibt:

$$\begin{aligned}\text{neu } N_{Ed}^* &= 2,442 + 9,039 - 126,995 && \text{Gl. (1.147)} \\ &= -115,514 \text{ MN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{neu } M_{Eds}^* &= 447,623 - 2,442(4,092 - 1,490) && \text{Gl. (1.148)} \\ &\quad - 9,039(4,092 - 0,111) && z_{c0} = 4,200 - 2,710 = 1,490 \text{ m, s. Tab. 1.1} \\ &\quad + 126,995(4,092 - 3,266) && d_p = 1,776 + 1,490 = 3,266 \text{ m, s. Tab. 1.20} \\ &= 510,183 \text{ MNm}\end{aligned}$$

Spannungen und Dehnungen:

– Beton:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{c2} &= \varepsilon_{cu2} = -3,50\text{‰} && \text{dient zugleich der Überprüfung der Annahmen} \\ &&& \text{für die Ermittlung von } \sigma_{s2d} \\ \sigma_{cu} &= f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C && \text{Vorzeichen entsprechend Bild 1.19} \\ &= 0,85 \cdot 45 / 1,5 = 25,50 \text{ N/mm}^2 && \text{EN 1992-1-1, 3.1.7 (1), Bild 3.3 und Tab. 3.1} \\ &&& \text{EN 1992-1-1, 3.1.6 (1)P, Gl. (3.15) und} \\ &&& \text{EN 1992-2/NA, NDP zu 3.1.6 (101)P} \\ &&& f_{ck} \text{ und } \gamma_C \text{ s. Abschn. 2.3.1}\end{aligned}$$

– Betonstahl:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s1} &= -\varepsilon_{c2} \frac{d_{s1} - x}{x} && (1.155) && \varepsilon_{cs1} \text{ gleichbedeutende Bezeichnung für } \varepsilon_{s1}, \\ &&& && \text{s. auch Bild 1.19} \\ &= 3,50 \frac{409,2 - 123,0}{123,0} = 8,14\text{‰} && && x = 1,230 \text{ m nach Vorberechnung} \\ &< \varepsilon_{ud} = 25,00\text{‰} && && \text{EN 1992-2/NA, NDP zu 3.2.7 (2): Begrenzung} \\ &&& && \text{der Stahldehnung auf } \varepsilon_{ud} = 0,025 \equiv 25\text{‰} \text{ für} \\ &&& && \text{die Querschnittsbemessung} \\ \sigma_s &= 500,0 + (525,0 - 500,0) \frac{8,14 - 2,50}{25,00 - 2,50} && \text{Gl. (1.144)} \\ &= 506,3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$



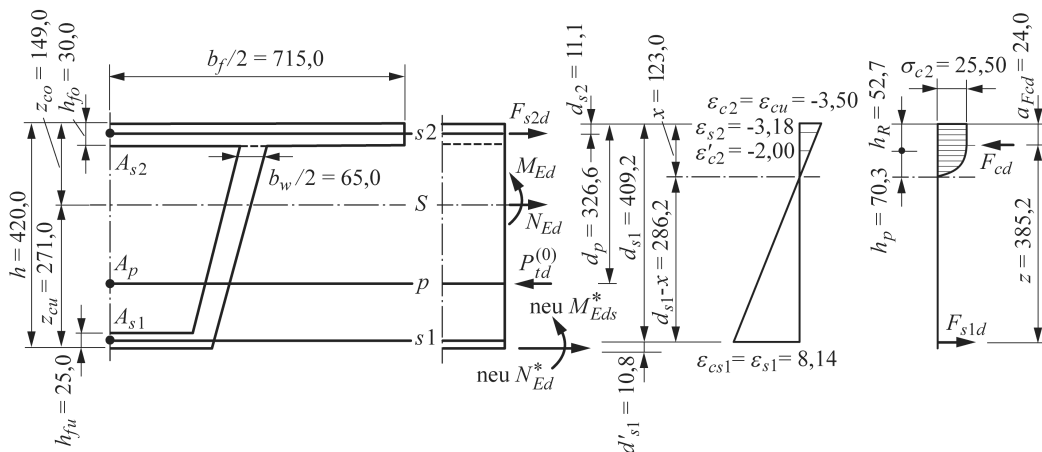


Bild 1.19

Geometrie, einwirkende Schnittgrößen, Dehnungsverteilung und Bauteilwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung von Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte im Betriebszustand (Spannungen in  $\text{N}/\text{mm}^2$ , Dehnungen in ‰)

$$\sigma_{sd} = 506,3 / 1,15 = 440,2 \text{ N}/\text{mm}^2 \quad \text{Gl. (1.144a)}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c2} \frac{x - d_{s2}}{x} \quad (1.156)$$

$$= -3,50 \frac{123,0 - 11,1}{123,0} = |-3,18| \text{ ‰}$$

$$> \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 2,17 \text{ ‰}$$

Mit der Berechnung der Stahlspannungen ist zugleich die Richtigkeit der Annahme für  $\sigma_{s2d} = f_{yd}$  zur Ermittlung von  $F_{s2d}$  bestätigt, so dass sich eine Iteration erübrigt.

Bemessungswert der Biegedruckkraft des Betons:

$$F_{cd} = b_f h_f f_{cd} + b_w (h_R - h_f) f_{cd} + 2 / 3 \cdot b_w h_p f_{cd} \quad (1.157)$$

Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton mit  $\varepsilon_{c2} = -2,00\text{‰}$  und  $\varepsilon_{cu2} = -3,50\text{‰}$  für  $h_R \geq h_f$  sowie  
 $b_f$  Gurtbreite  
 $b_w$  Summe der Stegbreiten  
 $h_f$  Gurtdicke  
 $x$  Druckzonenhöhe

mit

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad \text{Gl. (1.154)}$$

$$= 0,85 \cdot 45 / 1,5 = 25,50 \text{ N}/\text{mm}^2$$

$f_{cd}$  Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit

$$a_{Fcd} = \frac{1}{F_{cd}} \left[ \frac{b_f h_f f_{cd} h_f}{2} + \frac{b_w (h_R - h_f) f_{cd} (h_R + h_f)}{2} + \frac{2}{3} \cdot b_w h_P f_{cd} \left( h_R + \frac{3}{8} \cdot h_P \right) \right] \quad (1.158)$$

$a_{Fcd}$  Abstand des Schwerpunkts des Bemessungswerts der Betondruckkraft  $F_{cd}$  vom gedrückten Querschnittsrand

$$z = d_{s1} - a_{Fcd} \quad (1.159)$$

$Z$  Abstand der Bemessungswerte der Zugkraft aus Betonstahl vom Schwerpunkt der Betondruckkraft

$$h_P = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} x \quad (1.160)$$

$h_P$  Druckzonenhöhe für  $0 \leq |\varepsilon_c| < 2,00\text{‰}$ , s. EN 1992-1-1, 3.1.7 (1), Gl. (3.17) und Bild 3.3 sowie Tab. 3.1

$$h_R = x - h_P = \left( 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} \right) x \quad (1.161)$$

$h_R$  Druckzonenhöhe für  $2,00\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,50\text{‰}$ , s. EN 1992-1-1, 3.1.7 (1), Gl. (3.18) und Bild 3.3 sowie Tab. 3.1

für  $h_R \geq h_f$  bei Annahme eines Parabel-Rechteck-Diagramms für Beton oder

$$F_{cd} = b_f h_f f_{cd} + b_w (h_R - h_f) f_{cd} + 1/2 \cdot b_w h_D f_{cd} \quad (1.162)$$

Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton mit  $\varepsilon_{c3} = -1,75\text{‰}$  und  $\varepsilon_{cu3} = -3,50\text{‰}$  für  $h_R \geq h_f$

mit

$$a_{Fcd} = \frac{1}{F_{cd}} \left[ \frac{b_f h_f f_{cd} h_f}{2} + \frac{b_w (h_R - h_f) f_{cd} (h_R + h_f)}{2} + \frac{1}{2} \cdot b_w h_D f_{cd} (h_R + h_D/3) \right] \quad (1.163)$$

$$h_D = \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} x \quad (1.164)$$

$h_D$  Druckzonenhöhe für  $0 \leq |\varepsilon_c| < 1,75\text{‰}$ , s. EN 1992-1-1, 3.1.7 (2) und Bild 3.4 sowie Tab. 3.1

$$h_R = x - h_D = \left( 1 - \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right) x \quad (1.165)$$

$h_R$  Druckzonenhöhe für  $1,75\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,50\text{‰}$ , s. EN 1992-1-1, 3.1.7 (2) und Bild 3.4 sowie Tab. 3.1

für  $h_R \geq h_f$  bzw.

$$F_{cd} = b_f h_R f_{cd} + 1/2 \cdot b_f (h_f - h_R) f_{cd} \left[ 1 + \frac{x - h_f}{h_D} \right] + 1/2 \cdot b_w f_{cd} \frac{(x - h_f)^2}{h_D} \quad (1.166)$$

Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton mit  $\varepsilon_{c3} = -1,75\text{‰}$  und  $\varepsilon_{cu3} = -3,50\text{‰}$  für  $h_R < h_f$

mit

$$a_{Fcd} = \frac{1}{F_{cd}} \left[ \frac{b_f h_R f_{cd} h_R}{2} + \frac{b_f (h_f - h_R) f_{cd} (h_f + h_R)}{2} \right. \\ \left. - 1/2 \cdot b_f (h_f - h_R) f_{cd} \left( 1 - \frac{x - h_f}{2} \right) (2h_f + h_R) / 3 \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \cdot b_w f_{cd} \left( \frac{x - h_f}{h_D} \right) (2h_f + x) / 3 \right] \quad (1.167)$$

für  $h_R < h_f$  bei Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton. Für  $x \leq h_f$  gelten die Ausführungen für Rechteckquerschnitte.

Mit der Dehnungsverteilung nach Bild 1.19 ergibt sich bei Anwendung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms für  $h_R > h_f$ :

$x = 1,205$  m nach einer Vorberechnung

$$h_p = \frac{-2,00}{-3,50} 1,230 = 0,703 \quad \text{Gl. (1.160)}$$

$$h_R = 1,230 - 0,703 = 0,527 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.161)}$$

$$> h_f = 0,300 \text{ m} \quad \text{Bild 1.19}$$

$$F_{cd} = 14,30 \cdot 0,300 \cdot 25,50 \quad \text{Gl. (1.157)} \\ + 2 \cdot 0,65 (0,527 - 0,300) 25,50 \\ + 2/3 \cdot 2 \cdot 0,65 \cdot 0,703 \cdot 25,50 = 109,395 \\ + 7,525 + 15,536 = 132,456 \text{ MN}$$

$$a_{Fcd} = \frac{1}{132,456} [109,395 \cdot 0,300/2 \quad \text{Gl. (1.158)} \\ + 7,525(0,527 + 0,300)/2 \\ + 15,536(0,527 + 3/8 \cdot 0,703)] \\ = 0,240 \text{ m}$$

$$z = 4,092 - 0,240 = 3,852 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.159)}$$

Bemessungswert der Beanspruchung:

$$F_{Ed} = \frac{\text{neu } M_{Eds}^*}{z} + \text{neu } N_{Ed}^* + \Delta F_{td} \quad (1.168) \quad \Delta F_{td} \text{ Zugkraft einer Zugstrebe nach der Fachwerktheorie}$$

mit

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (1.169) \quad \text{EN 1992-1-1, 6.2.3 (7), Gl. (6.18), Herleitung s. [81], 4.4 und Bild 4.3}$$

In Gleichung (1.169) bedeuten:

$\Delta F_{td}$  zusätzliche Zugkraft in der Längsbewehrung infolge der Querkraft  $V_{Ed}$

$\alpha$  Winkel zwischen Querkraftbewehrung und rechtwinklig zur Querkraft verlaufender Bauteilachse

$\theta$  Winkel zwischen Betondruckstreben und rechtwinklig zur Querkraft verlaufender Bauteilachse

Damit ergibt sich für die Schnittkraftkombination  $M_{Q,max}$  mit  $V_{Q,cor}$  und  $T_{Q,cor}$  der Verkehrslast des Lastmodells 1

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot 1,35 \cdot 0,591 \cdot 1,20 = 0,479 \text{ MN}$$

für die zusätzliche Zugkraft infolge Querkraft und

$$F_{Ed} = \frac{510,183}{3,852} - 115,514 + 0,479 = 17,411 \text{ MN}$$

für den Bemessungswert der Beanspruchung.

Bemessungswert des Tragwiderstands:

$$\begin{aligned} F_{Rd} &= F_{s1d} = A_{s1} \sigma_{sd} & (1.170) \\ &= 406,7 \cdot 440,2 \cdot 10^{-4} = 17,903 \text{ MN} \end{aligned}$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (1.171)$$

und somit im vorliegenden Fall

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= 17,411 \text{ MN} \\ &< F_{Rd} = 17,903 \text{ MN} \end{aligned}$$

Gleichgewichtskontrolle:

$$\begin{aligned} \Sigma N &= \text{neu } N_{Ed}^* - F_{Ed} + F_{cd} + \Delta F_{td} = 0 & (1.172) \\ &= -115,514 - 17,411 + 132,456 + 0,479 \\ &= 0,010 \text{ MN} \approx 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_s &= \text{neu } M_{Eds}^* - F_{cd} z = 0 & (1.173) \\ &= 510,183 - 132,456 \cdot 3,852 \\ &= -0,038 \text{ MNm} \approx 0 \end{aligned}$$

Damit ist eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Tragwerks durch Bruch im Grenzzustand der Tragfähigkeit, anschaulich über einwirkende und aufnehmbare Schnittgrößen, rechnerisch nachgewiesen.

EN 1992-1-1, 6.2.3 (1) und Bild 6.5

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (2):  
max  $\cot \theta = 1,75$  allgemein; vereinfachend:  
 $\cot \theta = 1,2$  für Biegung mit/ohne Normaldruckkraft  
 $\cot \theta = 1,0$  für Biegung und Normalzugkraft

$V_{Ed}$  s. Tab. 1.13

$\gamma_{Q,1}$  s. Tab. 1.8

EN 1990, 6.4.2 (3)P, Gl. (6.8):

$E_d \leq R_d$

mit

$E_d$  Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen

$R_d$  Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

Im vorliegenden Fall entsprechen:

$E_d \equiv F_{Ed}$

$R_d \equiv F_{Rd}$

Vorzeichenregelung nach Bild 1.19

**Lösung mit Hilfe von Bemessungstabellen**

Im Allgemeinen erfolgt der Nachweis jedoch mit Hilfe von normgerechten Bemessungstabellen. Bei gleicher Bewehrungsanordnung ergibt sich folgendes Vergleichsergebnis (Bild 1.20):

Bewehrung:

$$A_{s1} = 406,7 \text{ cm}^2 \text{ mit } d_{s1} = 409,2 \text{ cm}$$

$$A_{s2} = 207,8 \text{ cm}^2 \text{ mit } d_{s2} = 11,1 \text{ cm}$$

Schnittgrößen:

$$\text{neu } N_{Ed}^* = -115,514 \text{ MN}$$

$$\text{neu } M_{Eds}^* = 510,183 \text{ MNm}$$

Plattenbalken ohne Stegmitwirkung (Kriterium):

$$\sigma_{cd} = \frac{\text{neu } M_{Eds}^*}{\left(d_{s1} - \frac{h_f}{2}\right) b_f h_f} \leq f_{cd} \quad (1.174)$$

$$= \frac{510,183}{(4,092 - 0,150) 14,30 \cdot 0,30}$$

$$= 30,17 \text{ N/mm}^2$$

$$> f_{cd} = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

Aufnehmbares Moment der Gurtplatte ohne Steganteil:

$$\text{neu } M_{Eds,1}^* = (b_f - b_w) h_f f_{cd} \left(d_{s1} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (1.175) \quad \text{Bild 1.20}$$

$$= (14,30 - 2 \cdot 0,65) 0,30 \cdot 25,50$$

$$\times (4,092 - 0,30/2)$$

$$= 392,032 \text{ MNm}$$

Restmoment des verbleibenden Stegquerschnitts:

$$\text{neu } M_{Eds,2}^* = \text{neu } M_{Eds}^* - M_{Eds,1}^* \quad (1.176) \quad \text{Bild 1.20}$$

$$= 510,183 - 392,032$$

$$= 118,151 \text{ MNm}$$

Bemessungstabellen s. [76], 6.2.2.2, [60], 2.4.2.2, [81], Teil1, Abschn. 2.2.4 und [119], 4.1.4 sowie Anhang B

s. [81], 2.2.3.1, Gl. (2.8)

entsprechend der vorhergehenden Lösung

s. [81], 2.2.3.2, Gl. (2.20a)

Entsprechend der vorhergehenden Lösung nach den Gln. (1.147) und (1.148), d.h. auch bei diesem Nachweis wird der Widerstand der Betonstahlbewehrung in der Biegedruckzone bei den äußeren Schnittgrößen in entgegengesetzter Richtung berücksichtigt.

s. [81], 2.2.4.1, Gl. (6.34)

Nachweis zu Demonstrationszwecken, da die vorhergehende Lösung zeigt, dass die Gurtplatte allein nicht ausreichend tragfähig ist.

Kriterium nach Gl. (1.174) nicht erfüllt. Berücksichtigung der Stegmitwirkung somit erforderlich.

s. [81], 2.2.4.1, Gl. (2.23a)

s. [81], 2.2.4.1, Gl. (2.23b)

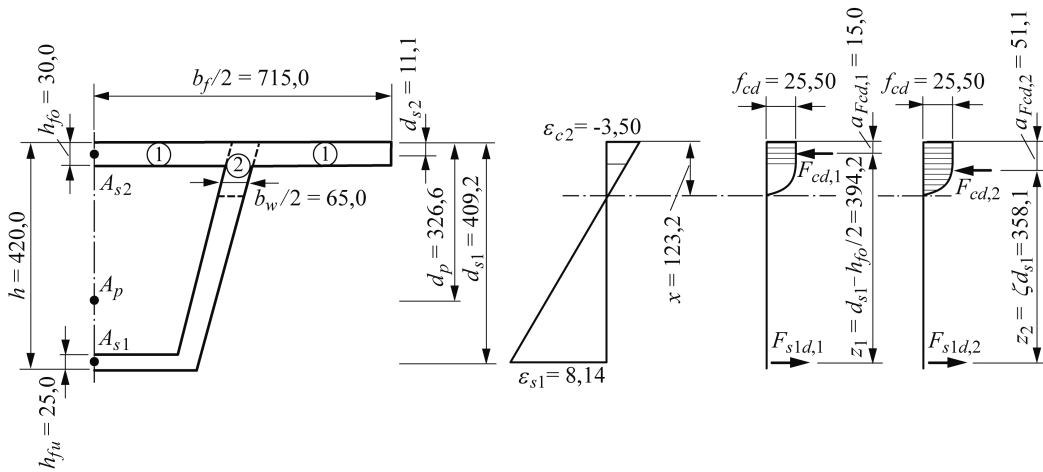


Bild 1.20

Geometrie, Dehnungsverteilung und Bauteilwiderstände, getrennt nach Gurtplatte (1) und Steganteil (2), im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung von Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte im Betriebszustand (Spannungen in  $\text{N}/\text{mm}^2$ , Dehnungen in ‰)

Bemessungswert der Beanspruchung der Zugkraft aus Betonstahl: s. [81], 2.2.4.1, Gl. (2.24)

$$\begin{aligned}
 F_{Ed} &= \frac{\text{neu } M_{Eds,1}^*}{d_{s1} - h_f/2} + \frac{\text{neu } M_{Eds,2}^*}{\zeta d_{s1}} & (1.177) \\
 &+ \text{neu } N_{Ed}^* + \Delta F_{td} \\
 &= \frac{392,032}{4,092 - 0,300/2} + \frac{118,151}{0,875 \cdot 4,092} \\
 &\quad - 115,514 + 0,479 \\
 &= 17,413 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

mit

$$\mu_{Eds} = \frac{\text{neu } M_{Eds,2}^*}{b_w d_{s1}^2 f_{cd}} & (1.178) \quad \mu_{Eds} \text{ bezogenes Moment des verbleibenden Stegquerschnitts}$$

$$= \frac{118,151}{2 \cdot 0,65 \cdot 4,092^2 \cdot 25,50} = 0,213$$

Anhang B, Tafel III

$$f_{cd} = 25,50 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Abschn. 2.3.1

$$\zeta = \frac{z}{d_{s1}} = 1 - \frac{a_{Fcd,2}}{d_{s1}} & (1.179) \quad \zeta \text{ bezogener innerer Hebelarm}$$

$$= 0,875$$

Anhang B, Tafel III

Spannungen und Dehnungen:

$$x = \xi d_{s1} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{s1}} d_{s1} \quad (1.180)$$

$\xi$ ,  $\varepsilon_{s1}$ ,  $\varepsilon_{c2}$  und  $\zeta$  abgelesen für  $\mu = 0,213$  aus Anhang B, Tafel III bzw. [119], Tab. 4.2

$$= 0,301 \cdot 4,092 = 1,232 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{cu2} = -3,50\%$$

$$h_R = \left(1 - \frac{-2,00}{-3,50}\right) 1,232 = 0,528 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.161)}$$

$$> h_f = 0,300 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{s1} = 8,14\%$$

$$z_2 = 0,875 \cdot 4,092 = 3,581 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.179)}$$

$$\sigma_{s1} = 440,4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.144a), s. auch Anhang B, Tafel III}$$

Bemessungswert des Tragwiderstands der Zugkraft aus Betonstahl:

$$F_{Rd} = 406,7 \cdot 440,4 \cdot 10^{-4} = 17,911 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.170)}$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

$$F_{Ed} = 17,413 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.171)}$$

$$< F_{Rd} = 17,911 \text{ MN}$$

Die Vergleichsrechnung mit Hilfe von Bemessungstabellen zeigt erwartungsgemäß ein übereinstimmendes Ergebnis mit der vorhergehenden Lösung.

### 5.1.3.2 Bemessung in den übrigen Zehntelpunkten

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt in Tabelle 1.27, wobei aus Gründen der Übersicht auch die Angaben für den Schnitt in Feldmitte enthalten sind.

Abschn. 5.1.3.1

Die Querschnittsbemessung wird für die Schnitte  $x = 8,0 \text{ m}$  bis  $x = 24,0 \text{ m}$  unter Annahme der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für den Beton geführt, für den Schnitt  $x = 32,0 \text{ m}$  wie für Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  unter Annahme des Parabel-Rechteck-Diagramms. Die Vorberechnung für die Ermittlung der Druckzonenhöhe erfolgt mit Hilfe von Bemessungstafeln.

Gln. (1.166) und (1.167) für  $h_R < h_f$  bzw. Gln. (1.162) und (1.163) für  $h_R \geq h_f$

Gln. (1.157) und (1.158) für  $h_R > h_f$

Anhang B

Das Ergebnis zeigt, dass die für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dimensionierte Vorspannkraft auch für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreicht. Hierzu ist jedoch in den Schnitten  $x = 40,0 \text{ m}$  und  $x = 32,0 \text{ m}$  die Mindestbetonstahlbewehrung in der vorgedrückten Zugzone und in den Schnitten  $x = 40,0 \text{ m}$  bis  $x = 24,0 \text{ m}$  in der Druckzone zu verstärken. Zur Demonstration wird auch in den Schnitten  $x = 8,0 \text{ m}$  und  $x = 16,0 \text{ m}$  die Betonstahlbewehrung in der Biegedruckzone in die Bemessung einbezogen.

Tab. 1.27

In den Schnitten  $x = 8,0 \text{ m}$  und  $x = 16,0 \text{ m}$  ist die Betonstahldruckbewehrung rechnerisch für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit entbehrlich.

**Tabelle 1.27**

Nachweis der Zugkraft aus Betonstahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit Normalkraft für Schnitt  $x = 8,0\text{ m}$  bis  $x = 40,0\text{ m}$  im Betriebszustand

$x$ [m]	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0
Bewehrung [cm <sup>2</sup> ]					
$A_p$	1110,0	1110,0	1110,0	1110,0	1110,0
$A_{s1}$	122,8	122,8	122,8	406,7	406,7
$A_{s2}$	116,2	116,2	116,2	116,2	207,8
Abmessungen [cm]					
$d_p$	233,2	279,9	326,6	326,6	326,6
$d_{s1}$	410,2	410,2	410,2	409,2	409,2
$d_{s2}$	14,9	14,9	14,9	14,9	11,1
$x$	44,9	48,6	67,0	121,9	123,0
$z$	395,6	393,9	393,6	358,5	385,2
$h_R$	19,1	23,1	33,5	52,2	52,7
Einwirkende Schnittgrößen [MN] [MNm]					
$M_{Ed}$	161,468	287,100	377,654	430,186	447,632
$N_{Ed}$	2,437	2,437	2,442	2,442	2,442
$F_{s2d}$	4,175	4,990	4,990	4,990	9,039
$P_{td}^{(0)}$	126,741	126,741	126,995	126,995	126,995
neu $M_{Eds}^*$	362,930	426,152	457,718	509,054	510,183
neu $N_{Ed}^*$	-120,129	-119,314	-119,563	-119,563	-115,514
$\Delta F_{td}$	10,749	8,215	5,681	3,013	0,479
Dehnungen [‰]					
$\varepsilon_c$	-3,04	-3,33	-3,50	-3,50	-3,50
$\varepsilon_{s1}$	24,77	24,76	17,93	8,27	8,14
Spannungen [N/mm <sup>2</sup> ] und Betondruckkraft [MN]					
$\sigma_{s1d}$	456,3	456,3	449,7	440,6	440,2
$\sigma_{s2d}$	364,0	435,0	435,0	435,0	435,0
$F_{cd}$	102,425	108,240	116,108	116,610	116,873
Nachweis der Tragfähigkeit [MN]					
$F_{Ed}$	-17,638	-2,911	2,408	15,546	17,411
$F_{Rd}$	3,367	3,367	3,319	17,919	17,903

Abschn. 4.6.1

Mindestbewehrung, außer Schnitt  $x = 32,0\text{ m}$  und  $x = 40,0\text{ m}$ Mindestbewehrung, außer Schnitt  $x = 40,0\text{ m}$ Tab. 1.20:  $d_p = h - z'_p$ 

Gl. (1.143)

Gl. (1.179)

Gl. (1.161) (Parabel-Rechteck-Diagramm) bzw. (1.165) (Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie)

Gl. (1.137), s. Tab. 1.26

Gl. (1.138), s. Tab. 1.26

Gl. (1.149)

Gl. (1.150)

Gl. (1.148)

Gl. (1.147)

Gl. (1.169) mit  $\cot \theta = 1,2$ ; s. EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.2.3 (2)

Gl. (1.155)

Gln. (1.144) und (1.144a)

Gl. (1.157) (Parabel-Rechteck-Diagramm) bzw. (1.166) (Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie)

Gl. (1.168)

Gl. (1.170)

## 5.1.4 Nachweis im Bauzustand

### 5.1.4.1 Vorbemerkungen

Die Untersuchung im Bauzustand kann sich auf die Querschnittsbemessung für den ungünstigsten Schnitt in Feldmitte beschränken. Da wegen der deutlich geringeren Einwirkungen erwartungsgemäß die Bemessung im Bauzustand nicht maßgebend ist, soll vor allem die unterschiedliche Nachweisführung der Bemessung – strenge Lösung, Lösung mit Bemessungstabellen und Näherungsverfahren – aufgezeigt werden. Zur Vereinfachung wird in diesen Fällen auf die Anrechnung der Betonstahldruckbewehrung verzichtet.

Für den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt  $t_0$  wird vereinfachend der Rechenwert im Alter von 28 Tagen angesetzt. Der genauere Wert für  $\alpha = 1$  (ohne Berücksichtigung von Langzeitwirkungen) mit

$$\begin{aligned} f_{cd}(t_0) &= \alpha f_{ck}(t_0) / \gamma_c \quad [f_{ck}(t_0) \text{ s. Abschn. 4.6.6}] \\ &= 1,0 \cdot 38,32 / 1,5 = 25,55 \text{ N/mm}^2 \\ &\approx f_{cd} = 25,50 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

stimmt mit der Vereinfachung gut überein

Schnitt  $x = 40,0\text{ m}$  (Bild 1.21)



5.1.4.2 Bemessung in Feldmitte

Mit der für den Betriebszustand erforderlichen Bewehrung ergibt sich (Bild 1.21): Tab. 1.27

Schnittgrößen:

$$N_{Ed}^* = N_{Ed} - P_{td}^{(0)} \tag{1.181}$$

$$M_{Eds}^* = M_{Eds} + P_{td}^{(0)}(d_{s1} - d_p) \tag{1.182}$$

$$= M_{Ed} - N_{Ed}(d_{s1} - z_{co}) + P_{td}^{(0)}(d_{s1} - d_p)$$

Vorzeichen entsprechend Bild 1.21  
Bezugsachse: Schwerlinie der Biegezugbewehrung des Betonstahls

$P_{td}^{(0)}$  s. Erläuterungen zu Gl. (1.148)

$z_{co}$  mit Absolutwert einsetzen

mit

$$N_{Ed} = 0 \tag{Tab. 1.26}$$

$$M_{Ed} = 316,503 \text{ MNm} \tag{Tab. 1.26: oberer Bemessungswert } M_{Ed,max}$$

$$P_{td}^{(0)} = \gamma_P P_{m,0}^{(0)} = \gamma_P A_p \sigma_{pm,0}^{(0)} \tag{1.183}$$

$$= 1,0 \cdot 0,111 \cdot 1422,7 \cdot 10^{-4}$$

$$= 152,920 \text{ MN}$$

in Analogie zu Gl. (1.150)

wobei

$$\sigma_{pm,0}^{(0)} = \sigma_{pm,0} - \alpha_p \frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp, pm0+g1} ds \tag{1.184}$$

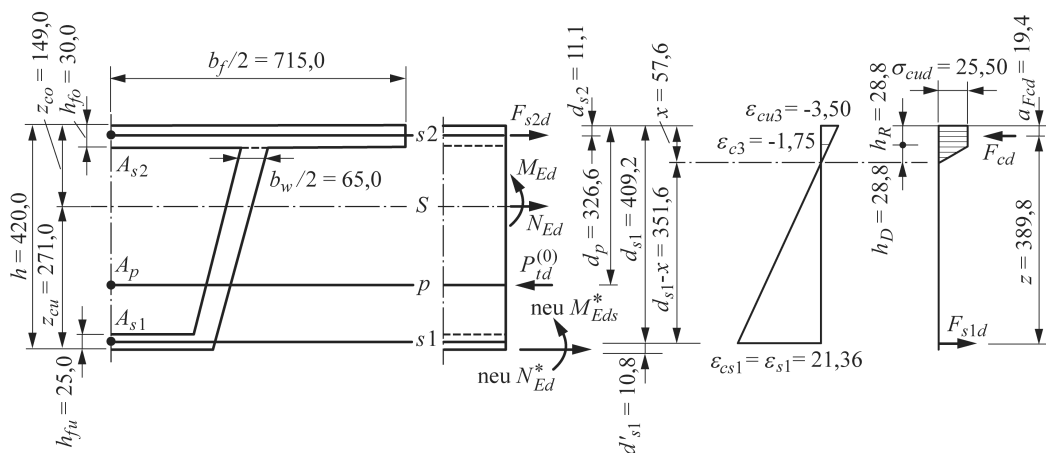
$$= 1317,0 - 5,69 (-28,02 + 9,45)$$

$$= 1422,7 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{pm,0} = 1317,0 \text{ N/mm}^2$   
s. Abschn. 4.6.3 und Bild 1.16

mit

$$\frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp, pm0} ds = -28,02 \text{ N/mm}^2 \tag{Abschn. 4.6.6}$$



**Bild 1.21** Geometrie, einwirkende Schnittgrößen, Dehnungsverteilung und Bauteilwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung von Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte im Bauzustand (Spannungen in  $\text{N/mm}^2$ , Dehnungen in ‰)

und

$$\frac{1}{L_s} \int \sigma_{cp,g1} ds = 9,45 \text{ N/mm}^2$$

Abschn. 5.1.3.1

Der Einfluss auf den Spannkraftverlust bis zum Aufbringen der sonstigen ständigen Einwirkung  $G_{R,2}$  wird wegen Geringfügigkeit vernachlässigt.

$M_{Ed}$  und  $P_{id}^{(0)}$  in Gleichung (1.181) und (1.182) eingesetzt, ergibt:

$$N_{Ed}^* = 0 - 152,920 = -152,920 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned} M_{Eds}^* &= 316,503 - 0 + 152,920 (4,092 - 3,266) \\ &= 442,815 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$d_{s1}, d_p$  s. Tab. 1. 27

### Strenge Lösung

Spannungen und Dehnungen:

unter Anwendung der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton für  $h_R < h_f$

$x = 0,576 \text{ m}$  nach einer Vorberechnung

– Beton:

Bild 1.21

$$\varepsilon_{cu} = -\varepsilon_{uk} \frac{x}{d_{s1,max} - x} \quad (1.185)$$

$$= -21,61 \frac{57,6}{413,2 - 57,6} = -3,50 \text{ ‰}$$

$d_{s1,max}$  s. Abschn. 5.1.3.1, Gl. (1.143)

$$> \varepsilon_{c2} = | -1,75 | \text{ ‰}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 45/1,15 = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

Gl. (1.154)

– Betonstahl:

$$\varepsilon_{s1} = 3,50 \frac{409,2 - 57,6}{57,6} = 21,36 \text{ ‰}$$

Gl. (1.155)

bezogen auf die Schwerlinie der Betonstahlbewehrung  $A_{s1}$ , s. Abschn. 5.1.3.1, Gl. (1.143)

$$< \varepsilon_{ud} = 25,00 \text{ ‰}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 500,0 + (525,0 - 500,0) \frac{21,36 - 2,50}{25,00 - 2,50} \\ &= 521,0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Gl. (1.144)

$$\sigma_{sd} = 521,0/1,15 = 453,0 \text{ N/mm}^2$$

Gl. (1.144a)

Bemessungswert der Betondruckkraft:

$$h_D = \frac{-1,75}{-3,50} 57,6 = 28,8 \text{ cm}$$

Gl. (1.164)

$$h_R = 57,6 - 28,8 = 28,8 \text{ cm}$$

Gl. (1.165)

$$F_{cd} = 105,019 + 4,285 + 4,384 = 113,688 \text{ MN}$$

Gl. (1.166)

$$a_{Fcd} = \frac{1}{113,688} (15,123 + 1,286 - 0,558 + 6,227)$$

Gl. (1.167)

$$\begin{aligned}
 &= 0,194 \text{ m} \\
 z &= 4,092 - 0,194 = 3,898 \text{ m} \qquad \text{Gl. (1.159)}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert der Beanspruchung:

$$\begin{aligned}
 F_{Ed} &= \frac{M_{Eds}^*}{z} + N_{Ed}^* + \Delta F_{td} \qquad (1.186) \quad \Delta F_{td} \text{ nach Gl. (1.169)} \\
 &= \frac{442,815}{3,898} - 152,920 + 0 = -39,319 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert des Tragwiderstands:

$$F_{Rd} = 406,7 \cdot 453,0 \cdot 10^{-4} = 18,424 \text{ MN} \qquad \text{Gl. (1.170)}$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

$$\begin{aligned}
 F_{Ed} &= -39,319 \text{ MN} \qquad \text{Gl. (1.171)} \\
 &< F_{Rd} = 18,424 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Für die Bemessung ist somit erwartungsgemäß der Nachweis der Tragfähigkeit im Betriebszustand maßgebend. Abschn.: 5.1.3.1

Gleichgewichtskontrolle:

$$\begin{aligned}
 \Sigma N &= N_{Ed}^* - F_{Ed} + F_{cd} + \Delta F_{td} = 0 \qquad (1.187) \\
 &= -152,920 - (-39,319) + 113,688 + 0 \\
 &= 0,087 \text{ MN} \approx 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_s &= M_{Eds}^* - F_{cd} z = 0 \qquad (1.188) \\
 &= 442,815 - 113,688 \cdot 3,898 \\
 &= -0,341 \text{ MNm} \approx 0
 \end{aligned}$$

### Lösung mit Hilfe von Bemessungstabellen

[60], 2.4.4, s. auch [76], 6.2.2.2.1 und Anhang B, Tafel Va

Schnittgrößen:

wie „Strenge Lösung“

$$\begin{aligned}
 N_{Ed}^* &= -152,920 \text{ MN} \\
 M_{Eds}^* &= 442,815 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

Bemessungswert der Beanspruchung des Betonstahls:

$$\begin{aligned}
 \mu_{Eds} &= \frac{M_{Eds}^*}{b_f d_{s1}^2 f_{cd}} \qquad (1.189) \quad [60], 2.4.4, \text{ Gl. (2.109-a), Bezeichnungen in Anpassung an EN 1992-1-1} \\
 &= \frac{442,815}{14,30 \cdot 4,092^2 \cdot 25,50} = 0,0725
 \end{aligned}$$

$$h_f / d_{s1} = 30,00 / 409,2 = 0,0733$$

$$b_f / b_w = 14,30 / (2 \cdot 0,65) = 11,00$$

Hilfswert zur Anwendung von Tafel 2.14-a in [60], ersetzt durch Anhang B, Tafel Va  
Hilfswert wie vor

$$\omega_{1,M} = \frac{\mu_{Eds}}{\zeta} = 0,0780 \quad (1.190)$$

[60], 2.3.4.2, Gl. (2.82), s. auch Anhang B, Tafel Va

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= \omega_{1,M} b_f d_{s1} f_{cd} + N_{Ed}^* + \Delta F_{td} \quad (1.191) \\ &= 0,0780 \cdot 14,30 \cdot 4,092 \cdot 25,50 - 152,920 + 0 \\ &= 116,388 - 152,920 + 0 = -36,532 \text{ MN} \end{aligned}$$

[60], 2.4.4, Gl. (2.110) mit  $A_{s1} \sigma_{sd} = A_{s1} f_{cd} \equiv F_{Ed}$ , s. auch Anhang B, Tafel Va und Gl. (1.185) d. h. eine Betonstahlzugbewehrung ist statisch nicht erforderlich

Kontrolle:

dient zugleich dem Vergleich mit den anderen gezeigten Lösungsverfahren

$$z = \zeta d_{s1} = \frac{\mu_{Eds}}{\omega_{1,M}} d_{s1} \quad (1.192)$$

$$= \frac{0,0725}{0,0780} 4,092 = 3,803 \text{ m}$$

$$F_{Ed} = \frac{442,815}{3,803} - 152,920 + 0 = -36,451 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.185)}$$

Bemessungswert des Tragwiderstands des Betonstahls:

$$\varepsilon_{s1} = 14,00 \% \quad \text{interpoliert in Anhang B, Tafel Va}$$

$$\sigma_{s1} = 512,8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.144)}$$

$$\sigma_{s1d} = 512,8/1,15 = 445,9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.144a)}$$

$$F_{Rd} = 406,7 \cdot 445,9 \cdot 10^{-4} = 18,134 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.170)}$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

Gl. (1.171)

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= -36,532 \text{ MN} \\ &< F_{Rd} = 18,134 \text{ MN} \end{aligned}$$

Gegenüber der strengen Lösung ergeben sich für die Lösung mit Hilfe von Bemessungstabellen erwartungsgemäß nur geringe Abweichungen.

### Näherungsverfahren

bei stark profilierten (schlanken) Plattenbalkenquerschnitten unter Vernachlässigung der Mitwirkung der Druckspannungen im Steg, s. [60], 2.4.2.4 bzw. [76], 6.2.2.2.2

Anwendungsbereich (Bild 1.22):

$$\begin{aligned} b_f / b_w &= b_{\text{eff}} / b_w > 5 \quad (1.193) \\ &= 14,30 / (2 \cdot 0,65) \\ &= 11,0 > 5 \end{aligned}$$

Kriterium für stark profilierte Plattenbalkenquerschnitte erfüllt, unter Annahme konstanter Druckspannungen über die Gurtplattendicke  $h_f$  bei Zugrundelegung des Parabel-Rechteck-Diagramms (Bild 1.22)

Bemessungswert der Beanspruchung des Betonstahls:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Eds}^*}{d_{s1} - h_f/2} + N_{Ed}^* + \Delta F_{td} \quad (1.194)$$

[60], 2.4.2.4, Gl. (2.103) bzw. [76], 6.2.2.2.2, Gl. (6.33)

$$\begin{aligned} &= \frac{442,815}{4,092 - 0,300/2} - 152,920 + 0 \\ &= -40,587 \text{ MN} \end{aligned}$$

Schnittgrößen wie bei der strengen Lösung

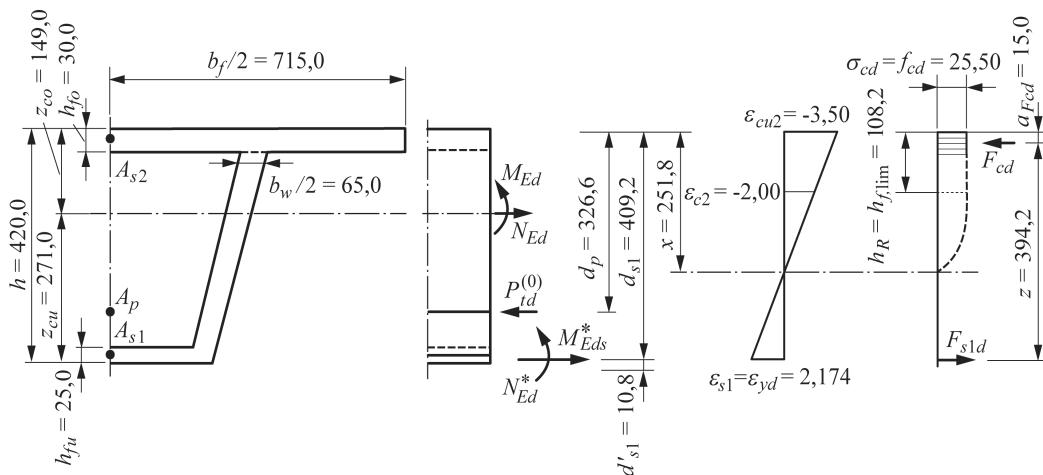


Bild 1.22

Geometrie, einwirkende Schnittgrößen, Dehnungsverteilung und Bauteilwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung von Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte im Bauzustand nach dem Näherungsverfahren (Spannungen in  $\text{N/mm}^2$ , Dehnungen in ‰)

Kontrolle der Betondruckspannung:

$$\begin{aligned}\sigma_{cd} &= \frac{M_{E ds}^*}{(d_{s1} - h_f/2) b_f h_f} \leq f_{cd} & (1.195) \\ &= \frac{442,815}{(4,092 - 0,300/2) 14,30 \cdot 0,30} \\ &= 26,18 \text{ N/mm}^2 \\ &\approx f_{cd} = 0,85 \cdot 45,00 / 1,5 = 25,50 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

[60], 2.4.2.4, Gl. (2.104-a) bzw. [76], 6.2.2.2.2, Gl. (6.34)

Gilt für den Fall, dass wegen der Annahme konstanter Betondruckspannungen bei Zugrundelegung des Parabel-Rechteck-Diagramms die Stauchung am unteren Gurtplattenrand betragsmäßig nicht unter  $\varepsilon_{c2} = |-2,00|$  ‰ absinkt.

Gl. (1.154)

wobei die Bedingung

$$h_{f, \text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} d_{s1} \geq h_f \quad (1.196)$$

für die Anwendung von Gleichung (1.195) mit

$$\begin{aligned}\varepsilon_{yd} &= \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}/\gamma_S}{E_s} & (1.197) \\ &= \frac{500/1,15}{200000} = 2,174\end{aligned}$$

Abschn. 2.3.2

durch den Nachweis

$$\begin{aligned}h_{f, \text{lim}} &= \frac{-3,50 + 2,00}{-3,50 - 2,174} 409,2 = 108,2 \text{ cm} \\ &> h_f = 30,0 \text{ cm}\end{aligned}$$

Gl. (1.196) mit  $\varepsilon_{cu2} = -3,50$  ‰ und  $\varepsilon_{c2} = -2,00$  ‰ nach EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1 und 3.1.7 (1), Bild 3.3

erfüllt ist.

Bemessungswert des Tragwiderstands des Betonstahls:

$$\sigma_{s1d} = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.144a)}$$

$$F_{Rd} = 406,7 \cdot 434,8 \cdot 10^{-4} = 17,683 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.170)}$$

Nachweis der Tragfähigkeit:

$$F_{Ed} = -40,587 \text{ MN}$$

$$< F_{Rd} = 17,683 \text{ MN} \quad \text{Gl. (1.171)}$$

Auch das Näherungsverfahren zeigt gegenüber der strengen Lösung nur geringe Abweichungen bei der Querschnittsbemessung.

## 5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Versagen ohne Vorankündigung

Durch die vorgesehene Mindestlängsbewehrung aus Betonstahl ist der Nachweis zur Vermeidung eines Versagens ohne Vorankündigung im Falle möglicher Spannstahlbrüche erfüllt. Damit ist gewährleistet, dass sich ein Versagen des Tragwerks durch frühzeitige Rissbildung bemerkbar macht, um geeignete Maßnahmen treffen zu können.

EN 1992-1-1, 5.10.1 (5)P, (6) und 9.2.1 sowie EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.1 (6) und EN 1992-2, 5.10.1 (106)

EN 1992-2, 5.10.1 (106): Ein Versagen ohne Ankündigung ist unter Nutzung der Methode aus 6.1 (109) a) bis c) zu verhindern.

Zur Anwendung ist Verfahren nach EN 1992-2, 6.1 (109) b) vorgesehen, s. Abschn. 2.5.1.

## 5.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft und Torsion

EN 1992-1-1, 6.2, 6.3 und EN 1992-1-1/NA, 6.2, 6.3 sowie EN 1992-2, 6.2, 6.3 und EN 1992-2/NA, 6.2, 6.3, s. auch [60], 3 und 4 sowie [119], 4.2

### 5.3.1 Belastungszustände, Bemessungsverfahren und Bemessungsschnitte

Da die Untersuchung des Kastenträgers in Brückenquerrichtung nicht Gegenstand des Bemessungsbeispiels ist, beschränken sich die Nachweise infolge Schubbeanspruchung auf den Balkensteg. Die Bemessung erfolgt getrennt für reine Querkraft und für reine Torsion sowie für kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion.

Die Nachweise werden für Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  am Auflagerand geführt. Zusätzlich wird für die Stelle  $x = 2,0 \text{ m}$  am Voutenbeginn wegen der geringeren Stegbreite die Tragfähigkeit der Betondruckstreben nachgewiesen, wobei zur Vereinfachung der Berechnung die einwirkenden Schnittgrößen an der Stelle  $x = 0,4 \text{ m}$  verwendet werden.

Gilt unter Verzicht auf den günstigen Einfluss von auflagenahen Einzellasten auch für die Ermittlung der Querkraftbewehrung, um die Nachweise für die Interaktion mit Torsion zu vereinfachen. Für die Nachweisstelle  $x = 0,4 \text{ m}$  werden außerdem zur Vereinfachung (auf der sicheren Seite liegend) die Querschnittswerte an der Stelle  $x = 0,5 \text{ m}$  am Voutenbereichsende (Tab. 1.1) verwendet.

Die Untersuchung kann sich auf die Nachweise im Betriebszustand beschränken, da im Bauzustand durchwegs günstigere Verhältnisse vorliegen.

s. auch Beispiel 1 in [98]

### 5.3.2 Bemessung für Querkraft

EN 1992-1-1, 6.2 und EN 1992-1-1/NA, 6.2 sowie EN 1992-2, 6.2 und EN 1992-2/NA, 6.2, s. auch [60], 3.2 und [119], 4.2

#### 5.3.2.1 Vorbemerkungen

Die Untersuchung befasst sich mit der Ermittlung des Querkraftwiderstands ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung, mit der Bemessung der Querkraftbewehrung sowie mit der Begrenzung der Tragkraft durch die Druckstrebentragfähigkeit.

EN 1992-1-1, 6.2.2 und EN 1992-1-1/NA, 6.2.2 sowie EN 1992-2, 6.2.2 und EN 1992-2/NA, 6.2.2  
EN 1992-1-1, 6.2.3 und EN 1992-1-1/NA, 6.2.3 sowie EN 1992-2, 6.2.3 und EN 1992-2/NA, 6.2.3  
EN 1992-1-1, 6.2.1 und 6.2.3 sowie EN 1992-1-1/NA, 6.2.1 und 6.2.3

#### 5.3.2.2 Nachweis am Auflagertrand

Schnitt  $x = 0,4$  m (Bilder 1.1 und 1.2)

Für den Bemessungswert der tatsächlich einwirkenden Querkraft ergibt sich

$$V_{Ed,w} = V_{Ed} - V_{pd} \quad (1.198)$$

mit

EN 1992-1-1, 6.2.1  
( $V_{cdd}$  und  $V_{td}$  gleich Null wegen konstanter Gurthöhe)  
Bezeichnungen nach [119], 4.2.5

$V_{Ed,w}$  Bemessungswert der tatsächlich auf den Betonquerschnitt einwirkenden Querkraft (Bemessungsquerkraft)

entspricht  $V_{sd}$  in [60]

$V_{Ed}$  Bemessungswert der berechneten einwirkenden Querkraft infolge externer Belastung und Vorspannung (unter Berücksichtigung der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung und der Auswirkungen der Momentenumlagerung)

$V_{pd}$  Bemessungswert der Querkraftkomponente der geneigten Spannglieder (parallel zu  $V_{Ed}$ )

Die Querkraftkomponente  $V_{pd}$  ist positiv, wenn sie die gleiche Richtung aufweist wie  $V_{Ed}$ .

wobei die Spanngliedkraft mit

$$P_{mt} = A_p f_{p0,1k} / \gamma_S \quad (1.199)$$

[119], 4.2.5, Gl. (4.56)

zu begrenzen ist.

Für die ungünstigste Einwirkungskombination erhält man im maßgebenden Schnitt  $x = 0,4$  m folgende Bemessungsquerkraft:

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \gamma_{G, \text{sup}} (V_{Gk,1} + V_{Gk,2}) + \gamma_{Q,1} V_{Qk,1} \\ &\quad + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} V_{Qk,2} \quad (1.200) \\ &= 1,35 (10,006 + 2,024) + 1,35 \cdot 4,211 \\ &\quad + 1,50 \cdot 0,60 \cdot 0,154 = 22,064 \text{ MN} \end{aligned}$$

$V_{Gk,1}, V_{Gk,2}$  s. Tab. 1.12  
 $V_{Qk,1}$  s. Tab. 1.14  
 $V_{Qk,2} \equiv V_{Qk,\Delta T}$  s. Tab. 1.25  
 $\gamma_G, \gamma_Q$  s. Tab. 1.8  
 $\psi_0$  s. Tab. 1.7

Bemessungswert der Querkraftkomponente der geneigten Spannglieder:

$$\begin{aligned} V_{pd} &= \gamma_P (V_{cp} + V_{cp,c+s+r}) & (1.201) \\ &= 1,0 (-8,462 + 1,597) = -6,865 \text{ MN} \end{aligned}$$

$V_{cp}$  s. Tab. 1.21  
 $V_{cp,c+s+r}$  s. Tab. 1.24  
 $\gamma_P$  s. Tab. 1.9

mit

$$\begin{aligned} P_{m0} &= 146,137 \text{ MN} \\ < P_{mt} &= 0,111 \cdot 1555 / 1,15 = 150,091 \text{ MN} \end{aligned}$$

Gl. (1.199)  
 $P_{m0}$  s. Tab. 1.21 mit  $\psi_p = 0$   
 $A_p$  s. Abschn. 4.6.1  
 $f_{p0,1k}, \gamma_s$  s. Abschn. 2.3.3

Bemessungsquerkraft:

$$V_{Ed,w} = 22,064 - 6,865 = 15,199 \text{ MN}$$

Gl. (1.198)

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft werden durch Gegenüberstellung der Bemessungswerte der einwirkenden Querkraft  $V_{Ed,w}$  mit der aufnehmbaren Querkraft  $V_{Rd}$  geführt.

EN 1992-1-1, 6.2.1

In Querschnitten, die der Bedingung

$$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,c} \quad (1.202a)$$

genügen, ist eine Querkraftbewehrung rechnerisch nicht erforderlich. In Querschnitten mit

$$V_{Ed,w} > V_{Rd,c} \quad (1.202b)$$

ist dagegen eine Querkraftbewehrung rechnerisch vorzusehen, die die Nachweisbedingungen

$$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,s} \quad (1.203)$$

und

$$V_{Ed,w} \leq V_{Rd,max} \quad (1.204)$$

erfüllt.

Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand  $V_{Rd,c}$  darf mit

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (1.205a)$$

$$\leq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (1.205b)$$

ermittelt werden. Dabei ist:

$$C_{Rd,c} = 0,15 / \gamma_C \quad (1.205c)$$

$$= 0,15 / 1,5 = 0,10$$

EN 1992-1-1, 6.2.1 (3) und 6.2.2 (1)  
 $V_{Rd,c}$  Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung

EN 1992-1-1, 6.2.1 (5)

EN 1992-1-1, 6.2.1 (2), Gl. (6.1) und 6.2.3 (3), Gl. (6.8) bzw. 6.2.3 (4), Gl. (6.13)  
 $V_{Rd,s}$  Bemessungswert der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraft

EN 1992-1-1, 6.2.1 (6) und 6.2.3 (3), Gl. (6.9) bzw. 6.2.3 (4), Gl. (6.14)  
 $V_{Rd,max}$  Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft

EN 1992-2, 6.2.2 (101) und EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.2 (101)

EN 1992-2, 6.2.2 (101), Gl. (6.2a) und EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.2 (101)  
 EN 1992-2, 6.2.2 (101), Gl. (6.2b) und EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.2 (101) (Mindestwert)

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.2 (101) und EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.2.2 (1)



$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad \text{mit } d \text{ [mm]} \quad (1.205d)$$

$$= 1 + \sqrt{200 / 4102} = 1 + 0,22 = 1,22 < 2,0$$

$d$  statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung [mm]

$d \equiv d_{s1} = 4102 \text{ mm}$ , s. Tab. 1.27

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (1.205e)$$

$$= \frac{7380}{1500 \cdot 4102} = 0,0012 < 0,02$$

$\rho_l$  geometrischer Bewehrungsgrad der Betonstahlzugbewehrung

$A_{sl}$  Querschnittsfläche der Zugbewehrung, die mindestens  $\geq (l_{bd} + d)$  über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird, s. EN 1992-2, 6.2.2 (101), Bild 6.3

$A_{sl} = 7380 \text{ mm}^2$ , s. Tab. 1.27

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts [mm]

$b_w = 2 \cdot 750 = 1500 \text{ mm}$ , s. Bild 1.3

$f_{ck}$  charakteristische Druckfestigkeit des Betons, s. Abschn. 2.3.1

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 0,12$$

EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.2.2 (1)

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (1.205f)$$

$$= (N_{cp} + N_{c,c+s+r} + N_{c,\Delta T}) / A_c$$

$$= (-145,895 + 27,528 + 2,708) / 12,85$$

$$= |-9,00| \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{cd}$  Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Querschnittschwerpunkts

$A_c$  Gesamtfläche des Betonquerschnitts

$N_{Ed}$  Bemessungswert der Normalkraft infolge ständiger oder vorübergehender bzw. außergewöhnlicher Einwirkungen (Vorspannung: Druckkraft negativ)

$$> 0,2 f_{cd}$$

$N_{cp}$  s. Tab. 1.21

$N_{c,c+s+r}$  s. Tab. 1.24

$N_{c,\Delta T}$  s. Tab. 1.25

$A_c$  s. Tab. 1.1

$$= 0,2 \cdot 0,85 \cdot 45 / 1,5$$

maßgebend

$$= 0,2 \cdot 25,50 = 5,10 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{\min} = (0,0375 / \gamma_C) k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (1.205 g)$$

$$= (0,0375 / 1,50) \cdot 1,22^{3/2} \cdot 45^{1/2} = 0,226$$

EN 1992-1-1/NA, NDP zu 6.2.2 (1) für  $d > 800 \text{ mm}$

Mit diesen Eingangswerten ergibt sich der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand:

$$V_{Rd,c} = [0,10 \cdot 1,22(100 \cdot 0,0012 \cdot 45)^{1/3} + 0,12 \cdot 5,10] \times 1,50 \cdot 4,102 = 5,083 \text{ MN}$$

$$\leq (0,226 + 0,12 \cdot 5,10) 1,50 \cdot 4,102$$

$$= 5,156 \text{ MN}$$

Gl. (1.205a)

Gl. (1.205b)  
maßgebend

Die Gegenüberstellung des Ergebnisses mit dem Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

$$V_{Rd,c} = 5,156 \text{ MN} < V_{Ed,w} = 15,199 \text{ MN}$$

Gl. (1.202b)

zeigt, dass zur Aufnahme der Querkraft rechnerisch eine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand der kleinere Wert aus

Wegen der erforderlichen Torsionsbewehrung ist eine vertikale Querkraftbewehrung vorzusehen.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (1.206)$$

infolge Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung oder

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} l (\cot \theta + \tan \theta) \quad (1.207)$$

infolge Tragfähigkeit der Betondruckstreben. Bei Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung gilt entsprechend

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (1.208)$$

oder

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (1.209)$$

Dabei ist der Druckstrebenwinkel  $\theta$  durch

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed,w}} \leq \max \cot \theta = 1,75 \quad (1.210)$$

mit

$$V_{Rd,cc} = c 0,48 f_{ck}^{1/3} (1 - 1,2 \sigma_{cd} / f_{cd}) b_w z \quad (1.211)$$

und

$$\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (1.210a)$$

zu begrenzen.

Mit den Eingangswerten

$$b_w = 2 (55,0 + 20,0) = 150,0 \text{ cm}$$

$$z = 385,2 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 45 / 1,5 = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{cw} = 1,00$$

$$v_1 = 0,75$$

$$\sigma_{cd} = |-9,00| \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Ed,w} = 15,199 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot 45^{1/3} (1 - 1,2 \cdot 9,00 / 25,50) \times 1,50 \cdot 3,852 = 2,834 \text{ MN}$$

EN 1992-2, 6.2.3 (103), Gl. (6.8) und (6.9) für vertikale Querkraftbewehrung und EN 1992-1-1, 6.2.3 (4), Gl. (6.13) und (6.14) für geneigte Querkraftbewehrung mit

$A_{sw}$  Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung

$s$  Abstand der Bügel untereinander

$z$  innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört

$f_{ywd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

$\theta$  Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse

$\alpha$  Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt

$a_{cw}$  Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt

$v_1$  Festigkeitsabminderungsbeiwert für den unter Querkraft gerissenen Beton

$f_{cd}$  Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (2), Gl. (6.107aDE)

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (2), Gl. (6.7bDE) mit  $c = 0,5$

$\sigma_{cd}$  Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts

$N_{Ed}$  Bemessungswert der Normalkraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen ( $N_{Ed} > 0$  als Normaldruckkraft)

Bild 1.3

Tab. 1.27 (Schnitt  $x = 40,0$  m mit  $M_{\max}$  auf der sicheren Seite liegend, s. auch [60], 3.2.4.4) Gl. (1.154)

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (103)

EN 1992-2/NA, NDP zu 6.2.3 (103)

Gl. (1.210a), wie Gl. (1.205f) ohne Begrenzung

Gl. (1.198)

Gl. (1.211)

$$\cot \theta = \frac{1,2 + 1,4 \cdot 9,00 / 25,50}{1 - 2,843 / 15,199} = 2,08 \quad \text{Gl. (1.210)}$$

$$> \max \cot \theta = 1,75 \quad \text{maßgebend}$$

ergibt sich für den Nachweis der Druckstrebenfestigkeit in Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  mit vertikaler Querkraftbewehrung

$$\begin{aligned} V_{Rd, \max} &= 1,00 \cdot 1,50 \cdot 3,852 \cdot 0,75 \cdot 25,50 / \\ &\quad (1,75 + 0,571) \quad \text{Gl. (1.207)} \\ &= 47,611 \text{ MN} \quad \text{tan } \theta = 1 / \cot \theta \\ &> V_{Ed, w} = 15,199 \text{ MN} \end{aligned}$$

und damit eine ausreichende Tragfähigkeit.

Entsprechend wird in Schnitt  $x = 2,0 \text{ m}$  mit den Eingangswerten

Nachweis erforderlich wegen der kleineren Stegbreite gegenüber Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  bei nahezu gleich großer einwirkenden Querkraft wie in Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

$$\begin{aligned} b_w &= 2 \cdot 0,55 = 1,10 \text{ m} \\ \sigma_{cd} &= (-145,895 + 27,528 + 2,708) / 9,94 \\ &= |-11,64| \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bild 1.3  
kleinste Stegbreite über die Steghöhe  
Gl. (1.205f) mit  $A_c = 9,94 \text{ m}^2$  (s. Tab. 1.1),  
sonst wie Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

$$V_{Ed, w} \leq 15,199 \text{ MN}$$

Näherung wie Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  (auf der sicheren Seite liegend)  
wie Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

$$V_{Rd, cc} = 2,843 \text{ MN}$$

$$\cot \theta = 2,26$$

$$> \max \cot \theta = 1,75$$

durch die Gegenüberstellung der Bemessungswerte der aufnehmbaren und einwirkenden Querkraft

$$\begin{aligned} V_{Rd, \max} &= 1,00 \cdot 1,10 \cdot 3,852 \cdot 0,75 \cdot 25,50 / (1,75 + 0,571) \quad \text{Gl. (1.207)} \\ &= 34,914 \text{ MN} \\ &> V_{Ed, w} = 15,199 \text{ MN} \end{aligned}$$

ebenfalls eine ausreichende Sicherheit der Betondruckstreben im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft nachgewiesen.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung

$$V_{Ed, w} \leq V_{Rd, s} \quad \text{Gl. (1.203)}$$

ergeben sich mit dem Ansatz  $V_{Ed, w} = V_{Rd, s}$  für eine wirtschaftliche Berechnung die Bemessungsgleichungen

$$a_{sw, \text{erf}} = \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed, w}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (1.212) \quad \text{Erläuterungen zu den Formelzeichen s. Gl. (1.206) bis Gl. (1.209)}$$

für Bauteile mit vertikaler Querkraftbewehrung bzw.

$$a_{sw,erf} = \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,w}}{z f_{ywd} \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (1.213)$$

für Bauteile mit geneigter Querkraftbewehrung.

Damit erhält man für die erforderliche Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung

Gl. (1.212)

$$\begin{aligned} a_{sw,erf} &= \frac{15,199 \cdot 10^4}{3,852 \cdot 434,8 \cdot 1,75} = 51,86 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &= 51,86 / 2 = 25,93 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> a_{sw,min} = 14,63 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

für den gesamten Querschnitt mit  $f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_S = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2$

pro Steg

Mindestquerkraftbewehrung, s. Abschn. 2.5

wobei der Verlauf der erforderlichen Querkraftbewehrung bis zum Auflager konstant angenommen wird.

Nach [60], 3.3.2 wird empfohlen, den Verlauf der Bewehrung bis zum Auflager konstant anzunehmen, sofern kein genauere Nachweis, z. B. unter Zugrundelegung einer Fachwerkbetrachtung, geführt wird.

Die Festlegung der vorhandenen Bewehrung erfolgt im Zuge des Nachweises der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion, wobei wegen des Verhältnisses

$$V_{Ed,w} / V_{Rd,max} = 15,199 / 47,611 = 0,319 < 0,60 > 0,30$$

Verhältnis von einwirkender zu aufnehmbarer Querkraft

der Längsabstand aufeinander folgender Bügel

$$s_{wl,max} \leq 300 \text{ mm}$$

Gl. (1.9b)

$s_{wl,max} = 0,5 h = 0,5 \cdot 420,0 = 210,0 \text{ cm}$  nicht maßgebend

und der Querabstand der Bügelschenkel

$$s_{wt,max} \leq 600 \text{ mm}$$

Gl. (1.11b)

$s_{wt,max} = h = 420,0 \text{ cm}$  nicht maßgebend

einzuhalten ist.

### 5.3.3 Bemessung für Torsion

EN 1992-1-1, 6.3 und EN 1992-1-1/NA, 6.3 sowie EN 1992-2, 6.3 und EN 1992-2/NA, 6.3

#### 5.3.3.1 Vorbemerkungen

Eine Torsionsbemessung ist zu führen, da das statische Gleichgewicht des Tragwerks von der Torsionstragfähigkeit der einzelnen Bauteile abhängt („Gleichgewichtstorsion“).

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.1 (1) und (2): Die Absätze (1) und (2) sind nicht anzuwenden. Stattdessen gilt (NA.101) (gilt für den Grenz-zustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit).

Für den vorliegenden geschlossenen dünnwandigen Kastenquerschnitt genügt die Berücksichtigung der St. Venant'schen Torsion, die im Querschnitt zu umlaufenden Schubflüssen führt. Der Einfluss der Wölbkrafttorsion wird wegen Geringfügigkeit vernachlässigt.

EN 1992-1-1, 6.3.1 (3) und 6.3.2 sowie EN 1992-2, 6.3.2 und EN 1992-2/NA, 6.3.2

EN 1992-1-1, 6.3.3 (1)

Die Bemessung der Torsionsbeanspruchung beschränkt sich generell auf den Stegbereich.

s. auch Abschn. 5.3.1

### 5.3.3.2 Nachweis am Auflagerand

Für die ungünstigste Einwirkungskombination ergibt sich der Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments allein aus den Anteilen der veränderlichen Einwirkungen, da die ständigen Einwirkungen und die Vorspannung keine Beiträge liefern:

$$\begin{aligned} T_{Ed} &= \gamma_{Q,1} T_{Qk,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} T_{Qk,2} & (1.214) \\ &= 1,35 \cdot 10,140 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0,420 \\ &= 14,067 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Für das aufzunehmende Torsionsmoment  $T_{Ed}$  erhält man mit

$$a_{sl} = \frac{A_{sl}}{u_k} \geq \frac{T_{Ed}}{2 A_k f_{yd}} \cot \theta \quad (1.215)$$

die Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung und mit

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{T_{Ed}}{2 A_k f_{yd}} \tan \theta \quad (1.216)$$

die Querschnittsfläche der Torsionsbügelbewehrung.

Die Auswirkungen von Torsion sowie von Querkraft und Torsion werden unter Annahme derselben Druckstrebenneigung  $\theta$  ermittelt wie die Querkraft allein.

Mit den Eingangswerten

$$A_k = 21,10 \text{ m}^2$$

$$T_{Ed} = 14,067 \text{ MNm}$$

ergibt sich

$$a_{sl} = \frac{A_{sl}}{u_k} = \frac{14,067 \cdot 10^4}{2 \cdot 21,10 \cdot 434,8} 1,75 = 13,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

für die Torsionslängsbewehrung und

$$\begin{aligned} a_{sw} &= \frac{A_{sw}}{s} = \frac{14,067 \cdot 10^4}{2 \cdot 21,10 \cdot 434,8} 0,571 \\ &= 4,38 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

für die Torsionsbügelbewehrung.

Entsprechend ergibt sich in Schnitt  $x = 2,0 \text{ m}$  mit

$$A_k = 22,73 \text{ m}^2$$

Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  (Bilder 1.1 und 1.2)

Torsionsmomente infolge ständiger Einwirkungen oder infolge Vorspannung treten in symmetrischen Querschnitten z. B. bei schief gelagerten oder gekrümmten Tragwerken auf.

Ständige Bemessungssituation nach Gl. (1.27) und Tab. 1.9

$T_{Qk,1}$  s. Tab. 1.15

$T_{Qk,2}$  s. Tab. 1.18

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,2}$  s. Tab. 1.8

$\psi_{0,2}$  s. Tab. 1.7

s. auch DIN-FB 102, II-4, 3.3.1

EN 1992-2, 6.3.2 (103), Gl. (6.28) und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (103), Gl. (NA.6.28.1) mit

$A_{sl}$  Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung

$A_k$  die durch die Mittellinien der Wände eingeschlossene Fläche (einschließlich hohler Innenbereiche)

$u_k$  Umfang der Fläche  $A_k$

$A_{sw}$  Querschnittsfläche der Torsionsbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse

$f_{yd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Längs- bzw. Torsionsbewehrung sonst wie Erläuterungen zu Gl. (1.206) bis Gl. (1.209)

EN 1992-2, 6.3.2 (102)

s. Abschn. 5.3.2.2

Abschn. 2.6 und Bild 1.8

Gl. (1.215)

$\cot \theta = 1,75$ ; s. Abschn. 5.3.2.2

Gl. (1.216)

$\tan \theta = 0,571$ ; s. Abschn. 5.3.2.2

Abschn. 2.6 und Bild 1.8

und

$$T_{Ed} = 14,067 \text{ MN}$$

wie in Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$

auf der sicheren Seite liegend

$$a_{sl} = \frac{14,067 \cdot 10^4}{2 \cdot 22,71 \cdot 434,8} 1,75 = 12,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

für die Torsionslängsbewehrung und

$$a_{sw} = \frac{14,067 \cdot 10^4}{2 \cdot 22,71 \cdot 434,8} 0,571 = 4,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

für die Torsionsbügelbewehrung. Damit ergeben sich die Nachweise

$$\begin{aligned} a_{sl, \text{vorh}} &= 2 \cdot 5 \cdot \emptyset 14/\text{m} && \equiv 15,40 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Bild 1.23b} \\ &> a_{sl, \text{min}} && = 13,42 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

für die Torsionslängsbewehrung sowie

$$\begin{aligned} a_{sw, \text{vorh}} &= 2 \cdot 5 \cdot \emptyset 10/\text{m} && \equiv 7,84 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Bild 1.5} \\ &> a_{sw, \text{min}} && = 4,38 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

für die Torsionsbügelbewehrung in den Gurten. Die Festlegung der Bügelbewehrung in den Gurten erfolgt für den Nachweis aus Querkraft und Torsion.

In Druckgurten darf die Torsionslängsbewehrung entsprechend den vorhandenen Druckkräften abgemindert werden. In Zuggurten ist sie zur übrigen Längsbewehrung zu addieren.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Betondruckstreben durch Gegenüberstellung der Bemessungswerte

$$T_{Ed} \leq T_{Rd, \text{max}} \quad (1.217)$$

ist bei Anordnung orthogonaler Torsionsbewehrung aus Bügeln und Längsstäben mit dem Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments

$$T_{Rd, \text{max}} = 2 v a_{cw} f_{cd} A_k t_{ef, i} \sin \theta \cos \theta \quad (1.218) \quad \text{EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (1) und 6.3.2 (104)}$$

zu führen.

Die Neigung der Druckstreben ist nach Gleichung (1.210) zu begrenzen. Dazu ist für  $V_{Ed}$  die Schubkraft  $V_{Ed, T}$  in einer Wand infolge Torsionsbeanspruchung

EN 1992-1-1, 6.3.2 (1), Gl. (6.26) und (6.27) und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (1) sowie Bild 6.11 mit

$$V_{Ed, T} = \frac{T_{Ed} z_i}{2 A_k} \quad (1.219)$$

$$T_{Ed} = \tau_{t, i} \cdot t_{ef, j} \cdot 2 A_k$$

und

$\tau_{t, i}$  Torsionsschubspannung in Wand  $i$   
 $t_{ef, j}$  effektive Wanddicke, die immer gleich dem doppelten Abstand von der Außenfläche bis zur Mittellinie der Längsbewehrung anzunehmen ist, aber nicht größer als die vorhandene Wanddicke.

und für  $b_w$  die effektive Wanddicke  $t_{ef, i}$  einzusetzen.

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

Für Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  im Steg kommt man mit

$$v = 0,75$$

$z_i$  Höhe der Wand  $i$ , definiert durch den Abstand des Schwerpunkts der Wandmittellinie mit den Mittellinien der angrenzenden Wände

zu folgendem Ergebnis:

$$\begin{aligned} T_{Rd, \max} &= 2 \cdot 0,75 \cdot 1,00 \cdot 25,50 \cdot 21,10 \cdot 0,75 \\ &\quad \times 0,496 \cdot 0,868 = 260,601 \text{ MNm} \\ &> T_{Ed} = 14,067 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Damit ist eine ausreichende Tragfähigkeit der Betondruckstreben für reine Torsion nachgewiesen.

$A_k$  s. Abschn. 2.6 und Bild 1.8  
 $t_{ef,i}$  horizontale Wanddicke wegen der Kombination mit der Querkraftbeanspruchung mit  
 $h_w = 0,75 \leq b/6 = (5,00 + 1,25)/6 = 1,04 \text{ m}$   
 $\cot \theta = 1,75 \Rightarrow \theta = 29,75^\circ$

### 5.3.4 Bemessung für Querkraft und Torsion

#### 5.3.4.1 Vorbemerkungen

Die Nachweise der Druckstrebenfestigkeit und die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung in der Schubzone der Stege erfolgen für die ungünstigste Einwirkungskombination aus maximaler Querkraft und zugehöriger Torsion sowie, aus Vergleichsgründen, aus maximaler Torsion und zugehöriger Querkraft.

$Q_{\max}$  mit  $T_{\text{cor}}$  (Fall 1)

$T_{\max}$  mit  $Q_{\text{cor}}$  (Fall 2)

#### 5.3.4.2 Nachweis am Auflagerand

Für die Begrenzung der Tragfähigkeit der Betondruckstreben durch Querkraft und Torsion gilt die Interaktionsregel

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd, \max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd, \max}} \leq 1,0 \quad (1.220a)$$

für Kastenquerschnitte und

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd, \max}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd, \max}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (1.220b)$$

für Kompaktquerschnitte (Vollquerschnitte).

Die Ermittlung der Bügelbewehrung erfolgt durch Addition der erforderlichen Bewehrungen bei der getrennten Bemessung für Querkraft und für Torsion nach der Bedingung

$$a_{sw,V+T} = a_{sw,V} / 2 + a_{sw,T} \quad (1.221)$$

unter Beachtung der unterschiedlichen Schnittigkeiten.

Hierin bedeuten:

$a_{sw,V+T}$  auf die Trägerlängsachse bezogene Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung infolge Querkraft und Torsion

$a_{sw,V}/2$  auf die Trägerlängsachse bezogene Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung infolge Querkraft allein

Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$  (Bilder 1.1 und 1.2)

Querkraft s. Abschn. 5.3.2.2, Gl. (1.198) für  $V_{Ed}$  und Gl. (1.207) für  $V_{Rd, \max}$

Torsion s. Abschn. 5.3.3.2, Gl. (1.214) für  $T_{Ed}$  und Gl. (1.218) für  $T_{Rd, \max}$

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (104), (NA.104), Gl. (6.29)  
s. auch [59], 6.4.5.2

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (104), (NA.104), Gl. (NA.6.29.1)

Die Querschnittsfläche gilt jeweils für einen Steg eines (einzelligen) Kastenquerschnitts bzw. für eine Seite eines Kompaktquerschnitts.

$a_{sw,V}$  s. Abschn. 5.3.2.2, Gl. (1.212)

$a_{sw,T}$  auf die Trägerlängsachse bezogene Querschnittsfläche der erforderlichen Bügelbewehrung infolge Torsion allein

$a_{sw,T}$  s. Abschn. 5.3.3.2, Gl. (1.216)

Die getrennten Bemessungen für Querkraft und Torsion sind – sowohl beim Nachweis der Tragfähigkeit der Betondruckstreben als auch bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung – mit den gleichen Druckstrebenneigungen durchzuführen.

[60], 5.2.4.2: Nur unter dieser Bedingung liegen gleiche innere Tragsysteme (Fachwerkmodelle) vor, die eine Anwendung des Superpositionsgesetzes auf den Zustand II zulassen.

Für die Begrenzung der Druckstrebenneigung  $\theta$  ist in Gleichung (1.210) für  $V_{Ed}$  die Schubkraft der Wand

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (102)

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + \frac{V_{Ed,w} t_{ef,i}}{b_w} \quad (1.222)$$

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (102), (NA.102), Gl. (NA.6.27.1)

und in Gleichung (1.211) für  $b_w$  die effektive Wanddicke  $t_{ef,i}$  einzusetzen.

Vereinfachend darf die Torsionsbewehrung allein unter der Annahme von  $\theta = 45^\circ$  berechnet und zu der nach Abschnitt 5.3.2 ermittelten Querkraftbewehrung addiert werden.

EN 1992-2/NA, NCI zu 6.3.2 (102)

Für die Beanspruchung der Betondruckstreben in Schnitt  $x = 0,4$  m infolge der Einwirkungskombination  $V_{\max}$  mit  $T_{\text{cor}}$  (Fall 1) wird mit Hilfe der Bemessungswerte

$$V_{Ed,w} = 15,199 \text{ MN}$$

Gl. (1.198)

$$\begin{aligned} T_{Ed,\text{cor}} &= 1,35 \cdot 6,997 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0,420 \\ &= 9,824 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Gl. (1.214) mit  $T_{Ok,1} = 6,997 \text{ MNm}$  (Tab. 1.14) und  $T_{Ok,2}$  wie in Abschn. 5.3.3.2, Gl. (1.214)

$$V_{Ed,T} = \frac{9,824 \cdot 3,775}{2 \cdot 21,10} = 0,879 \text{ MN}$$

Gl. (1.219)

$$V_{Ed,T+V} = 0,879 + \frac{15,199 \cdot 0,75}{0,75} = 16,078 \text{ MN}$$

Gl. (1.222)

$$V_{Rd,cc} = 3,749 \text{ MN}$$

Abschn. 5.3.2.2, Gl. (1.211) für  $t_{ef,i} = b_w$

$$\cot \theta = \frac{1,2 + 1,4 (5,10/25,50)}{1 - 3,749/16,078} = 1,93$$

Gl. (1.210)

$$> \max \cot \theta = 1,75$$

maßgebend

$$V_{Rd,\max} = 47,611 \text{ MN}$$

Gl. (1.207)

$$T_{Rd,\max} = 170,954 \text{ MNm}$$

Gl. (1.218)

und der Interaktion



$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,cor}}{T_{Rd,max}} = \frac{15,199}{47,611} + \frac{9,824}{170,954}$$

Gl. (1.220a)

$$= 0,33 + 0,06 = 0,39 < 1,00$$

eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen. Entsprechend ergibt sich in Schnitt  $x = 2,0$  m mit den näherungsweise gleichen einwirkenden Bemessungswerten für die Interaktion

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,cor}}{T_{Rd,max}} = \frac{15,199}{34,914} + \frac{9,824}{135,051}$$

Gl. (1.220a) mit  
 $V_{Rd,max}$  s. Abschn. 5.3.2.2 und  
 $T_{Rd,max}$  s. Abschn. 5.3.3.2  
maßgebend

$$= 0,44 + 0,07 = 0,51 < 1,00$$

ebenfalls ein ausreichender Nachweis für die Betondruckstreben.

Für die zweite mögliche Einwirkungskombination  $T_{max}$  mit  $V_{cor}$  (Fall 2) ergeben sich in Schnitt  $x = 0,4$  m mit den Bemessungswerten der Einwirkungen

Die Bemessungswerte der Widerstände sind mit Fall 1 identisch.

$$T_{Ed,max} = 14,067 \text{ MNm}$$

$$V_{Ed,w,cor} = 1,35 (10,006 + 2,024) + 1,35 \cdot 3,274$$

$$+ 1,50 \cdot 0,60 \cdot 0,154 - 6,865$$

$$= 20,799 - 6,865 = 13,934 \text{ MN}$$

Abschn. 5.3.3.2

Gl. (1.196) mit  $V_{Qk,1} = 3,274$  MN (Tab. 1.15) sowie  $V_{Qk,2}$  und  $V_{pd}$  wie in Abschn. 5.3.2.2

und der Interaktion

$$\frac{T_{Ed,max}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,cor}}{V_{Rd,max}} = \frac{14,067}{170,954} + \frac{13,934}{47,611}$$

Gl. (1.220a)  
 $V_{Ed,cor} \equiv V_{Ed,w,cor}$

$$= 0,08 + 0,29 = 0,37 < 1,00$$

etwas günstigere Verhältnisse als im Fall 1. Das gilt auch für Schnitt  $x = 2,0$  m, so dass sich ein Nachweis erübrigt.

Für die Ermittlung der Bügelbewehrung für jeweils einen Steg erhält man infolge der Einwirkungskombination  $V_{max}$  mit  $T_{cor}$  (Fall 1)

$$a_{sw,V} = 51,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Abschn. 5.3.2.2

$$a_{sw,T} = \frac{T_{Ed,cor}}{T_{Ed,max}} a_{sw,T,erf}$$

$T_{Ed,cor}$  s. Abschn. 5.3.4.2  
 $T_{Ed,max}$  s. Abschn. 5.3.3.2  
 $a_{sw,T,erf}$  s. Abschn. 5.3.3.2

$$= \frac{9,824}{14,067} 4,38 = 3,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

und somit

$$a_{sw,V+T} = 51,86/2 + 3,06 = 28,99 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.221)}$$

sowie infolge der Einwirkungskombination  $T_{\max}$  mit  $V_{\text{cor}}$  (Fall 2)

$$a_{sw,T} = 4,38 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Abschn. 5.3.3.2}$$

$$a_{sw,V} = \frac{V_{Ed,w, \text{cor}}}{V_{Ed,w, \text{max}}} a_{sw,V, \text{erf}} \quad \begin{array}{l} V_{Ed,w, \text{cor}} \text{ s. Abschn. 5.3.4.2} \\ V_{Ed,w, \text{max}} \text{ s. Abschn. 5.3.2.2} \\ a_{sw,V, \text{erf}} \text{ s. Abschn. 5.3.2.2} \end{array}$$

$$= \frac{13,934}{15,199} 51,86 = 47,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

und somit

$$a_{sw,T+V} = 4,38 + 47,54 / 2 = 28,15 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Gl. (1.221)}$$

Maßgebend ist demzufolge die Bemessung für  $V_{\max}$  mit  $T_{\text{cor}}$  (Fall 1). Mit der gewählten Bewehrung

$$\begin{aligned} a_{sw, \text{vorh}} = \phi 16, s_{wl} = 20 \text{ cm} &= > 40,21 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{4-schnittige Bügel} \\ > a_{sw, \text{erf}} &= 28,99 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Fall 1} \\ > a_{sw, \text{min}} &= 14,63 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Mindestbewehrung, s. Abschn. 2.5} \end{aligned}$$

und der Einhaltung des maximalen Längsabstands der Bügel

$$\begin{aligned} s_{wl, \text{vorh}} &= 200 \text{ mm} \\ < s_{wl, \text{max}} &= 300 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{Abschn. 5.3.2.2}$$

sowie des maximalen Querabstands der Bügelschenkel

$$\begin{aligned} s_{wt, \text{vorh}} &= 235 \text{ mm} \\ < s_{wt, \text{max}} &= 600 \text{ mm} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} s_{wt, \text{vorh}} = 1/3 \cdot (b_w - c_{\text{nom}} - \phi_{sw}) \\ = 1/3 \cdot (81 - 2 \cdot 4,5 - 1,6) = 23,5 \text{ cm} \\ (b_w \text{ schräg gemessen}) \end{array}$$

sind die erforderlichen Nachweise für eine ausreichende Tragfähigkeit der Bügelbewehrung bei kombinierter Einwirkung aus Querkraft und Torsion geführt.

#### 5.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Torsion mit Biegung und Normalkraft

Wegen der hohen Tragreserven aus der Biegebemessung und des vergleichsweise geringen Einflusses der Einwirkung infolge Torsion kann auf einen Tragfähigkeitsnachweis in der Biegezugzone – Überlagerung der Biegezugbewehrung mit der Torsionslängsbewehrung infolge der Einwirkungskombinationen  $T_{\max}$  mit  $M_{\text{cor}}$  sowie  $M_{\max}$  mit  $T_{\text{cor}}$  – verzichtet werden. Dies gilt ebenso für die Biegedruckzone wegen der niedrigen Hauptdruckspannungen.

vgl. DIN-FB 102, II-4.3.3.2 (1) und (2), s. auch [60], 5.2.4.3, [59], 6.4.5.1 und [76], 7.3.2

Tab. 1.27

s. Abschn. 5.3.3.2

vgl. [98], Beispiel 1, Abschn. 5.4.2

vgl. [98], Beispiel 1, Abschn. 5.4.1

## 5.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung

### 5.5.1 Nachweisführung

Wie in Abschnitt 3.3.1.2 dargelegt, reduziert sich die Bemessung gegen Ermüdung auf die Nachweise für Betonstahl unter Zugbeanspruchung sowie für Beton unter Querkraftbeanspruchung.

Die Nachweise sind für Stahl und Beton im Allgemeinen unter Berücksichtigung der folgenden Einwirkungskombination zu führen:

- ständige Einwirkungen
- maßgebender charakteristischer Wert der Vorspannung
- häufiger Wert der Temperatureinwirkung, sofern ungünstig wirkend
- maßgebendes Verkehrslastmodell für Ermüdung

Die Nachweisführung erfolgt für den bei Biegung mit Normalkraft ungünstigsten Schnitt in Feldmitte sowie für den bei Querkraft ungünstigsten Schnitt am Voutenbeginn.

Die Ermittlung der Spannungen ist auf der Grundlage gerissener Querschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit, jedoch bei Einhaltung der Verträglichkeit, durchzuführen.

Das unterschiedliche Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl ist durch Erhöhung der unter Annahme starren Verbunds berechneten Betonstahlspannungen mit dem Faktor

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi (\theta_s / \theta_p)}} \quad (1.223)$$

zu berücksichtigen. Für externe Spannglieder ist Gleichung (1.223) nicht anzuwenden.

Bei der Bemessung der Querkraftbewehrung darf die Druckstrebenneigung mit

$$\tan \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (1.224)$$

ermittelt werden, wobei  $\theta$  dem bei der Bemessung im GZT angesetzten Winkel zwischen Betondruckstreben und Trägerachse entspricht.

EN 1992-1-1, 6.8 und EN 1992-1-1/NA, 6.8 sowie EN 1992-2, 6.8 und EN 1992-2/NA, 6.8 mit Anhang NA.NN.106, s. auch [119], 4.6 und DafStb-Heft 600 [46]

Wegfall von Ermüdungsnachweisen für dieses Beispiel:

- Externe Spannglieder
- Beton unter Druckbeanspruchung wegen Begrenzung auf  $\sigma_{c,\text{max}} = 0,6 f_{ck}$  im GZG s. auch Tab. 1.10 und Anhang A, Tab. A.4

EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.8.3 (1)P (soweit für dieses Beispiel maßgebend)

Abschn. 3.1.1

Abschn. 3.1.2

Abschn. 3.1.3.5

Abschn. 3.1.3.1.2 bzw. 3.1.3.1.4

Schnitt  $x = 40,0$  m (Bild 1.1)

Schnitt  $x = 2,0$  m (Bild 1.2)

EN 1992-1-1, 6.8.2 (1)P

Verfahren, Diagramme und Kurventafeln für Spannungsermittlung in Zustand II s. [78], 6.2.3.3 und [68], 9.1

EN 1992-1-1, 6.8.2 (2)P und EN 1992-2/NA, NCI zu 6.8.2 (2)P. Hierbei bedeuten:

$A_s$  Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung

$A_p$  Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung

$\theta_s$  größter Durchmesser der Betonstahlbewehrung

$\theta_p$  Durchmesser oder äquivalenter Durchmesser der Spannstahlbewehrung:

$\theta_p = 1,6 \sqrt{A_p}$  für Bündelspannglieder

$\theta_p = 1,75 \theta_{\text{wire}}$  für Einzellitzen mit 7 Drähten

$\theta_p = 1,20 \theta_{\text{wire}}$  für Einzellitzen mit 3 Drähten

$\theta_{\text{wire}}$  Durchmesser des Drahts

$\xi$  Verhältnis der Verbundfestigkeit von im Verbund liegenden Spanngliedern zur Verbundfestigkeit von Betonrippenstahl

Bei unterschiedlicher Höhenlage von Betonstahl und Spannstahl ist nach EN 1992-2/NA, NCI zu 6.8.2 (2)P, Bild NA.6.8.1 vorzugehen.

EN 1992-1-1, 6.8.2 (3), Gl. (6.65)

### 5.5.2 Nachweis in Feldmitte für Betonstahl bei Zugbeanspruchung

Die Untersuchung erfolgt mit dem vereinfachten Nachweis über die Begrenzung der Spannungsschwingbreite nach Gleichung (1.31) unter der häufigen Einwirkungskombination.

EN 1992-1-1, 6.8.6 (1) und (2),  
s. auch Abschn. 3.3.1.2

Die Mitwirkung der externen Spannglieder infolge äußerer Einwirkungen und Zwangseinwirkungen wird systembezogen über die Verträglichkeit der Verschiebungen erfasst.

Schnittgrößenermittlung:

EN 1991-2/NA, NCI zu 6.8.3 (1)P,  
s. auch Abschn. 5.5.1

Mit den häufigen Einwirkungskombinationen

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,sup} &= \Sigma M_{Gk,j} + M_{Pk,inf} + \psi_{1,1} M_{Qk,1} \\
 &\quad + \Sigma(\psi_{2,i} M_{Qk,i}) \quad (1.225) \\
 &= M_{Gk,1} + M_{Gk,2} \\
 &\quad + r_{inf}(M_{cp} + M_{cp,c+s+r} + M_{Pg2} + M_{Pq}) \\
 &\quad + \psi_{1,TS} M_{Qk,TS} + \psi_{1,UDL} M_{Qk,UDL} \\
 &\quad + \psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.225a)
 \end{aligned}$$

$M_{Ed,sup}$  häufige Einwirkungskombination zur Ermittlung der Oberspannung  
 $P_{g2}$  Spanngliedkraft infolge  $G_{k,2}$   
 $P_q$  Spanngliedkraft infolge  $Q_{k,1}$   
 $r_{inf} = 0,95$   
 $\psi_{1,TS} = 0,75$   
 $\psi_{1,UDL} = 0,40$   
 $\psi_{2,\Delta T} = 0,50$

mit

$$\begin{aligned}
 N_{Ed,sup} &= N_{Pk,inf} + \psi_{1,1} N_{Qk,1} + \Sigma(\psi_{2,i} N_{Qk,i}) \quad (1.226) \\
 &= r_{inf}(N_{cp} + N_{cp,c+s+r} + N_{Pg2} + N_{Pq}) \\
 &\quad + \psi_{2,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.226a)
 \end{aligned}$$

$N_{Ed,sup}$  mit  $M_{Ed,sup}$  korrespondierende Einwirkungskombination  
 $N_{Qk,1} = 0$

Horizontale Verkehrslasten sind bei der Lastgruppe gr1a nicht anzusetzen, s. Tab. 1.4.

sowie

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,inf} &= \Sigma M_{Gk,j} + M_{Pk,sup} - \psi_{1,1} M_{Qk,1} \\
 &\quad \pm \Sigma(\psi_{2,i} M_{Qk,i}) \quad (1.227) \\
 &= M_{Gk,1} + M_{Gk,2} \\
 &\quad + r_{sup}(M_{cp} + M_{cp,c+s+r} + M_{Pg2} - M_{Pq}) \\
 &\quad - \psi_{1,TS} M_{Qk,TS} - \psi_{1,UDL} M_{Qk,UDL} \\
 &\quad + \psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.227a)
 \end{aligned}$$

$M_{Ed,inf}$  mit  $M_{Ed,sup}$  korrespondierende Einwirkungskombination zur Ermittlung der Unterspannung

$r_{sup} = 1,05$

Bei Einfeldträgern tritt der Fall  $M_{Qk,1} < 0$  nicht ein.

mit

$$\begin{aligned}
 N_{Ed,inf} &= N_{Pk,sup} - \psi_{1,1} N_{Qk,1} \pm \Sigma(\psi_{2,i} N_{Qk,i}) \quad (1.228) \\
 &= r_{sup}(N_{cp} + N_{cp,c+s+r} + N_{Pg2} - N_{Pq}) \\
 &\quad + \psi_{2,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.228a)
 \end{aligned}$$

$N_{Ed,inf}$  mit  $M_{Ed,inf}$  korrespondierende Einwirkungskombination

und den Eingangswerten

$$M_{Qk,TS} = 2 \cdot 600,0 \frac{40,0 \cdot 40,0}{80,0} \left(1 - \frac{1,20}{2 \cdot 40,0}\right) 10^{-3}$$

$$= 23,640 \text{ MNm}$$

Abschn. 4.3.1, Gl. (1.52)

 $Q = 300 + 200 + 100 = 600 \text{ kN}$ , s. Bild 1.9 $a = 1,20 \text{ m}$ , s. Bild 1.10 $x = x' = 40,0 \text{ m}$ , s. Bild 1.1

$$M_{Qk,UDL} = 76,5 \frac{40,0 \cdot 40,0}{2} 10^{-3} = 61,200 \text{ MNm}$$

Abschn. 4.3.1, Gl. (1.55)

 $q = 3,0 \cdot 12,0 + 3,0 \cdot 6,0 + 3,0 (2 \cdot 0,75$  $+ 2 \cdot 0,50 + 3,0 + 2,0)$  $= 76,5 \text{ kN/m}$ , s. Bild 1.9

$$\psi_{1,1} M_{Qk,1} = 0,75 \cdot 23,640 + 0,40 \cdot 61,200$$

$$= 42,210 \text{ MNm}$$

Verkehrslastanteil von  $M_{Ed,sup}$ , s. Gl. (1.226a)

$$P_{g2} = -N_{Pg2}$$

$$= \frac{0,105}{2} \left(0 + \frac{40,859}{1,776}\right) = 1,208 \text{ MN}$$

Abschn. 4.6.5, Gl. (1.105), worin  $g_2 \equiv g$ 

$$M_{Pg2} = N_{Pg2} z_{cp}$$

$$= -1,208 \cdot 1,776 = -2,145 \text{ MNm}$$

Näherung mit

 $\alpha = 0,105$  nach Gl. (1.99) $M_{g2} \equiv M_{Gk,2}$  $M_{Gk,2}$  s. Tab. 1.12 $z_{cp}$  s. Tab. 1.20

$$P_q = -N_{P,q}$$

$$= \frac{0,105}{2} \left(0 + \frac{42,210}{1,776}\right) = 1,248 \text{ MN}$$

Abschn. 4.6.5, Gl. (1.106)

Näherung

$$M_{P,q} = N_{P,q} z_{cp}$$

$$= -1,248 \cdot 1,776 = -2,216 \text{ MNm}$$

ergeben sich die Ausgangsschnittgrößen für die Spannungsermittlung

$$M_{Ed,sup} = 202,669 + 40,859$$

$$+ 0,95 (-259,628 + 48,989 - 2,145$$

$$- 2,216) + 0,75 \cdot 23,640$$

$$+ 0,40 \cdot 61,200 + 0,50 \cdot 4,817$$

$$= 83,897 \text{ MNm}$$

Gl. (1.225a)

 $M_{Gk,1}$  s. Tab. 1.12 $M_{Gk,2}$  s. Tab. 1.12 $M_{cp}$  s. Tab. 1.21 $M_{cp,c+s+r}$  s. Tab. 1.24 $M_{c,\Delta T}$  s. Tab: 1.25

$$N_{Ed,sup} = 0,95 (-146,187 + 27,584 - 1,208$$

$$- 1,248) + 0,50 \cdot 2,713$$

$$= -113,650 \text{ MN}$$

Gl. (1.226a)

 $N_{cp}$  s. Tab. 1.21 $N_{cp,c+s+r}$  s. Tab. 1.24 $N_{c,\Delta T}$  s. Tab. 1.25

$$M_{Ed,inf} = 202,669 + 40,859$$

$$+ 1,05 (-259,628 + 48,989 - 2,145 + 0)$$

$$- 0 - 0 + 0,50 \cdot 4,817 - 0$$

$$= 22,513 \text{ MNm}$$

Gl. (1.227a)

$$N_{Ed,inf} = 1,05 (-146,187 + 27,584 - 1,208 + 0)$$

$$+ 0,50 \cdot 2,713$$

$$= -124,445 \text{ MN}$$

Gl. (1.228a)

Ermittlung der Spannungsschwingbreite im Betonstahl:

Wegen einer Nachweisführung ist zunächst zu überprüfen, ob am Druckrand Betonzugspannungen auftreten. Für den maßgebenden unteren Querschnittsrand ergibt sich für die maximale Betonlängsspannung:

s. auch Abschn. 3.3.1.2

$$\begin{aligned}\sigma_{cu, \text{sup}} &= \frac{N_{Ed, \text{sup}}}{A_c} + \frac{M_{Ed, \text{sup}}}{W_{cy,u}} \quad (1.229) \\ &= \frac{-113,650}{9,94} + \frac{83,897}{8,27} = -1,28 \text{ N/mm}^2 \\ &< \sigma_{c, \text{lim}} = 0\end{aligned}$$

Querschnittsgrößen s. Tab. 1.1

Da der Querschnitt an den Druckrändern keine Betonzugspannungen aufweist, ist ein Nachweis für Betonstahl gegen Ermüdung mangels Zugbeanspruchung entbehrlich.

Für den Nachweisfall wird auf Beispiel 2 verwiesen.

### 5.5.3 Nachweis am Voutenbeginn für Beton bei Querkraftbeanspruchung

Schnitt  $x = 2,0 \text{ m}$  (Bild 1.2)

Die maßgebenden Bemessungswerte für Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination betragen:

Abschn. 3.3.1.2

in Analogie zu Abschn. 5.5.2

$$\begin{aligned}V_{Ed, \text{sup}} &= \Sigma V_{Gk,j} + V_{Pk, \text{inf}} + \psi_{1,1} V_{Qk,1} \\ &\quad + \Sigma (\psi_{2,i} V_{Qk,i}) \quad (1.230) \\ &= V_{Gk,1} + V_{Gk,2} + r_{\text{inf}} (V_{cp} + V_{cp,c+s+r}) \\ &\quad + \psi_{1, \text{TS}} V_{Qk, \text{TS}} + \psi_{1, \text{UDL}} V_{Qk, \text{UDL}} \\ &\quad + \psi_{2, \Delta T} V_{c, \Delta T} \quad (1.230a)\end{aligned}$$

Anstieg der Spannstahlspannungen infolge  $G_{k,2}$  und  $Q_{k,1}$  wird zur Nachweisvereinfachung, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt. Vorgangsweise bei Berücksichtigung s. Abschn. 5.5.2

und

$$\begin{aligned}V_{Ed, \text{inf}} &= \Sigma V_{Gk,j} + V_{Pk, \text{sup}} - \psi_{1,1} V_{Qk,1} \\ &\quad \pm \Sigma (\psi_{2,i} V_{Qk,i}) \quad (1.231) \\ &= V_{Gk,1} + V_{Gk,2} + r_{\text{sup}} (V_{cp} + V_{cp,c+s+r}) \\ &\quad - \psi_{1, \text{TS}} V_{Qk, \text{TS}} - \psi_{1, \text{UDL}} V_{Qk, \text{UDL}} \\ &\quad + \psi_{2, \Delta T} V_{c, \Delta T} \quad (1.231a)\end{aligned}$$

Bei Einfeldtragwerken tritt der Fall  $V_{Qk,1} < 0$  nicht auf.

Damit ergeben sich die Ausgangsschnittgrößen für die Nachweisführung wie folgt:

Kombinations- und Streuungswerte s. Abschn. 5.5.2

$$\begin{aligned}V_{Ed, \text{sup}} &= 9,608 + 1,942 + 0,95 (-8,462 + 1,592) \\ &\quad + 0,75 \cdot 1,158 + 0,40 \cdot 2,909 \\ &\quad + 0,50 \cdot 0,154 \\ &= 7,133 \text{ MN}\end{aligned}$$

Gl. (1.230a) mit  
 $V_{Gk,1}$  nach Gl. (1.47) und (1.50)  
 $V_{Gk,2}$  nach Gl. (1.47)  
 $V_{cp}$  s. Tab. 1.21  
 $V_{cp,c+s+r}$  s. Tab. 1.24  
 $V_{Qk, \text{TS}}$  nach Gl. (1.58) und Tab. 1.2  
 $V_{Qk, \text{UDL}}$  nach Gl. (1.61) und Tab. 1.2  
 $V_{c, \Delta T}$  s. Tab. 1.25

$$\begin{aligned}
 V_{Ed,inf} &= 9,608 + 1,942 + 1,05 (-8,462 + 1,592) && \text{Gl. (1.231a)} \\
 &\quad - 0 - 0 + 0,50 \cdot 0,154 \\
 &= 4,414 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Für den Nachweis des Widerstands der Druckstreben gegen Ermüdung durch Querkraftbeanspruchung

$$\frac{\sigma_{c, \max}}{v f_{cd, \text{fat}}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c, \min}}{v f_{cd, \text{fat}}} \leq 0,9 \quad (1.232)$$

EN 1992-1-1, 6.8.7 (2), Gl. (6.77) und (3) mit Hinweis auf 6.2.2 (6), Gl. (6.6N)

ergibt sich mit den Eingangswerten

$$\begin{aligned}
 \sigma_{c, \max} &= \frac{V_{Ed, \max}}{b_w z^{\text{II}}} (\cot \theta + \tan \theta) && (1.233a) \\
 &= \frac{7,133}{1,10 \cdot 3,956} (1,750 + 0,571) && \text{für lotrechte Querkraftbewehrung, s. auch [60],} \\
 &= 3,80 \text{ N/mm}^2 && \text{3.5.2.4, Gln. (3.83a) und (3.83b)} \\
 &&& b_w \text{ und } z^{\text{II}} \text{ s. Tab. 1.27} \\
 &&& \cot \theta \equiv \max \cot \theta = 1,75 \text{ (auf der sicheren Seite} \\
 &&& \text{liegend)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{c, \min} &= \frac{V_{Ed, \min}}{b_w z^{\text{II}}} (\cot \theta + \tan \theta) && (1.233b) \\
 &= \frac{4,414}{1,10 \cdot 3,956} (1,750 + 0,571) \\
 &= 2,35 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\beta_{cc}(t_0) = 0,874$$

Abschn. 4.6.6, Gl. (1.115)

$$\begin{aligned}
 f_{cd, \text{fat}} &= 1,0 \cdot 0,874 \cdot 25,5 (1 - 45,0 / 250) \\
 &= 18,28 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Abschn. 3.3.1.2, Gl. (1.34) mit  $k_1 = 1,0$  s. Abschn. 3.3.1.2, Erl. zu Gl. (1.34)  $f_{cd} = 25,5 \text{ N/mm}^2$  s. Abschn. 5.1.3.1, Gl. (1.154)

$$v = 0,6 (1 - 45/250) = 0,492$$

Abschn. 3.3.1.2, Gl. (1.36)

folgendes Ergebnis:

$$\begin{aligned}
 \frac{\sigma_{c, \max}}{v f_{cd, \text{fat}}} &= \frac{3,80}{0,492 \cdot 18,28} = 0,42 && \text{Gl. (1.232)} \\
 &< 0,5 + 0,45 \frac{2,35}{0,492 \cdot 18,28} = 0,62 < 0,9
 \end{aligned}$$

Damit ist ein ausreichender Widerstand der Druckstreben gegen Ermüdung infolge Querkraft nachgewiesen.

## 6 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

### 6.1 Begrenzung der Beton- und Stahlspannungen infolge Biegung mit Normalkraft

#### 6.1.1 Überblick

In vorgespannten Tragwerken sind die Betondruckspannungen sowie die Betonstahl- und Spannstahlspannungen zu begrenzen, um eine übermäßige Schädigung des Betongefüges sowie nichtelastische Verformungen des Betonstahls und Spannstahls für das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten des Bauwerks zu vermeiden. Die Spannungsnachweise sind, gegebenenfalls getrennt für Bau- und Endzustand, im Einzelnen wie folgt zu führen:

- Begrenzung der Betondruckspannungen unter charakteristischer Einwirkungskombination auf

$$\begin{aligned}\sigma_{c,\max} &= k_1 f_{ck} \\ &= 0,6 f_{ck}\end{aligned}\quad (1.234)$$

soweit das Bauteil den Bedingungen der Expositionsklassen XD, XF und XS ausgesetzt ist und zur Vermeidung von Längsrissen keine anderen Maßnahmen, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung, getroffen werden.

- Begrenzung der Betondruckspannungen unter quasi-ständiger Einwirkungskombination zur Vermeidung von überproportionalen Kriechverformungen auf

$$\begin{aligned}\sigma_{c,\max} &= k_2 f_{ck} \\ &= 0,45 f_{ck}\end{aligned}\quad (1.235)$$

Bei Überschreiten dieses Grenzwerts ist in der Regel nicht-lineares Kriechen zu berücksichtigen.

- Begrenzung der Betonstahlspannungen unter charakteristischer Einwirkungskombination auf

$$\begin{aligned}\sigma_{s,\max} &= k_3 f_{yk} \\ &= 0,8 f_{yk}\end{aligned}\quad (1.236)$$

bei direkten Einwirkungen (Lastbeanspruchung) bzw.

$$\begin{aligned}\sigma_{s,\max} &= k_4 f_{yk} \\ &= 1,0 f_{yk}\end{aligned}\quad (1.237)$$

EN 1992-1-1, 7 und EN 1992-1-1/NA, 7, EN 1992-2, 7 und EN 1992-2/NA, 7 sowie EN 1990, 6.5 und Anhang A2, A2.4, s. auch Anhang A sowie [119], 3

EN 1992-1-1, 7.2 und EN 1992-1-1/NA, 7.2 sowie EN 1992-2, 7.2 und EN 1992-2/NA, 7.2, s. auch Anhang A, Tab. A.10 und A.11 sowie [119], 3.3

EN 1992-1-1, 7.2

Bezeichnungen „charakteristische“ und „seltene“ Einwirkung sind identisch

EN 1992-2, 7.2 (102) und EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (102)

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (102):  $k_1 = 0,6$

Expositionsklassen s. EN 1992-2/NA NCI zu, 4.2, Tab. 4.1DE

Im vorliegenden Fall ist der Nachweis wegen des Grenzzustands der Ermüdung zu führen, s. Abschn. 3.3.1.2 und 5.5.1.

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (102): Beim Vorhandensein einer Umschnürung darf  $k_1 = 0,7$  betragen

EN 1992-1-1, 7.2 (3)

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (3):  $k_2 = 0,45$

EN 1992-1-1, 3.1.4 (4), Gl. (3.7)

trifft im vorliegenden Fall zu, s. Abschn. 4.6.6

EN 1992-1-1, 7.2 (5)

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (5):  $k_3 = 0,8$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.2 (5):  $k_4 = 1,0$



bei indirekten Einwirkungen (Zwang) zur Vermeidung nicht akzeptabler Rissbildung oder Verformung.

- Begrenzung des Mittelwerts der Spannstahlspannungen während des Spannvorgangs am Spanngliedende auf

$$\begin{aligned}\sigma_{p,\max} &= k_3 f_{p0,1k} \\ &= 0,95 f_{p0,1k}\end{aligned}$$

Abschn. 4.6.1, Gl. (1.86c)  
gilt nicht für Brücken

sowie unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern auf

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0(x)} &= k_8 f_{p0,1k} \\ &= 0,85 f_{p0,1k}\end{aligned}$$

Abschn. 4.6.1, Gl. (1.88b)  
maßgebend

und unter quasi-ständiger Einwirkungskombination auf

$$\begin{aligned}\sigma_{p,\max} &= k_5 f_{pk} \\ &= 0,65 f_{pk}\end{aligned}\quad (1.238)$$

Abschn. 4.6.1, Gl. (1.89)

nach Abzug der zeitabhängigen Spannkraftverluste und der Reibungsverluste.

Für die Wirkung der Vorspannung ist bei der Begrenzung der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannungen der jeweils maßgebende charakteristische Wert der Vorspannkraft anzusetzen. Die Begrenzung der Spannstahlspannungen wird mit dem Mittelwert der Vorspannkraft geführt.

EN 1992-1-1, 7.2 (2) und (5)

EN 1992-1-1, 7.2 (5)

Bei der Ermittlung der Spannungen und Verformungen ist in der Regel von ungerissenen Querschnitten auszugehen, wenn die Betonzugspannung  $\sigma_{c,\max}$  nicht die mittlere Biegezugfestigkeit  $f_{ct,\text{eff}}$  überschreitet, die mit

EN 1992-1-1, 7.1 (1)P sowie EN 1992-2/NA, NCI zu 7.1 (1) und (2)

$$f_{ct,\text{eff}} = f_{ctm} \quad (1.239a)$$

$f_{ctm}$  Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons, s. EN 1992-1-1, 3.1.2 (9) und 3.1.3 (2), Tab. 3.1

oder

$$f_{ct,\text{eff}} = f_{ctm,fl} = (1,6 - h / 1000) f_{ctm} \quad (1.239b)$$

EN 1992-1-1, 3.1.8 (1), Gl. (3.23)  
 $h$  Gesamthöhe des Bauteils in mm

angenommen werden darf, sofern die Berechnung der Mindestzugbewehrung auch auf der Grundlage dieses Wertes erfolgt. Für die Nachweise von Rissbreiten und bei der Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug ist in der Regel der Wert  $f_{ctm}$  zu verwenden.

Für die Begrenzung der Verformungen wird zur Berücksichtigung des Langzeiteinflusses vereinfachend der Verhältniswert  $\alpha_E$  von Stahl und Beton mit dem wirksamen Elastizitätsmodul des Betons

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (1.240) \quad \text{EN 1992-1-1, 7.4.3 (5), Gl. (7.20), s. auch [119], 3.1.3.2}$$

$$= \frac{36}{1 + 1,934} = 12,27 \text{ kN/mm}^2 \quad \varphi(\infty, t_0) = 1,934 \text{ s. Abschn. 4.6.}$$

bestimmt, womit sich ein Verhältnis

$$\alpha_E = E_s / E_{c,\text{eff}} \quad (1.241)$$

$$= 200,0 / 12,27 = 16,30$$

ergibt.

Die Nachweisführung erfolgt in allen Fällen in dem jeweils maßgebenden Schnitt.

## 6.1.2 Nachweis der Betondruckspannungen

Schnitt x = 40,0 m (Bild 1.1),

### 6.1.2.1 Spannungsermittlung im Betriebszustand

#### 6.1.2.1.1 Nachweis für den oberen Querschnittsrand

Die Untersuchung ist für den ungünstigsten Schnitt x = 40,0 m in Feldmitte für die seltene Einwirkungskombination mit dem unteren charakteristischen Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = \infty$  vorzunehmen. Mit den Eingangswerten

Abschn. 3.3.2, Gl. (1.44)  
Abschn. 3.1.2, Gln. (1.14) und (1.15)

$$P_{g,2} = -N_{P,g2}$$

$$= \frac{0,105}{2} \left( 0 + \frac{40,859}{1,776} \right) = 1,208 \text{ MN}$$

Abschn. 4.6.6, Gl. (1.105) mit  
 $\alpha = 0,105$  nach Gl. (1.99)  
 $M_{g2} = M_{Gk,2} = 40,859 \text{ MNm}$  s. Tab. 1.12  
 $z_{cp} = 1,776 \text{ m}$  s. Tab. 1.20

$$M_{P,g2} = N_{P,g2} z_{cp}$$

$$= -1,208 \cdot 1,776 = -2,145 \text{ MNm}$$

$$P_q = -N_{P,q}$$

$$= \frac{0,105}{2} \left( 0 + \frac{84,840}{1,776} \right) = 2,508 \text{ MN}$$

Abschn. 4.6.6, Gl. (1.106) mit  
 $M_{Qk,1} = M_{Qk,LM1} = 84,840 \text{ MNm}$   
s. Tab. 1.13 und 1.11

$$M_{P,q} = N_{P,q} z_{cp}$$

$$= -2,508 \cdot 1,776 = -4,454 \text{ MNm}$$

ergeben sich die Bemessungsschnittgrößen

$$M_{Ed} = \Sigma M_{Gk,j} + M_{Pk} + M_{Qk,1} + \Sigma (\psi_{0,i} M_{Qk,i}) \quad (1.242)$$

$$\begin{aligned} M_{Edy} &= M_{Gk,1} + M_{Gk,2} \\ &+ r_{\text{inf}}(M_{cp} + M_{cp,c+s+r} + M_{Pg2} + M_{Pq}) \\ &+ M_{Qk,LM1} + \psi_{0,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.242a) \\ &= 202,669 + 40,859 \\ &+ 0,95(-259,628 + 48,989 - 2,145 - 4,544) \\ &+ 84,840 + 0,60 \cdot 4,817 = 124,797 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$M_{Edz} = \psi_{0,W} M_{Wk} \quad (1.242b)$$

$$= 0,60 \cdot 8,000 = 4,800 \text{ MNm}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Pk} + N_{Qk,1} + \Sigma (\psi_{0,i} N_{Qk,i}) \quad (1.243) \\ &= r_{\text{inf}}(N_{cp} + N_{cp,c+s+r} + N_{Pg2} + N_{Pq}) \\ &+ N_{Qk,LM1} + \psi_{0,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.243a) \\ &= 0,95(-146,187 + 27,584 - 1,208 - 2,508) \\ &+ 0 + 0,60 \cdot 2,713 = -114,575 \text{ MN} \end{aligned}$$

Zur Vereinfachung wird auf die Angabe von Teilsicherheitsbeiwerten wegen  $\gamma_F = 1,0$  verzichtet.

$M_{Gk,1}$	$M_{Gk,2}$	s. Tab. 1.12
$r_{\text{inf}} = 0,95$		s. Abschn. 3.1.2
$M_{cp}$		s. Tab. 1.21
$M_{cp,c+s+r}$		s. Tab. 1.24
$M_{Qk,LM1}$		s. Tab. 1.13
$M_{c,\Delta T}$		s. Tab. 1.25
$\Psi_{0,\Delta T} = 0,60$		s. Tab. 1.7

$M_{Wk}$	s. Tab. 1.18
$\Psi_{0,W} = 0,60$	s. Tab. 1.7

$N_{cp}$	s. Tab. 1.21
$N_{cp,c+s+r}$	s. Tab. 1.24
$N_{c,\Delta T}$	s. Tab. 1.25

und mit Hilfe der Spannungsgleichungen

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Edy}}{I_{cy}} z_c + \frac{M_{Edz}}{I_{cz}} y_c \quad (1.244)$$

$$= \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Edy}}{W_{cy}} + \frac{M_{Edz}}{W_{cz}} \quad (1.244a)$$

Bruttobetonquerschnittsgrößen s. Tab. 1.1

bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand I)  
die Betonlängsspannungen

$$\begin{aligned} \sigma_{co} &= \frac{-114,575}{9,94} + \frac{124,797}{-14,37} + 0 \\ &= |-20,87| \text{ N/mm}^2 \\ &< \sigma_{c,\text{max}} = 0,6 \cdot 45,00 = 27,00 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Einwirkungen aus Temperatur und Wind brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, s. Abschn. 3.1.3.4.

Gl. (1.234)  
 $f_{ck}$  s. Abschn. 2.3.1

am oberen Querschnittsrand und

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= \frac{-114,575}{9,94} + \frac{124,797}{8,27} + 0 \\ &= 3,56 \text{ N/mm}^2 \\ &< f_{ctm} = 3,80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$f_{ctm}$  s. Abschn. 2.3.1

am unteren Querschnittsrand.

Da am unteren Querschnittsrand der Grenzwert  $f_{ctm}$  für eine Ermittlung der Spannungen im Zustand I eingehalten wird, ist die Begrenzung der Betondruckspannungen auf der Basis ungerissener Querschnitte nachgewiesen, denn auch die weitere Forderung – Berechnung der Mindestzugbewehrung auf der Basis von  $f_{ctm}$  – ist wegen

$$\begin{aligned} A_{s1,erf}(f_{ctm}) &= A_{s1,erf}(f_{ctk;0,05}) \cdot (f_{ctm} / f_{ctk;0,05}) \quad (1.245) \\ &= 121,0 \cdot (3,80/2,70) = 170,3 \text{ cm}^2 \\ &< A_{s1,vorh} = 406,7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

erfüllt.

### 6.1.2.1.2 Nachweis für den unteren Querschnittsrand

Der Nachweis erfolgt für den ungünstigsten Schnitt  $x = 24,0$  m an der Umlenkstelle der Spannglieder unter seltener Einwirkungskombination mit dem oberen charakteristischen Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t = t_1$  der Verkehrsübergabe.

Mit den Schnittgrößen des Gebrauchszustands

$$M_{Ed} = \Sigma M_{Gk,j} + M_{Pk} - M_{Qk,1} - \Sigma (\psi_{0,i} M_{Qk,i}) \quad (1.245)$$

$$\begin{aligned} M_{Edy} &= M_{Gk,1} + M_{Gk,2} \\ &+ r_{sup}(M_{cp} + M_{cp,c+s+r,t1} + M_{Pg2} - M_{P,q}) \\ &- M_{Qk,LM1} - \psi_{0,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.245a) \\ &= 170,861 + 34,319 \\ &+ 1,05(-259,628 + 0,483 \cdot 48,989 - 2,145 + 0) \\ &- 0 - 0,60 \cdot 4,187 = -47,349 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Edz} &= -\psi_{0,W} M_{Wk} \quad (1.245b) \\ &= -0,60 \cdot 8,000 = -4,800 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Pk} - N_{Qk,1} - \Sigma (\psi_{0,i} N_{Qk,i}) \quad (1.246) \\ &= r_{sup}(N_{cp} + N_{cp,c+s+r,t1} + N_{Pg2} - N_{P,q}) \\ &- N_{Qk,LM1} - \psi_{0,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.246a) \\ &= 1,05(-146,187 + 0,483 \cdot 27,584 - 1,208 + 0) \\ &- 0,60 \cdot 2,713 = -142,403 \text{ MN} \end{aligned}$$

erhält man bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand I) die Betonlängsspannungen

EN 1992-1-1, 7.1 (2)

EN 1992-2, 6.1 (109) b):  
Betonstahl zur Abdeckung anderer Beanspruchungen darf auf die Mindestbewehrung angerechnet werden.

Abschn. 2.5

Abschn. 5.1.3.1

Schnitt  $x = 24,0$  m (Bild 1.1)

Abschn. 6.1.2.1.1

Abschn. 6.1.1 und 3.3.2

Abschn. 3.3.2, Gl. (1.44)

Erläuterungen s. Gln. (1.242) und (1.243),

jedoch:

$$M_{Qk,LM1} = 0$$

$$M_{P,q} = 0$$

$$M_{cp,c+s+r,t1} = 0,483 M_{cp,c+s+r,t0}, \text{ s. Abschn. 4.6.6}$$

$$\sigma_{co} = \frac{-142,403}{9,94} + \frac{-47,349}{-14,37} + 0 \quad \text{Gl. (1.244a)}$$

$$= -11,03 \text{ N/mm}^2 < 0$$

am oberen Querschnittsrand und

$$\sigma_{cu} = \frac{-142,403}{9,94} + \frac{-47,349}{8,27} + 0$$

$$= |-20,05| \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{c,\max} = 0,6 \cdot 45,00 = 27,00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.234)}$$

am unteren Querschnittsrand.

Damit ist auch am unteren Querschnittsrand die Begrenzung der Betondruckspannungen nachgewiesen.

Der Nachweis zur eventuellen Berücksichtigung der Nicht-Linearität des Kriechens unter quasi-ständiger Einwirkungskombination mit dem charakteristischen Wert der Vorspannkraft und der Betondruckfestigkeit  $f_{ck}(t)$  bei der Übertragung der Vorspannung ist bereits bei der Berechnung der Kriechzahl erfolgt.

Abschn. 4.6.6

EN 1992-1-1, 3.1.2 (5)

Abschn. 6.1.1, Gl. (1.235)

### 6.1.2.2 Spannungsermittlung im Bauzustand

Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$  (Bild 1.1)

Die Untersuchung der Spannungsbegrenzung im ungünstigsten Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$  an der Umlenkstelle der Spannlieder erfolgt unter der seltenen Einwirkungskombination aus Konstruktionseigenlast, Nutzlast, Temperatur und dem oberen charakteristischen Wert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t_{02} = 10 \text{ Tage}$ .

Abschn. 6.1.1, Gl. (1.234)

Aufbringen der Vorspannung in 2 Phasen:  
Phase 1 (Teilvorspannung):  $t_{01} = 3 \text{ Tage}$   
Phase 2 (Endvorspannung):  $t_{02} = 10 \text{ Tage}$   
s. auch Abschn. 4.6.6

Mit den Schnittgrößen

$$M_{Ed} = M_{Gk,1} + M_{Pk} \pm M_{Qk,1} \pm \Sigma(\psi_{0,i} M_{Qk,i}) \quad (1.247)$$

$$= M_{Gk,1} + r_{\text{sup}} M_{cp} - M_{Qk,c} - \psi_{0,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.247a)$$

$$= 170,861 + 1,05 (-259,628) - 0$$

$$- 0,60 \cdot 4,187 = -104,261 \text{ MNm}$$

$M_{cp}$  s. Tab. 1.21

$M_{Qk,c} = 0$ , da für den maßgebenden unteren Querschnittsrand günstig wirkend

$M_{c,\Delta T}$  s. Tab. 1.25,  
s. auch EN 1991-1-6, 4.6

$$N_{Ed} = N_{Pk} \pm N_{Qk,1} \pm \Sigma(\psi_{0,i} N_{Qk,i}) \quad (1.248)$$

$$= r_{\text{sup}} N_{cp} - N_{Qk,c} - \psi_{0,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.248a)$$

$$= 1,05 (-146,187) - 0 - 0,60 \cdot 2,173$$

$$= -154,800 \text{ MN}$$

$N_{cp}$  s. Tab. 1.21

$N_{c,\Delta T}$  s. Tab. 1.25

ergeben sich für die maßgebende Einwirkungskombination bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand I) die Betonlängsspannungen

$$\sigma_{co} = \frac{-154,800}{9,94} + \frac{-104,261}{-14,37} = -8,32 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.244a)}$$

$$< f_{ctm} = 3,80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Abschn. 2.3.1}$$

am oberen Querschnittsrand und

$$\sigma_{cu} = \frac{-154,800}{9,94} + \frac{-104,261}{8,27} = |-28,18| \text{ N/mm}^2$$

$$\approx 0,7 f_{ck}(t) = 0,7 \cdot 38,32 = 26,82 \text{ N/mm}^2$$

am unteren Querschnittsrand. Damit ist auch im Bauzustand die Einhaltung der Begrenzung der Betondruckspannung nachgewiesen.

Damit sind die Bedingungen für eine Nachweisführung in Zustand I erfüllt.

Abschn. 6.1.1, Gl. (1.234) und 4.6.6, Gl. (1.114) (unter Berücksichtigung der Umschnürung)  $f_{ck}(t) = 38,32 \text{ N/mm}^2$ , s. Abschn. 4.6.6, Gl. (1.114)

Wegen der geringen Spannungsüberschreitung sind 2 Spannglieder erst zum Zeitpunkt  $t_1$  anzuspinnen.

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  (Bild 1.1)

### 6.1.3 Nachweis der Betonstahlspannungen

Da die Untersuchung für die Spannungsbegrenzung der Betonstahlbewehrung wie für den Beton ebenfalls unter seltener Einwirkungskombination und dem charakteristischen Wert der Vorspannkraft vorzunehmen ist, lassen sich die Ergebnisse der Spannungsbegrenzung der Betondruckspannungen unmittelbar für die Ermittlung der Stahlspannungen übernehmen. Dabei genügt es, sich auf den maßgebenden Nachweis für die unterste Lage der Betonstahlbewehrung im Zuggurt zu beschränken, da im Druckgurt keine Betonzugspannungen auftreten.

Abschn. 6.1.2.1.1

Es ist nur die Begrenzung der Zugspannung in der Betonstahlbewehrung nachzuweisen. Ein Nachweis der Druckspannung in der Betonstahlbewehrung ist in der Begrenzung der Betondruckspannung inbegriffen.

Abschn. 6.1.2.1.1

Unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Spannungszuwachses im Spannstahl infolge äußerer Einwirkungen ergibt sich auf der Basis ungerissener Querschnitte (Zustand I) mit

$$\begin{aligned} \sigma_{cs} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Edy}}{I_{cy}} z_{cs} + \frac{M_{Edz}}{I_{cz}} y_{cs} \\ &= \frac{-114,575}{9,94} + \frac{124,797}{22,41} 2,642 + 0 \\ &= 3,19 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Gl. (1.244)

Einwirkungen aus Temperatur und Wind brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, s. Abschn. 3.1.3.4.

$$\begin{aligned} z_{cs} &= d_{s1,max} - z_{co} \\ &= 4,132 - 1,490 = 2,642 \text{ m} \\ &\text{s. Abschn. 5.1.3.1} \end{aligned}$$

die Zugspannung der Betonstahlbewehrung

$$\sigma_s = \alpha_e \sigma_{cs} = \frac{E_s}{E_{cm}} \sigma_{cs} \quad (1.249)$$

$$= (200/36) \cdot 3,19 = 17,7 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{s,\max} = 0,8 \cdot 500,0 = 400,0 \text{ N/mm}^2$$

womit die Nachweisbedingung für die Begrenzung der Betonstahlspannung erfüllt ist.

Gl. (1.236)  
 $f_{yk}$  s. Abschn. 2.3.2

## 6.1.4 Nachweis der Spannstahlspannungen

### 6.1.4.1 Überblick

Die Untersuchung für die Spannungsbegrenzung der Spannstahlbewehrung erfolgt im Bauzustand am Spann-gliedende während des Spannvorgangs zum Zeitpunkt  $t_0$  sowie im Betriebszustand in Feldmitte nach Abzug der Spannkraftverluste zum Zeitpunkt  $t_\infty$  unter quasi-ständiger Einwirkungskombination, jeweils mit dem Mittelwert der Vorspannkraft.

Schnitt  $x = -0,40 \text{ m}$  (Bild 1.1)  
 Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  (Bild 1.1)

Die Nachweisführung wird auf der Grundlage ungerissener Querschnitte (Zustand I) vorgenommen.

### 6.1.4.2 Spannungsermittlung im Bauzustand

Durch Überspannen der Spannanker zum Ausgleich der Betonstauchung infolge der anfänglichen Vorspannkraft und der Betondehnung infolge der Konstruktionseigenlast erhöht sich die Spannstahlspannung im Spannanker auf den Wert

$$\sigma_{p0,\max} = \frac{\sigma_{p0}}{1 - \Delta\sigma_p / \sigma_{p0}} \quad (1.250)$$

mit

$$\Delta\sigma_p = -\alpha_p \frac{n-1}{n} \frac{1-\alpha}{L_s} \int_s (\sigma_{cp,pm0} + \sigma_{cp,g1}) ds \quad (1.251)$$

Mit den Eingangswerten

$$\begin{aligned} \int_s \sigma_{cp,pm0} ds &= -2264,30 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m} \\ \int_s \sigma_{cp,g1} ds &= \frac{2 \cdot 8,00}{3} [0 + 4(2,73 + 13,54) \\ &\quad + 2(7,58 + 15,43 + 16,99)] + 0 \\ &= 763,84 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m} \\ \sigma_{p0} &= 1317,0 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha_p &= 205/36 = 5,69 \\ \alpha &= 0,105 \end{aligned}$$

Schnitt  $x = -0,40 \text{ m}$  (Bild 1.1)

In den Gln. (1.250) und (1.251) bedeuten:

- $\sigma_{p0,\max}$  maximale Spannstahlspannung im Spannanker vorübergehend beim Spannen
- $\sigma_{p0}$  Spannstahlspannung im Spannanker nach Abschluss des Spannvorgangs vorübergehende Spannungserhöhung zum Ausgleich des Betonstauchens während des Spannvorgangs
- $\Delta\sigma_p$  Steifigkeit des Tragsystems
- $\alpha$  Gesamtzahl der Bündelspannglieder
- $\alpha_p$  Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Spannstahl und Beton
- $L_s$  Spanngliedlänge
- $\sigma_{cp,pm0}$  Betonspannung in der Schwerlinie der Spannstahlbewehrung infolge der anfänglichen Vorspannkraft
- $\sigma_{cp,g1}$  Betonspannung in der Schwerlinie der Spannstahlbewehrung infolge der Konstruktionseigenlast

Abschn. 4.6.6  
 $\sigma_{cp,pm0}$  s. Tab. 1.23  
 Auswertung nach Gl. (1.104)

$\sigma_{cp,g1}$  s. Tab. 1.23  
 Auswertung nach Gl. (1.104)

Bild 1.16

$E_p$  s. Abschn. 2.3.3  
 $E_{cm}$  s. Abschn. 2.3.1  
 Abschn. 4.6.5

$$n = 48$$

Abschn. 4.6.2

$$L_s = 80,88 \text{ m}$$

unter Berücksichtigung der Neigung

ergibt sich mit der Überspannung

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= -5,69 \frac{48-1}{48} \frac{1-0,105}{80,88} (-2264,30 + 763,84) && \text{Gl. (1.251)} \\ &= 92,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

am Beginn des Spannvorgangs die Spannstahlspannung

$$\sigma_{p0} = \frac{1317,0}{1-92,5/1317,0} = 1416,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.250)}$$

$$\approx \sigma_{p0,\max} = 0,90 \cdot 1555 = 1400 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.86b)}$$

im Spannanker, womit die Einhaltung der Begrenzung der Spannstahlspannung während des Spannvorgangs am Spanngliedende nachgewiesen ist.

Der Nachweis der Begrenzung der Spannstahlspannungen zum Zeitpunkt  $t_0$ , unmittelbar nach dem Vorspannen und Verankern, ist bereits bei der Ermittlung der Spannstahlspannungen längs des Tragwerks erfolgt.

Abschn. 4.6.3 und Bild 1.16

### 6.1.4.3 Spannungsermittlung im Betriebszustand

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  (Bild 1.1)

Unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannkraft ergeben sich nach Abzug der Spannkraftverluste zum Zeitpunkt  $t_\infty$  allgemein die für den Nachweis ungünstigsten Spannstahlspannungen wie folgt:

Abschn. 3.3.2, Gl. (1.45)

$$\begin{aligned} \sigma_{p,\text{perm}} &= \sigma_{pm,t_\infty} + \sum \sigma_{p,gj} + \sum (\psi_{2,i} \sigma_{p,qi}) && (1.252) \\ &= \sigma_{pm,0} + \Delta\sigma_{p,c+s+r,t_\infty} + \sigma_{p,g2} + \psi_{2,\text{LM1}} \sigma_{p,\text{LM1}} \\ &\quad + \psi_{2,\Delta T} \sigma_{p,\Delta T} + \psi_{2,W} \sigma_{p,W} && (1.252a) \end{aligned}$$

Einwirkungen aus Temperatur und Wind brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, s. Abschn. 3.1.3.4.

Für den ungünstigsten Schnitt in Feldmitte erhält man mit den Eingangswerten

$$\sigma_{pm,0} = 1317,0 \text{ N/mm}^2$$

 $\sigma_{pm0}$  s. Tab. 1.21

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_\infty} = -248,5 \text{ N/mm}^2$$

 $\Delta\sigma_{p,c+s+r,t_\infty}$  s. Tab. 1.24

$$\begin{aligned} \sigma_{p,g2} &= P_{g2} / A_p && (1.253) \\ &= 1,208 / 0,111 = 10,9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

 $P_{g2}$  s. Abschn. 6.1.2.1.1  
 $A_p$  s. Abschn. 4.6.1

$$\begin{aligned} \sigma_{p,\text{LM1}} &= P_{\text{LM1}} / A_p && (1.254) \\ &= 2,508 / 0,111 = 22,6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

 $P_{\text{LM1}}$  s. Abschn. 6.1.2.1.1  
 $\psi_{2,\text{LM1}}$  s. Tab. 1.7

$$\sigma_{p,\Delta T} = 24,4 \text{ N/mm}^2$$

 $\sigma_{p,\Delta T}$  s. Tab. 1.25  
 $\psi_{2,\Delta T}$  s. Tab. 1.7



die Spannstahlspannung

$$\begin{aligned}\sigma_p &= 1317,0 - 248,5 + 10,8 + 0 + 0,50 \cdot 24,4 \\ &= 1091,5 \text{ N/mm}^2 \\ &< \sigma_{p,\max} = 0,65 \cdot 1770 = 1150,5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Abschn. 4.6.1, Gl. (1.89)

womit die Einhaltung der Spannungsbegrenzung für den Spannstahl nach Abzug der Spannkraftverluste im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen ist.

## 6.2 Spannungsbegrenzungen für Querkraft und Torsion

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (110), (NA.111)

### 6.2.1 Überblick

Bei vorgespannten Straßenbrücken mit schlanken Stegen ( $h_w/b_w > 3$ ) ist zur Begrenzung der Schubrissbildung nachzuweisen, dass die schiefen Hauptzugspannungen unter der Wirkung von Querkraft und Torsion den unteren Wert der Betonzugfestigkeit

Im vorliegenden Fall:

$$h_w/b_{w,\max} = 335/80,9 = 4,1 > 3$$

in der Schwerlinie am Auflagerrand, s. Bild 1.3

$$\sigma_{1(2), \max} = f_{ctk;0,05} \quad (1.255)$$

Beton C45/55:  $f_{ctk;0,05} = 2,7 \text{ N/mm}^2$   
nach EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1

nicht überschreiten.

Die Spannungen sind nach Zustand I unter der häufigen Einwirkungskombination und dem charakteristischen Wert der Vorspannkraft für die Mittelfläche der Stege zu ermitteln.

Die ungünstigsten Verhältnisse liefert der Betriebszustand zum Zeitpunkt  $t_\infty$  nach Abschluss der zeitabhängigen Verformungen für die folgenden Schnittkraftkombinationen:

$$M_{\max}, V_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$$

$$V_{\max}, T_{\text{cor}}, M_{\text{cor}}$$

$$T_{\max}, V_{\text{cor}}, M_{\text{cor}}$$

Der Nachweis erfolgt im Steg für Schnitt  $S$  in der Schwerlinie des Gesamtquerschnitts. In Brückenlängsrichtung wird der im Voutenbereich ungünstigste Schnitt  $x = 0,40 \text{ m}$  am Auflagerrand untersucht. Im Übergang zum Normalbereich (Schnitt  $x = 2,00 \text{ m}$ ) ergeben sich nur minimale Abweichungen, so dass sich ein Nachweis erübrigt.

vgl. Abschn. 6.2.4 mit 6.2.3 in [98]

### 6.2.2 Bestimmungsgleichungen für die Spannungsermittlung

s. z.B. [80], 9.5

Für die Ermittlung der schiefen Hauptzugspannungen nach Zustand I ergibt sich allgemein

$$\sigma_{1(2)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + (-) \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.256)$$

$$\tau_{xy} = \tau_v + \tau_T$$

Auf die Angabe der Indizes c und V+T wird wegen der Eindeutigkeit verzichtet.

Klammerwert gilt für die schiefe Hauptdruckspannung

für den zweiachsigen Spannungszustand mit

$$\tan 2\theta_1 = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (1.257a)$$

und

$$\tan \theta_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_y}{\tau_{xy}} = \frac{\sigma_x - \sigma_2}{\tau_{xy}} \quad (1.257b)$$

für die Neigung der schiefen Hauptdruckspannung gegen die Bauteilachse.

Da im Regelfall die Normalspannungen  $\sigma_y = 0$  oder vernachlässigbar klein sind, vereinfachen sich die Gleichungen (1.256) bis (1.257b) zu

$$\sigma_{1(2)} = \frac{\sigma_x}{2} + (-) \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.258)$$

Klammerwert gilt für die schiefe Hauptdruckspannung  $\sigma_2$

für den einachsigen Spannungszustand mit

$$\tan 2\theta_1 = -\frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x} \quad (1.259a)$$

und

$$\tan \theta_1 = \frac{\sigma_1}{\tau_{xy}} \quad (1.259b)$$

für die Neigung der schiefen Hauptdruckspannungen gegen die Bauteilachse. In Gleichung (1.258) bedeuten:

$$\sigma_x = \frac{N_{Edx}}{A_c} + \frac{M_{Edy}}{I_{cy}} z_c + \frac{M_{Edz}}{I_{cz}} y_c$$

Abschn. 6.1.2.1.1, Gl. (1.244)

$$\tau_v = \frac{V_{Edz}}{I_{cy}} \frac{S_{cy}}{b} \quad (1.260)$$

Querkraft  $V_{Edy}$  in horizontaler Richtung wegen Geringfügigkeit vernachlässigt, s. Tab. 1.28

$$\tau_T = \frac{T_{Ed}}{W_{cT}} \quad (1.261)$$

**6.2.3 Nachweis im Voutenbereich am Auflagerrand**

Schnitt  $x = 0,40\text{ m}$  (Bilder 1.1 und 1.2)

**6.2.3.1 Ermittlung der Einwirkungskombinationen**

Die Ermittlung der Einwirkungskombinationen als Ausgangswerte für die Berechnung der schiefen Hauptzugspannungen im Zustand I erfolgt in Tabelle 1.28.

**Tabelle 1.28**

Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Ermittlung der schiefen Hauptzugspannungen nach Zustand I in Schnitt  $x = 0,4\text{ m}$

Einwirkung	$N_x$	$M_y$	$V_z$	$T$	
	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]	
$G_{k,1}$		3,922	10,006		Tab. 1.12
$G_{k,2}$		0,793	2,24		Tab. 1.12
$Q_{k,LM1}^{(TS)} (M_{Q,max})$		0,474	1,185	2,370	Tab. 1.13 (Summe TS + UDL)
$Q_{k,LM1}^{(UDL)} (M_{Q,max})$		1,218	3,029	4,633	
$Q_{k,LM1}^{(TS)} (V_{Q,max})$		0,473	1,182	2,364	Tab. 1.14 (Summe TS + UDL)
$Q_{k,LM1}^{(UDL)} (V_{Q,max})$		1,212	3,029	4,633	
$Q_{k,LM1}^{(TS)} (T_{Q,max})$		0,394	0,985	2,758	Tab. 1.15 (Summe TS + UDL)
$Q_{k,LM1}^{(UDL)} (T_{Q,max})$		0,917	2,289	7,382	
$Q_{k,\Delta T}$	2,708	0,809	0,154		Tab. 1.25
$P_{m,t0}$	-145,895	-43,623	-8,462		Tab. 1.21
$\Delta P_{m,t\infty}$	27,528	8,231	1,597		Tab. 1.24
Einwirkungskombination					Tab. 1.11
$\Sigma G_{k,j} + r_{inf} P_{m,t\infty} + 0,75 Q_{k,LM1}^{(TS)} (V_{Q,max})$ $+ 0,40 Q_{k,LM1}^{(UDL)} (V_{Q,max}) + 0,50 Q_{k,\Delta T}$	-108,364	-27,663	7,683	3,626	Anstieg der Spannstahlspannungen infolge $G_2$ und $Q_{k,LM1}$ zur Vereinfachung, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt
$\Sigma G_{k,j} + r_{inf} P_{m,t\infty} + 0,75 Q_{k,LM1}^{(TS)} (T_{Q,max})$ $+ 0,40 Q_{k,LM1}^{(UDL)} (T_{Q,max}) + 0,50 Q_{k,\Delta T}$	-108,364	-23,481	6,247	5,021	Einwirkungen aus Temperatur und Wind brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, s. Abschn. 3.1.3.4

**6.2.3.2 Spannungsermittlung im Betriebszustand**

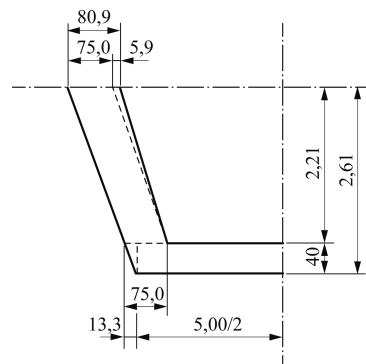
Mit den Querschnittsgrößen

$$A_c = 12,85\text{ m}^2$$

$$I_{cy} = 28,93\text{ m}^4$$

$$z_c = 0$$

$$b_w = 2 \cdot 0,809 = 1,618\text{ m}$$



$$\begin{aligned}
 S_{cy} &= \Sigma (\Delta A_c z_{\Delta c}) & (1.262) \\
 &= 5,00 \cdot 0,40 \cdot 2,41 \\
 &\quad + 2 \cdot 1/2 \cdot 0,133 \cdot 0,40 \cdot 2,343 \\
 &\quad + 2 \cdot 0,75 \cdot 2,21^2/2 + 2 \cdot 1/2 \cdot 0,059 \cdot 2,21^2/3 \\
 &= 8,704 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

In Gl. (1.262) bedeuten:  
 $\Delta A_c$  Teilflächen  
 $z_{\Delta c}$  Schwerpunktabstände der Teilflächen  
 $\Delta A_c$ , bezogen auf die Schwerlinie S des Gesamtquerschnitts

$$A_k = 21,10 \text{ m}^2$$

Abschn. 2.6

$$\begin{aligned}
 W_{cT} &= 2 A_k b_w & (1.263) \\
 &= 2 \cdot 21,10 \cdot 0,809 = 34,140 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

ergeben sich die folgenden schiefen Hauptzugspannungen:

- Einwirkungskombination  $V_{\max}, T_{\text{cor}}, M_{\text{cor}}$

$$\sigma_{cx} = \frac{-108,364}{12,85} + 0 = -8,43 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.244)}$$

$$\tau_{cV} = \frac{7,683}{28,93} \frac{8,704}{1,618} = 1,43 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.260)}$$

$$\tau_{cT} = \frac{3,626}{34,140} = 0,11 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.261)}$$

und somit

$$\sigma_{1,V+T} = \frac{-8,43}{2} + \sqrt{\left(\frac{-8,43}{2}\right)^2 + (0,43 + 0,11)^2} \quad \text{Gl. (1.258)}$$

$$= -4,21 + 4,39 = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$< f_{ctk;0,05} = 2,70 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.255)}$$

- Einwirkungskombination  $T_{\max}, V_{\text{cor}}, M_{\text{cor}}$

$$\sigma_{cx} = -8,43 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.244)}$$

$$\tau_{cV} = \frac{6,247}{28,93} \frac{8,704}{1,618} = 1,16 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.260)}$$

$$T_{cT} = \frac{5,021}{34,140} = 0,15 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.261)}$$

und somit

$$\sigma_{1,V+T} = \frac{-8,43}{2} + \sqrt{\left(\frac{-8,43}{2}\right)^2 + (1,16 + 0,15)^2} \quad \text{Gl. (1.258)}$$

$$= -4,21 + 4,41 = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$< f_{ctk;0,05} = 2,70 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. (1.255)}$$

Mit dieser Ermittlung ist der Nachweis der Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen erfüllt. Wegen der reichlichen Spannungsreserven ist die Beschränkung auf die Nachweisführung in der Schwerlinie – ohne Untersuchung weiterer benachbarter Schnitte – gerechtfertigt, ebenso der Verzicht auf die Untersuchung des Bauzustands und des Schnitts  $x = 2,0 \text{ m}$  im Normalbereich am Voutenbeginn.

### 6.3 Grenzzustand der Dekompression und Begrenzung der Rissbreiten

EN 1992-1-1, 7.3 und EN 1992-1-1/NA, 7.3 sowie EN 1992-2, 7.3 und EN 1992-2/NA, 7.3

#### 6.3.1 Überblick

Die Bemessungskriterien für die Nachweise der Dekompression oder der Randzugspannungen sowie der Rissbreitenbegrenzung bei Straßenbrücken mit externer Vorspannung sind in der Tabelle 1.29 aufgeführt.

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE

Für Brücken ist ein Rissbreitennachweis immer erforderlich, s. EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (4).

**Tabelle 1.29**

Bemessungskriterien für die Nachweise der Dekompression oder der Randzugspannungen sowie der Rissbreitenbegrenzung bei Straßenbrücken mit externer Vorspannung

Bauteil	Dekompression <sup>D</sup> oder Randzugspannung <sup>R</sup>		Rissbreitenbegrenzung	
	Einwirkungskombination	D oder R <sup>1)</sup>	Einwirkungskombination	$w_{\max}$ [mm]
Längsvorspannung (Endzustand)	quasi-ständig <sup>2)</sup>	D	häufig	0,2
Längsvorspannung (Bauzustand)	quasi-ständig	R	häufig	0,2
Quervorspannung	selten	R	häufig	0,2
Querrichtung ohne Vorspannung	selten	R	häufig	0,2

<sup>1)</sup> Zulässige Randzugspannungen nach EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.103 DE

<sup>2)</sup> 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

#### 6.3.2 Grenzzustand der Dekompression

EN 1992-1-1/NA, NCI zu 7.3.1 (105), s. auch Anhang A, Tab. A.3

##### 6.3.2.1 Vorbemerkungen

Der Grenzzustand der Dekompression ist bei Straßenbrücken mit externer Vorspannung für die Längsvorspannung im Endzustand zu untersuchen. Er ist eingehalten, wenn unter der maßgeblichen Einwirkungskombination der

Dieser Nachweis bestimmt in aller Regel die erforderliche Querschnittsfläche der Spannstahlbewehrung, also Anzahl und Typ der Spannglieder sowie deren Anordnung.

Rand des Querschnitts, der dem Spannglied am nächsten liegt, unter Druckspannungen verbleibt. Im maßgebenden Schnitt in Feldmitte dürfen somit am unteren Querschnittsrand keine Zugspannungen auftreten.

Der Nachweis bezieht sich für den untersuchten Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte auf die Randfaser der vorgedrückten Zugzone und wird daher mit dem unteren charakteristischen Wert der Vorspannkraft nach Abzug aller Spannkraftverluste für die quasi-ständige Einwirkungskombination untersucht.

s. Tab. 1.29 und Fußnote 2)

### 6.3.2.2 Nachweis des Grenzzustands der Dekompression

Schnitt  $x = 40,0$  m (Bild 1.1)

Mit den Schnittgrößen im Betriebszustand

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= \sum M_{Gk,j} + M_{Pk} + \psi_2 M_{Qk,1} + \sum (\psi_{2,i} M_{Qk,i}) \\
 & \quad (1.264) \\
 &= M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + r_{\text{inf}}(M_{cp} + M_{cp,c+s+r,t\infty} + M_{Pg2} \\
 & \quad + \psi_{2,q} M_{P,q}) + \psi_2 M_{Qk,LM1} + 0 \quad (1.264a) \\
 &= 202,669 + 40,859 + 0,95 (-259,628 \\
 & \quad + 48,989 - 2,145 - 0,3 \cdot 4,544) \\
 & \quad + 0,3 \cdot 84,840 + 0 = 65,540 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3. (105),  
Tab. 7.101DE  
s. auch Abschn. 3.3.2, Gl. (1.45) und  
Abschn. 6.1.2.1.1, Gln. (1.242) bis (1.243a)

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= N_{Pk} + \psi_2 N_{Qk,1} + \sum (\psi_{2,i} N_{Qk,i}) \quad (1.265) \\
 &= r_{\text{inf}}(N_{cp} + N_{cp,c+s+r,t\infty} + N_{Pg2} + \psi_{2,q} N_{P,q}) \\
 & \quad + \psi_2 N_{Qk,LM1} + 0 \quad (1.265a) \\
 &= 0,95 (-146,187 + 27,584 - 1,208 \\
 & \quad - 0,3 \cdot 2,508) + 0 + 0 = -114,535 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

erhält man nach Zustand I die Betonlängsspannungen

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cu} &= \frac{-114,535}{9,94} + \frac{65,540}{8,27} + 0 \quad \text{Gl. (1.244a)} \\
 &= -3,60 \text{ N/mm}^2 < 0
 \end{aligned}$$

für die untere Randfaser sowie

$$\begin{aligned}
 \sigma_{co} &= \frac{-114,535}{9,94} + \frac{65,540}{-14,37} + 0 \\
 &= -16,08 \text{ N/mm}^2 < 0
 \end{aligned}$$

für die obere Randfaser, womit nachgewiesen ist, dass der gesamte Betonquerschnitt für die vorgegebene Beanspruchungskombination unter Druck verbleibt.

### 6.3.3 Begrenzung der Randzugspannungen

#### 6.3.3.1 Vorbemerkungen

Die Begrenzung der Randzugspannung ist bei Straßenbrücken mit externer Vorspannung im vorliegenden Fall nur für die Längsrichtung im Bauzustand nachzuweisen, da die Untersuchung der Querrichtung nicht Gegenstand des Beispiels ist. Für Beton C45/55 beträgt die zulässige Randzugspannung  $\sigma_{c, \text{Rand}} = 6,0 \text{ N/mm}^2$ .

Der Nachweis unter quasi-ständiger Einwirkungskombination und dem oberen charakteristischen Wert der Vorspannung für den ungünstigsten Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$  an der Umlenkstelle der Spannglieder bezieht sich auf die Randfaser der Druckzone zum Zeitpunkt  $t_0$ .

#### 6.3.3.2 Nachweis der Begrenzung der Randzugspannungen

Mit den Schnittgrößen im Bauzustand

$$M_{Ed} = M_{Gk,1} + M_{Pk} \pm \Sigma (\psi_{2,i} M_{Qk,i}) \quad (1.266)$$

$$= M_{Gk,1} + r_{\text{sup}} (M_{cp} - \psi_{2,q} M_{P,q}) - \psi_{2,qc} M_{Qk,c} - 0,85 \psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T} \quad (1.266a)$$

$$= 170,861 + 1,00 (-259,628 - 0) - 0 - 0,85 \cdot 0,50 \cdot 4,187 = -90,546 \text{ MNm}$$

$$N_{Ed} = N_{Pk} \pm \Sigma (\psi_{2,i} N_{Qk,i}) \quad (1.267)$$

$$= r_{\text{sup}} (N_{cp} - \psi_{2,q} N_{P,q}) - \psi_{2,qc} N_{Qk,c} - 0,85 \psi_{2,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.267a)$$

$$= 1,00 (-146,187 - 0) - 0 - 0,85 \cdot 0,50 \cdot 2,173 = -147,111 \text{ MN}$$

erhält man nach Zustand I die Betonlängsspannung

$$\sigma_{co} = \frac{-147,111}{9,94} + \frac{-90,546}{-14,37} + 0 = -8,50 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sigma_{c, \text{Rand}} = 6,0 \text{ N/mm}^2$$

für die maßgebende obere Randfaser, womit die Einhaltung der zulässigen Randzugspannung nachgewiesen ist.

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE und 7.103DE, s. auch Anhang A, Tab. A.3

EN 1992-2/NA, NCI zu 5.10.9 (1) und NDP zu 7.3.1 (105):  
In den Bauzuständen darf der charakteristische Wert der Vorspannung bei externen Spanngliedern mit  $r_{\text{inf}} = r_{\text{sup}} = 1,00$  angesetzt werden. Außerdem dürfen Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bis zu einem Alter von 2 Jahren um 15% abgemindert werden.

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (105), Tab. 7.103DE

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE

Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$  (Bild 1.1)

s. auch Tab. 1.29 und Abschn. 6.1.2.2

Gl. (1.244a)

### 6.3.4 Begrenzung der Rissbreite

#### 6.3.4.1 Vorbemerkungen

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist für Straßenbrücken mit externer Vorspannung in der Längs- und Querrichtung unter häufiger Einwirkungskombination zu führen. Im vorliegenden Fall erfolgt der Nachweis, ohne direkte Berechnung der Rissbreite, über die Einhaltung des Grenzdurchmessers in Abhängigkeit von der zulässigen Rissbreite  $w_{\max} = 0,2 \text{ mm}$  für Spannbeton.

Für Brücken ist zusätzlich der Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen zu führen.

Die Untersuchung erfolgt im Schnitt in Feldmitte durch Gegenüberstellung mit der im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlichen Biegezugbewehrung sowie im Schnitt an der Umlenkstelle durch Gegenüberstellung mit der Mindestbiegezugbewehrung gegen Querschnittsversagen ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall.

#### 6.3.4.2 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

##### 6.3.4.2.1 Überblick

Sofern nicht eine genauere Berechnung zu einer geringeren Bewehrung führt, darf der erforderliche Mindestbewehrungsquerschnitt zur Rissbreitenbegrenzung bei profilierten Querschnitten, wie Hohlkästen oder Plattenbalken, unter Nachweis jedes einzelnen Teilquerschnitts (Gurte und Stege) wie folgt ermittelt werden:

$$A_{s,\min} = k_c k f_{ct,\text{eff}} A_{ct} / \sigma_s \quad (1.268)$$

Hierbei bedeuten:

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

$A_{ct}$  Querschnittsfläche der Betonzugzone. Die Betonzugzone ist derjenige Teil des Querschnitts oder Teilquerschnitts, der vor der Erstrissbildung im Zustand I unter Zugspannungen steht

$f_{ct,\text{eff}}$  Mittelwert der wirksamen Betonzugfestigkeit unter Ansatz derjenigen Festigkeitsklasse, die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist:  $f_{ct,\text{eff}} = f_{ctm}$

$\sigma_s$  Absolutwert der zulässigen Spannung in der Betonstahlbewehrung unmittelbar nach der Rissbildung, der als Streckgrenze der Bewehrung  $f_{yk}$  angenom-

EN 1992-1-1, 7.3 und EN 1992-1-1/NA, 7.3 sowie EN 1992-2, 7.3 und EN 1992-2/NA, 7.3, s. auch Anhang A, Tab. A.3

Für Brücken ist ein Rissbreitennachweis immer erforderlich, s. EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.1 (4).

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE, s. auch Tab. 1.29

EN 1992-1-1, 7.3.1 (9) und 7.3.3

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.2 (4), (NA.104): Die Mindestbewehrung ist nicht in Bereichen erforderlich, in denen im Beton unter der seltenen Einwirkungskombination Betondruckspannungen  $\sigma_c$  am Querschnittsrand auftreten, die dem Betrag nach größer als  $1,0 \text{ N/mm}^2$  sind.

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.3 (2) und 7.2 (NA.106), s. Abschn. 6.2

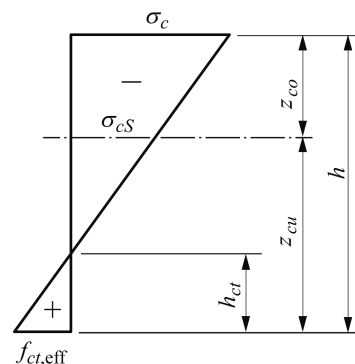
Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$   
(gilt auch für Schnitt  $x = 32,0 \text{ m}$ ),  
s. auch Abschn. 5.1 und Tab. 1.27

Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$   
(gilt auch für Schnitt  $x = 16,0 \text{ m}$  bis  $x = 0,4 \text{ m}$ ),  
s. auch Abschn. 2.5 und Bild 1.5

EN 1992-2, 7.3.2 (102)

EN 1992-2, 7.3.2 (102), Bild 7.101

EN 1992-2, 7.3.2 (102), Gl. (7.1)





men werden darf. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann jedoch ein niedrigerer Wert entsprechend dem Grenzdurchmesser der Stäbe oder dem Höchstwert der Stababstände erforderlich sein

EN 1992-1-1, 7.3.3 (2)  
EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2): Es gelten Tab. 7.2DE und 7.3N. Die Anmerkungen zu Tab. 7.2N sowie die Gln. (7.6N) und (7.7N) gelten nicht.

$k$  Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwang führen:

$k = 0,8$  für Stege mit Höhen  $h \leq 300$  mm oder Gurte mit Höhen  $h_f < 300$  mm

$k = 0,6$  für Stege mit Höhen  $h \geq 800$  mm oder Gurte mit Höhen  $h_f > 800$  mm

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden

$k_c$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes bei Biegung mit Normalkraft für Rechteckquerschnitte und Stege von Hohlkästen oder Plattenbalken

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left( h / h^* \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (1.269) \quad \text{EN 1992-2, 7.3.2 (102), Gl. (7.2)}$$

sowie für Gurtplatten von Hohlkästen und Plattenbalken

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (1.270) \quad \text{EN 1992-2, 7.3.2 (102), Gl. (7.3)}$$

mit

$N_{Ed}$  Normalkraft unter der häufigen Einwirkungskombination und dem maßgebenden charakteristischen Wert der Vorspannung

s. auch Tab. 1.29

$\sigma_{cS}$  mittlere Betonspannung in der Schwerlinie des Gesamtquerschnitts infolge  $N_{Ed}$ :

$$\sigma_{cS} = N_{Ed} / A_c \quad (1.271)$$

entspricht Gl. (1.244) mit  $z_c = y_c = 0$  im Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts  $A_c$ , s. Tab. 1.1

$\sigma_c$  mittlere Betonspannung in der Schwerlinie des untersuchten Teilquerschnitts infolge  $N_{Ed}$  (Druckspannung positiv)

$h^*$   $h^* = h$  für  $h < 1,0$  m

$h^* = 1,0$  m für  $h \geq 1,0$  m

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

$k_1 = 1,5$  für  $N_{Ed}$  als Druckkraft

$$k_1 = 2 h^* / (3 h) \quad \text{für } N_{Ed} \text{ als Zugkraft}$$

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

### 6.3.4.2.2 Nachweis in Feldmitte

Für die Ermittlung der Mindestbewehrung gelten folgende Ausgangswerte:

$$f_{ct,eff} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$> 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Ed} = N_{Pk,inf} + \psi_{1,1} N_{Qk,1} + \Sigma (\psi_{2,i} N_{Qk,i}) \quad (1.272)$$

$$= r_{inf} (N_{cp} + N_{cp,c+s+r,t\infty} + N_{Pg2} - N_{P,q}) + \psi_{1,LM1} N_{Qc,LM1} + \psi_{2,\Delta T} N_{c,\Delta T} \quad (1.272a)$$

$$= 0,95 (-146,187 + 27,584 - 1,208 - 1,248) + 0 + 0,50 \cdot 2,713 = -113,650 \text{ MN}$$

$$\sigma_{cS} = -113,650 / 9,94 = -11,43 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{ct} = \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,eff} - \sigma_{cS}} z_{cu} \quad (1.273)$$

$$= \frac{3,8}{3,8 - (-11,43)} 2,71 = 0,68 \text{ m}$$

Somit ergibt sich für den Steg mit den Eingangswerten

$$A_{ct} = b_w h_{ct} \quad (1.274)$$

$$= 0,55 \cdot 0,68 = 0,374 \text{ m}^2$$

$$k_1 = 1,5$$

$$h^* = 1,0$$

$$\sigma_c = \frac{z_{wu} - h_{ct}}{z_{cu} - h_{ct}} \sigma_{cS} \quad (1.275)$$

$$= \frac{2,16 - 0,68}{2,71 - 0,68} (-11,43) = -8,33 \text{ N/mm}^2$$

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  (Bild 1.1) (gilt auch für Schnitt  $x = 32,0 \text{ m}$ ), s. Tab. 1.21, 1.24 und 1.27

EN 1992-1-1, 3.1.3 (2), Tab. 3.1:  
 $f_{ctm} = 3,8 \text{ N/mm}^2$  für Beton C45/55

EN 1992-2, 7.3.2 (105): um dem Schwinden Rechnung zu tragen

Häufige Einwirkungskombination s. Abschn. 6.3.1, Tab. 1.29 und Abschn. 3.3.2, Gl. (1.32) sowie Abschn. 5.5.2

$N_{cp}$  s. Tab. 1.21

$N_{cp,c+s+r,t\infty}$  s. Tab. 1.24

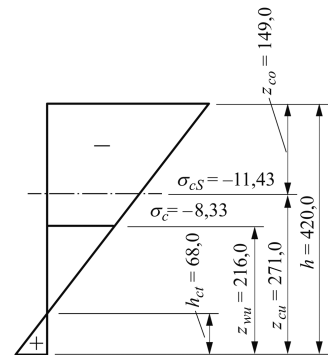
$N_{c,\Delta T}$  s. Tab. 1.25

$N_{Pg2}$  s. Abschn. 5.5.2

$N_{P,q}$  s. Abschn. 5.5.2

Gl. (1.271)

$h_{ct}$  Höhe der Zugzone im Querschnitt vor Beginn der Erstrissbildung



$$f_{ct,eff} = 3,8$$

Spannungen in  $\text{N/mm}^2$   
Abmessungen in  $\text{cm}$

$N_{Ed}$  Druckkraft

$$h = 4200 \text{ mm} > 800 \text{ mm}$$

$\sigma_c$  Betondruckspannung im Schwerpunkt des Stegs

$\sigma_{cS}$  Betondruckspannung im Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts

$z_{wu}$  Schwerpunkthöhe des Stegs

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{8,33}{1,5 \cdot (4,20 / 1,0) \cdot 3,8} \right] = 0,261 < 1$$

Gl. (1.269)

 $\sigma$  positiv als Druckspannung

$$\sigma_s = \sigma_s^* \frac{k_c k h_{ct}}{4(h-d)} \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \sigma_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \quad (1.276)$$

$$= \sigma_s^* \frac{0,261 \cdot 0,5 \cdot 0,68}{4(4,20 - 4,131)} \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \sigma_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9}$$

$$= \sigma_s^* 0,32 \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \geq \sigma_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9}$$

$$\sigma_s^* = \sigma_s \frac{2,9}{f_{ct,eff}} \quad (1.276a)$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2), Gl. (7.6DE) mit

 $h$  Gesamthöhe des Querschnitts $\sigma_s$  modifizierter Grenzdurchmesser $\sigma_s^*$  Grenzdurchmesser der Bewehrung $h_{ct}$  Höhe der Zugzone ( $h_{cr} \equiv h_{ct}$ ) $d$  statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der außenliegenden Bewehrung

s. auch Abschn. 5.1.3.1

2. Term maßgebend

$$= 25 \frac{2,9}{3,8} = 19,1 \text{ mm}$$

 $\sigma_s$  s. Abschn. 5.1.3.1, Stegbewehrung

$$\sigma_s = 160 + 40 \frac{27 - 19,1}{27 - 17} = 192 \text{ N/mm}^2$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2), Tab. 7.2DE, für  $w_k = 0,2 \text{ mm}$ 

die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

$$A_{s,min} = 0,261 \cdot 0,65 \cdot 3,8 \cdot 0,374 \cdot 10^4 / 192 = 12,56 \text{ cm}^2$$

Gl. (1.268)

$$A_{s,vorh} = 6 \varnothing 25 \Rightarrow 29,46 \text{ cm}^2$$

$$> A_{s,min} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Stegbewehrung für die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, s. Abschn. 5.1.3.1

Die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung ist somit nicht maßgebend.

Der Gurt mit einer Dicke von 40 cm am Anschnitt zum Steg besitzt eine Betonspannung in Höhe der Schwerlinie von

Bild 1.3

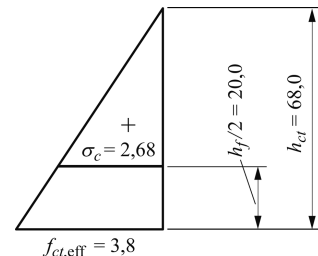
$$\sigma_c = \frac{h_{ct} - h_f/2}{h_{ct}} f_{ct,eff} \quad (1.277)$$

 $h_f$  Gurtdicke am Steganschnitt $h_f/2$  Schwerpunkthöhe des Gurts am Steganschnitt

$$= \frac{68 - 40/2}{68} 3,8 = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

Damit ergibt sich für die untere Bewehrungslage  $A_{s1}$  im Gurt mit den Eingangswerten

$$A_{ct1} = 0,40 / 2 = 0,20 \text{ m}^2/\text{m}$$



$$F_{cr1} = (\sigma_c + f_{ct,eff}) / 2 \cdot A_{ct1} \quad (1.278)$$

$$= (2,68 + 3,8) / 2 \cdot 0,20 = 0,648 \text{ MN/m}$$

$F_{cr1}$  von der unteren Bewehrungslage  $A_{s1}$  aufzunehmende Zugkeilkraft im Zustand I unmittelbar vor der Rissbildung

$$k_c = 0,9 \frac{0,648}{0,20 \cdot 3,8} = 0,767 > 0,5 \quad \text{Gl. (1.270)}$$

$$k = 0,8 - (0,8 - 0,5) \frac{400 - 300}{800 - 300} = 0,74 \quad \text{Gurt: } h_f = 400 \text{ mm am Anschnitt zum Steg}$$

$$\sigma_{s1} = 192 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 25 \text{ mm, s. Abschn. 5.1.3.1, untere Gurtbewehrung (wie Stegbewehrung)}$$

die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

$$A_{s1,min} = 0,767 \cdot 0,74 \cdot 3,8 \cdot 0,20 \cdot 10^4 / 192 \quad \text{Gl. (1.268)}$$

$$= 22,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1,vorh} = \varnothing 25, s = 10 \text{ cm} \equiv 49,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> A_{s1,min} = 22,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Untere Gurtbewehrung für die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, s. Abschn. 5.1.3.1

Der oberen Bewehrungslage  $A_{s2}$  wird die verbleibende Risskraft zugewiesen. Sie ergibt sich aus der Differenz zu der im Querschnitt unmittelbar vor der Rissbildung vorhandenen Zugkeilkraft  $F_{cr}$  nach Zustand I und der durch die untere Bewehrungslage  $A_{s1}$  aufgenommenen Kraft:

$$A_{s2,min} = \frac{F_{cr} - \sigma_{s1} A_{s1,vorh}}{\sigma_{s2}} \quad (1.279)$$

Mit den Eingangswerten

$$F_{cr} = \sigma_c h_f \quad (1.280)$$

$$= 2,68 \cdot 0,40 = 1,072 \text{ MN/m}$$

$$\varnothing_s^* = 20 \cdot 2,9 / 3,8 = 15,3 \text{ mm}$$

$\varnothing_s = 20 \text{ mm}$  (Gurtbewehrung obere Lage), s. Abschn. 5.1.3.1

$$\sigma_{s2} = 200 + 40 \frac{17 - 15,3}{17 - 12} = 214 \text{ N/mm}^2$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2), Tab. 7.2DE

erhält man für die obere Bewehrungslage die Mindestbewehrung für die Rissbreitenbegrenzung

$$A_{s2,min} = \frac{1,072 - 192 \cdot 49,09 \cdot 10^{-4}}{214} 10^4 \quad \text{Gl. (1.279)}$$

$$= 6,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2,vorh} = \varnothing 20, s = 10 \text{ cm} \equiv 31,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> A_{s2,min} = 6,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obere Gurtbewehrung für die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, s. Abschn. 5.1.3.1

Damit ist auch im Gurt die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung nicht maßgebend.

Für die Gurtplatte mit konstanter Dicke von 20 cm erübrigt sich ein Nachweis, da die Risskraft bei gleicher Bewehrung niedriger ist als in der untersuchten Gurtplatte mit einer Dicke von 40 cm am Steganschnitt.

Bild 1.3

#### 6.3.4.2.3 Nachweis an der Umlenkstelle

Schnitt  $x = 24,0$  m (Bild 1.1)

Bei gleichen Eingangswerten für den Steg wie im Schnitt  $x = 40,0$  m in Feldmitte ergibt sich folgender Nachweis:

Abschn. 6.3.4.2.2

$$A_{s,\min} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{vorh}} = 4 \cdot \varnothing 25 \equiv 19,63 \text{ cm}^2$$

$$> A_{s,\min} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Biegezugbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall, s. Abschn. 2.5 und Bild 1.5

Damit bleibt die Mindestbiegezugbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall maßgebend.

Für den Gurt am Anschnitt zum Steg bleiben für die untere Bewehrungslage  $A_{s1}$  die Eingangswerte gegenüber Schnitt  $x = 40,0$  m ebenfalls unverändert. Damit erhält man für die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

$$A_{s1,\min} = 28,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1,\text{vorh}} = \varnothing 25, s = 15 \text{ cm} \equiv 32,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> A_{s1,\min} = 28,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verstärkung der Biegezugbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Ankündigung (nach einer Vorberechnung)

die für die Gurtunterseite demzufolge maßgebend wird.

Für die obere Bewehrungslage  $A_{s2}$  erhält man für die verbleibende Risskraft in Analogie zu Schnitt  $x = 40,0$  m

$$A_{s2,\min} = \frac{1,072 - 192 \cdot 32,73 \cdot 10^{-4}}{214} 10^4$$

Gl. (1.279)

$$= 20,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2,\text{vorh}} = \varnothing 20, s = 15 \text{ cm} \equiv 20,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> A_{s2,\min} = 20,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verstärkung der Biegezugbewehrung von Abschn. 2.5 (nach einer Vorberechnung)

so dass auch für die obere Bewehrungslage die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung maßgebend wird.

Im anschließenden Gurt mit konstanter Dicke von 20 cm errechnet sich eine Betonzugspannung in Höhe der Schwerlinie von

Bilder 1.3 und 1.5

$$\sigma_c = \frac{68 - 20/2}{68} 3,8 = 3,24 \text{ N/mm}^2$$

Gl. (1.277) mit  
 $h_{ct} = 68 \text{ cm}$   
 $h_f = 20 \text{ cm}$

Damit ergibt sich für die untere Bewehrungslage  $A_{s1}$  mit den Eingangswerten

$$A_{cr1} = 0,20 / 2 = 0,10 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$F_{cr1} = (3,24 + 3,8) / 2 \cdot 0,10 = 0,352 \text{ MN/m} \quad \text{Gl. (1.278)}$$

$$k_c = 0,9 \frac{0,352}{0,10 \cdot 3,8} = 0,834 > 0,5 \quad \text{Gl. (1.270)}$$

$$k = 0,8$$

$$\sigma_s^* = 16 \cdot 2,9 / 3,8 = 12,2 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} = 200 + 40 \frac{17 - 12,2}{17 - 12} = 238 \text{ N/mm}^2$$

die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

$$A_{s1, \min} = 0,834 \cdot 0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,10 \cdot 10^4 / 238 \quad \text{Gl. (1.268)}$$

$$= 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1, \text{vorh}} = \phi 16, s = 15 \text{ cm} \equiv 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$> A_{s1, \min} = 10,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verstärkung der Biegezugbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall

Entsprechend errechnet sich mit der verbleibenden Risskraft für die obere Bewehrungslage  $A_{s2}$

$$F_{cr} = 3,24 \cdot 0,20 = 0,648 \text{ MN/m} \quad \text{Gl. (1.280)}$$

$$A_{s2, \min} = \frac{0,648 - 238 \cdot 13,40 \cdot 10^{-4}}{238} 10^4 \quad \text{Gl. (1.279)}$$

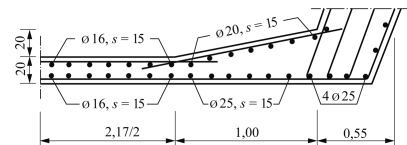
$$= 13,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s2, \text{vorh}} = \phi 16, s = 15 \text{ cm} \equiv 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\approx A_{s2, \min} = 13,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Damit ist auch im Gurt mit konstanter Dicke die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung maßgebend.

Die Rissbreitenbewehrung für die Umlenkstelle ist nebenstehend dargestellt.



### 6.3.4.3 Begrenzung der Rissbreiten ohne direkte Berechnung

#### 6.3.4.3.1 Nachweis bei Biegung mit Normalkraft

Der Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten wird, zur Vereinfachung ohne direkte Berechnung, über die Einhaltung des Grenzdurchmessers für den Querschnitt mit den größten Stabdurchmessern in Feldmitte geführt.

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$   
zum Zeitpunkt  $t_{\infty}$

EN 1992-1-1, 7.3.3 (2),  
EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2) sowie  
EN 1992-2, 7.3.3 (101)

Die Ermittlung der Stahlspannung erfolgt unter der häufigen Einwirkungskombination und dem unteren charakteristischen Wert der Vorspannung. Der Nachweis ist in der Regel unter Annahme eines gerissenen Querschnitts (Zustand II) zu führen. Da jedoch die Biegezugspannung  $f_{ct,eff}$  nicht überschreitet, darf die Spannungsermittlung von ungerissem Querschnitt (Zustand I) ausgehen.

Abschn. 6.3.1, Tab. 1.29

EN 1992-1-1, 7.3.4 (2)

EN 1992-1-1, 7.1 (2)

Mit der Betonstahlspannung zum Zeitpunkt  $t_\infty$

$$\sigma_{s,frequ} < 0$$

Abschn. 5.5.2

$$\sigma_{cu,sup} = -1,28 \text{ N/mm}^2$$

ergibt sich der Grenzdurchmesser

$$\phi_s = 27 \text{ mm}$$

EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.3 (2), Tab. 7.2DE  
für  $w_k = 0,2 \text{ mm}$ 

und somit für den modifizierten Grenzdurchmesser

$$\phi_{s,lim} = 27 \cdot 3,8 / 2,9 = 35 \text{ mm}$$

Gl. (1.276a)

$$> \phi_{s,vorh} = 25 \text{ mm}$$

Tab. 1.23, untere Bewehrungslage

In einem Querschnitt mit Stäben unterschiedlicher Durchmesser gilt:

$$\phi_{sm} = (n_{ij} \phi_{si}^2) / (n_i \phi_{si})$$

s. auch EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.3 (NA.7)

womit die Begrenzung für Biegerissbreite nachgewiesen ist.

### 6.3.4.3.2 Nachweis bei Querkraft und Torsion

Die Begrenzung der Schubrissbreite darf ohne weiteren Nachweis als sichergestellt angenommen werden, da die für einen Nachweisverzicht zu beachtenden Bewehrungs- und Konstruktionsregeln – Mindestquerschnitt und Größt- abstand der Querkraft- und Torsionsbewehrung sowie Ausbildung der Bügel – eingehalten sind.

EN 1992-2/NA, NCI zu 7.3.3 (NA.9)

## 6.4 Begrenzung der Verformungen

EN 1992-1-1, 7.4 und EN 1992-1-1/NA, 7.4

### 6.4.1 Grundlagen

EN 1992-1-1, 7.4.1 (3), (4), (5) und (6) sind für  
Brücken nicht anzuwenden,  
s. EN 1992-2, 7.4.1

Zur ordnungsgemäßen Funktion des Brückentragwerks und zur Vermeidung einer Beeinträchtigung des Erscheinungsbildes wird, in Abstimmung mit dem Bauherrn, die Durchbiegung für die quasi-ständige Einwirkungskombination und den Mittelwert der Vorspannung bestimmt, jedoch wegen der Beanspruchung durch den kontinuierlich fließenden Verkehr mit dem Beiwert  $\psi_2 = 0,3$  für die gleichmäßig verteilte Last im System LMI.

EN 1992-1-1, 7.4.3

s. auch DIN-FB 102, II-4.4.3.1 (106)

EN 1990, Anhang A2, A2.2.6 (1), Tab. A2.1,  
Anm. a

Da die Betonzugfestigkeit unter der maßgebenden Einwirkung an keiner Stelle überschritten wird, erfolgt der Nachweis der Begrenzung der Verformung unter der Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand I). Die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Relaxation sind dabei in Rechnung zu stellen.

EN 1992-1-1, 7.4.3 (3),

s. auch EN 1992-1-1, 7.1 (1P)

s. Abschn. 6.1.2.1, 6.1.2.2, 6.1.3, 6.3.2, 6.3.3  
und 6.3.4

**6.4.2 Nachweis der Durchbiegung**

Die Berechnung der Durchbiegung wird wegen des veränderlichen Verlaufs der Einwirkungen und längs der Bauteilachse mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kraftgrößen nach der Arbeitsgleichung

$$E I_c f(x) = \int_0^l M(x) \bar{M}(x) \frac{I_c}{I(x)} dx \quad (1.281)$$

unter Beschränkung auf die Arbeitsanteile infolge Biegung vorgenommen. Der Einfluss aus Querkraft ist wegen der Trägerbiegeschlankheit vernachlässigbar.

Die Integration der Arbeitsgleichung erfolgt numerisch mit Hilfe der Simpson'schen Regel

$$E I_c f(x) = \frac{\Delta x}{3} [z_0 + 4(z_1 + z_3 + z_5 + \dots) + 2(z_2 + z_4 + z_6 + \dots) + z_n] \quad (1.282)$$

mit

$$z(x) = M_i(x) \bar{M}_i(x) \frac{I_c}{I_{ci}(x)} \quad (1.283)$$

$$\Delta x = l / n \quad (1.284)$$

wobei die Integrale über die Länge  $l$  in eine gerade Anzahl  $n$  gleicher Abstände  $\Delta x$  unterteilt werden.

Die Berechnung der Durchbiegung erfolgt zum Zeitpunkt  $t_0$  unmittelbar nach Aufbringen der Vorspannung

$$f(t_0) = \frac{\int M_{Ed}(t_0) \bar{M} \frac{I_c}{I_{cn}} dx}{E_c(t_0) I_c} \quad (1.285)$$

sowie zum Zeitpunkt  $t_\infty$  unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem Mittelwert der Vorspannung

$$f_{tot}(t_\infty) = \frac{\int M_{Ed}(t_\infty) \bar{M} \frac{I_c}{I_c(t)} dx}{E_{c,eff} I_c} \quad (1.286)$$

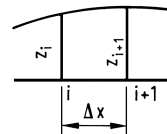
unter Berücksichtigung sämtlicher Spannungsverluste im Spannstahl.

Sind die Verformungen genauer zu erfassen, ist die Durchbiegung für die Beanspruchung nach dem Zeitpunkt  $t_0$  getrennt mit dem Ausdruck

EN 1992-1-1, 7.4.3,  
s. auch [76], 11.3 und [119], 3.4  
Nettobetonquerschnittsgrößen bzw. ideale Querschnittsgrößen vor/nach Herstellen des Verbunds s. z. B. [56], 3.1

In Gl. (1.281) bedeuten:  
 $f(x)$  Durchbiegung an der Stelle  $x$   
 $M(x)$  Biegemoment längs der Bauteilachse infolge der wirklichen Einwirkungen  
 $\bar{M}(x)$  Biegemomente längs der Bauteilachse infolge der Einheitskraftgröße an der Stelle  $x$   
 $I(x)$  Trägheitsmoment längs der Bauteilachse unter Berücksichtigung des Spannstahlquerschnitts  
 $I_c$  Vergleichsträgheitsmoment:  
 Im Allgemeinen wird hierfür die Bruttobetonquerschnittsgröße gewählt.

Wegen der Eindeutigkeit wird vereinfacht  $z(x) = z$  gesetzt



Bei Vorspannung mit externen Spanngliedern wird in aller Regel  $I_c / I_i(x) = 1$  gesetzt

$t_0 = 10$  Tage  
s. Abschn. 6.1.2.2 und 4.6.6

Bei externen Spanngliedern wird in aller Regel  $I_c / I_{cn} = 1$  gesetzt

$I_c(t) = I_{cn}$  vor Herstellen des Verbunds  
 $I_c(t) = I_{ci}$  nach Herstellen des Verbunds  
 $E_{c,eff}$  wirksamer Elastizitätsmodul zur Berücksichtigung des Kriechens nach EN 1992-1-1, 7.4.3 (5)

Bei externer Vorspannung wird in aller Regel  $I_c / I_c(t) = 1$  gesetzt



$$\Delta f(t_\infty) = \frac{\int \Delta M_{Ed}(t_\infty) \bar{M} \frac{I_c}{I_{ci}} dx}{E_{c28} I_c} \quad (1.287)$$

zu ermitteln. Damit ergibt sich die Gesamtverformung

$$f_{\text{tot}}(t_\infty) = f(t_0) + \Delta f(t_\infty) \quad (1.288)$$

zum Zeitpunkt  $t_0$  nach Abschluss sämtlicher zeitabhängigen Verformungen.

Zur Ermittlung der Durchbiegung in Feldmitte zum Zeitpunkt  $t_0$  sind für die Schnittgrößen und den Elastizitätsmodul des Betons folgende Eingangswerte anzusetzen:

$$M_{Ed}(t_0) = M_{g1}(x) + M_{cp}(x) \quad (1.289)$$

$$\bar{M}(x) = \bar{P}x/2 \quad (1.290)$$

$$= \bar{I} \cdot x/2 \quad (1.290a)$$

jeweils in den Zehntelpunkten für die Auswertung nach der Simpson'schen Regel und

$$E_c(t_0) = \beta_{cc}(t_0) E_{c28} \quad (1.291)$$

$$= 0,874 \cdot 36000 = 31464 \text{ N/mm}^2$$

Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$   
Gl. (1.285)

$M_{g1}$  s. Tab. 1.12  
 $M_{cp}$  s. Tab. 1.21

EN 1992-1-1, 3.1.3 (3), Gl. (3.5)

$\beta_{cc}(t_0)$  s. Abschn. 4.6.6, Gl. (1.115)

für den E-Modul des Betons zum Zeitpunkt  $t_0$ .

Die numerische Auswertung der Arbeitsintegrale erfolgt in Tabelle 1.30. Damit ergibt sich im Bauzustand mit Hilfe der Simpson'schen Regel

$$\begin{aligned} E_c(t_0) I_c f(t_0) &= \\ &= \frac{8,00}{3} 2 \left[ 0 + 4(-200,212 - 1065,204) \right. \\ &\quad \left. + 2(-489,592 - 1038,576 - 1139,180) \right] \\ &= -55447 \text{ MNm}^3 \end{aligned}$$

Gl. (1.282) bis Gl. (1.284) mit  
 $n = 10$   
 $\Delta x = 80,00 / 10 = 8,00 \text{ m}$

und somit

$$\begin{aligned} f(t_0) &= -\frac{55447}{31464 \cdot 22,41} = -0,079 \text{ m} \\ &\equiv -L \cdot 0,079 / 80,00 = -L / 1013 \end{aligned}$$

Gl. (1.285) mit  
 $I_c = 22,41 \text{ m}^4$ , s. Tab. 1.1  
 $E_c(t_0) = 31464 \text{ N/mm}^2$ , s. Gl. (1.291)

für die Verformung zum Zeitpunkt  $t_0$ .

**Tabelle 1.30**

Ermittlung der Eingangswerte für die Berechnung der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit infolge Biegung mit Normalkraft unter quasi-ständiger Einwirkungskombination für Schnitt  $x = 40,0$  m im Bauzustand und im Betriebszustand

Schnitt $x$	[m]	8,0	16,0	24,0	32,0	40,0	
<b>Bauzustand</b>							
$M_{g1}$	[MNm]	72,791	129,778	170,861	194,717	202,669	$M_{g1}$ s. Tab. 1.12
$M_{cp}$	[MNm]	-122,844	-190,977	-259,628	-259,628	-259,628	$M_{cp}$ s. Tab. 1.21
$M_{Ed}(t_0)$	[MNm]	-50,053	-61,199	-88,767	-64,911	-56,959	Gl. (1.289)
$\bar{M}$	[m]	4,000	8,000	12,000	16,000	20,000	Gl. (1.290)
$I_c/I_{cn}$	[-]	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	$I_{cn} = I_c$
$M_{Ed}(t_0) \bar{M} I_c / I_{cn}$	[MNm <sup>2</sup> ]	-200,212	-489,592	-1065,204	-1038,576	-1139,180	Gl. (1.285)
<b>Betriebszustand</b>							
$\varphi_\infty M_{g1}$	[MNm]	140,778	250,991	330,445	376,583	391,962	$\varphi_\infty$ s. Abschn. 4.6.6
$(1 + 0,43 \varphi_\infty) M_{g2}$	[MNm]	26,923	47,894	62,872	71,858	74,854	$M_{g2}$ s. Tab. 1.12
$\varphi_\infty M_{cp}$	[MNm]	-237,580	-369,350	-502,121	-502,121	-502,121	
$(1 + 0,8 \varphi_\infty) M_{cp,c+s+r}$	[MNm]	59,037	91,779	124,775	124,775	124,775	$M_{cp,c+s+r}$ s. Tab. 1.24
$\psi_2 M_{LM1,UDL}$	[MNm]	6,610	11,750	15,422	17,626	18,360	$M_{LM1,UDL}$ s. Abschn. 4.3.1
$\psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T}$	[MNm]	1,139	1,771	2,409	2,409	2,409	$M_{c,\Delta T}$ s. Tab. 1.25
$\Delta M_{Ed}(t_\infty)$	[MNm]	-3,093	34,835	33,802	91,130	110,239	Gl. (1.293)
$\Delta M_{Ed}(t_\infty) \bar{M} I_c / I_{ci}$	[MNm <sup>2</sup> ]	-12,372	278,680	405,624	1458,080	2204,780	Gl. (1.287)

Wird die Gesamtverformung zum Zeitpunkt  $t_0$  getrennt für die elastischen und zeitabhängigen Anteile

$$f_{\text{tot}}(t_\infty) = f_{\text{el}}(M_{g1} + M_{g2} + M_{cp} + M_{cp,c+s+r}) \quad (1.292) \quad f_{\text{el}} \quad \text{elastische Verformung}$$

$$+ \psi_2 M_{LM1,UDL} + \psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T}$$

$$+ \varphi_\infty f_{\text{el}}(M_{g1} + M'_{g2} + M_{cp} + \chi M_{cp,c+s+r})$$

dargestellt, lassen sich die Beanspruchungen nach dem Aufbringen der Vorspannung in der Form

$$\Delta M_{Ed}(t_\infty) = \varphi_\infty M_{g1} + (1 + 0,43 \varphi_\infty) M_{g2} \quad (1.293)$$

$$+ \varphi_\infty M_{cp} + (1 + 0,8 \varphi_\infty) M_{cp,c+s+r}$$

$$+ \psi_2 M_{LM1,UDL} + \psi_{2,\Delta T} M_{c,\Delta T}$$

$$\varphi_\infty \equiv \varphi_{nl}(t_\infty, t_0) = 1,934; \text{ s. Abschn. 4.6.6}$$

$$\varphi_\infty f_{\text{el}} \quad \text{zeitabhängige Verformung}$$

$$M'_{g2} = 0,43 M_{g2}, \text{ s. Abschn. 4.6.6}$$

$$\chi = 0,8 \text{ für den Relaxationsbeiwert, s. Abschn. 4.6.6, Gl. (1.131a)}$$

Wegen Geringfügigkeit erfolgt zur Vereinfachung die Ermittlung der Verformung ohne Berücksichtigung des Anstiegs der Spanngliedkräfte infolge äußerer Einwirkungen (auf der sicheren Seite liegend).

zusammenfassen.

Die numerische Auswertung der Arbeitsintegrale in Tabelle 1.30 zur Berechnung der Verformung nach dem Zeitpunkt  $t_0$  im Betriebszustand zeigt folgendes Ergebnis:

$$E_{c28} I_c \Delta f(t_0) =$$

$$\frac{8,00}{3} 2 \left[ 0 + 4(-12,372 + 405,624) \right.$$

$$\left. + 2(278,680 + 1458,080 + 2204,780) \right]$$

$$= 50432 \text{ MNm}^3$$

$$\text{Gl. (1.282) bis Gl. (1.284) mit:}$$

$$n = 10$$

$$\Delta x = 80,00 / 10 = 8,00 \text{ m}$$

und somit

$$\Delta f(t_{\infty}) = \frac{50432}{36000 \cdot 22,41} = 0,063 \text{ m} \quad \text{Gl. (1.287)}$$

für die Änderung der Durchbiegung nach Aufbringen der Vorspannung. Damit beträgt die gesamte Durchbiegung

$$\begin{aligned} f_{\text{tot}}(t_{\infty}) &= -0,079 + 0,063 = -0,016 \text{ m} \\ &\equiv -L \cdot 0,016 / 80,00 = -L / 5000 \end{aligned} \quad \text{Gl. (1.288)}$$

Mit den geringen Verformungswerten ist in jedem Fall die Einhaltung für die Begrenzung der Durchbiegung nachgewiesen.

## 7 Bewehrung in den ungünstigsten Schnitten

### 7.1 Darstellung

Die Bewehrung für Betonstahl und Spannstahl in den ungünstigsten Schnitten infolge Biegung mit Normalkraft (Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$ ) sowie infolge Querkraft und Torsion (Schnitt  $x = 0,4 \text{ m}$ ) ist in Bild 1.23 dargestellt. Der Einfluss der Quertragwirkung ist hierin nicht enthalten, da die Untersuchung des Hohlkastens in Brückenquerrichtung nicht Gegenstand dieses Beispiels ist und daher nur die Mindestquerbewehrung angegeben wird.

Abschn. 1

### 7.2 Maßgebende Nachweise

Für die Betonstahl- und Spannstahlbewehrung sind im Einzelnen folgende Nachweise maßgebend:

für Vergleich in Abschn. 8 mit der Bemessung nach DIN-Fachbericht 102 in [98]

Biegung mit Längskraft

Angaben gelten nur für die Längsrichtung

- Betonstahlbewehrung:

Zuggurt: Biegebemessung (Tragfähigkeitsnachweis)  
Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

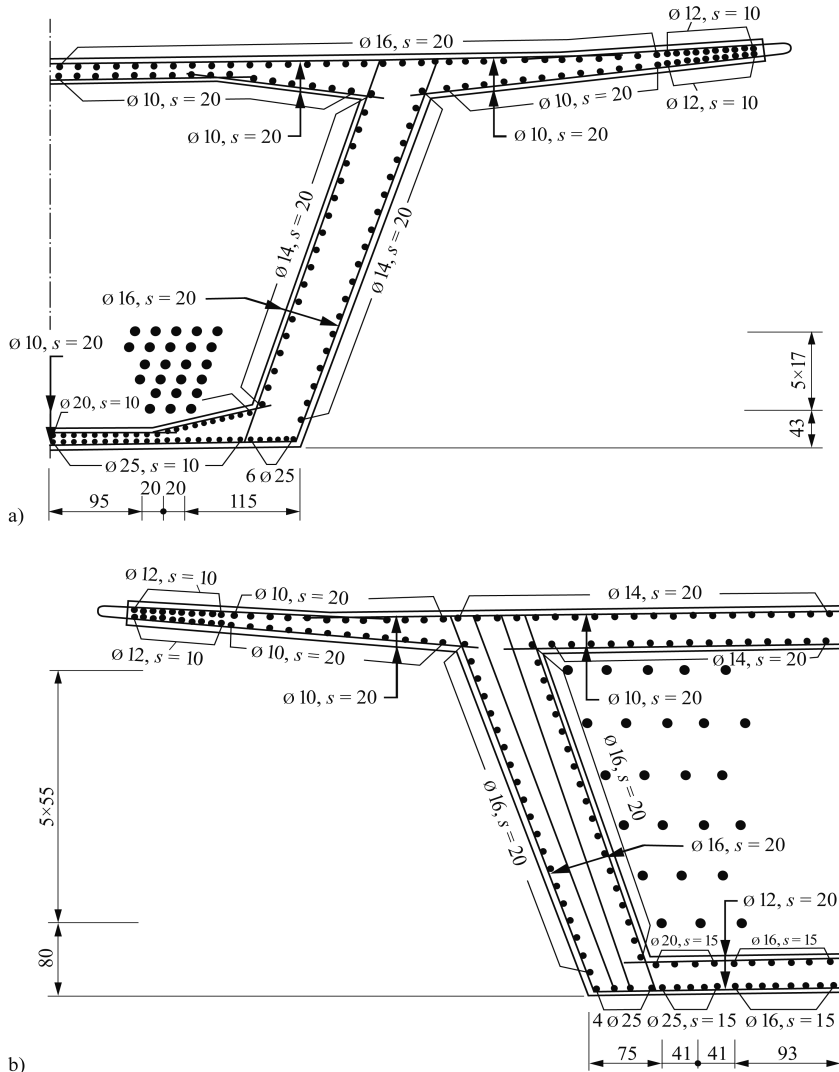
gilt für Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  und  $x = 32,0 \text{ m}$ ,  
s. Abschn. 5.1.3.1 und Tab. 1.27  
gilt bis Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$ , s. Abschn. 6.3.4.2.3

Steg unten: Biegebemessung (Tragfähigkeitsnachweis)  
Mindestbewehrung gegen Versagen ohne Ankündigung bei Spanngliedausfall

gilt für Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$  und  $x = 32,0 \text{ m}$ ,  
s. Abschn. 5.1.3.1 und Tab. 1.27  
gilt bis Schnitt  $x = 24,0 \text{ m}$ ,  
s. Abschn. 2.5, Bild 1.5 und Abschn. 6.3.4.2.3

Druckgurt: Biegebemessung (Tragfähigkeitsnachweis)  
Mindestbewehrung (Bauteiloberfläche)

gilt für Schnitt  $x = 40,0 \text{ m}$ ,  
s. Abschn. 5.1.3.1 und Tab. 1.27  
gilt bis Schnitt  $x = 32,0 \text{ m}$ ,  
s. Abschn. 2.5 und Bild 1.5

**Bild 1.23**

Darstellung der Bewehrung in den ungünstigsten Schnitten (ohne Einfluss der Quertragwirkung)

a) Schnitt in Feldmitte ( $x = 40,0$  m)

b) Schnitt am Auflagertrand ( $x = 0,4$  m)

- Spannstahlbewehrung:

Biegebemessung (Tragfähigkeitsnachweis)

gilt für Schnitt  $x = 40,0$  m,  
s. Abschn. 5.1.3.1 und Tab. 1.27

Nachweis der Einhaltung des Grenzwerts der Biegezugspannung zur Berechnung nach Zustand I im GZG

gilt für Schnitt  $x = 40,0$  m,  
s. Abschn. 6.1.2.1.1

Ermittlung der Spannstahlspannung im Bauzustand

gilt für Schnitt  $x = -0,4$  m,  
s. Abschn. 6.1.4.2

Ermittlung der Spannstahlspannung im Betriebszustand

gilt für Schnitt  $x = 40,0$  m,  
s. Abschn. 6.1.4.3

## Querkraft und Torsion

- Bügelbewehrung:
 

Stege: Bemessung für Querkraft und Torsion (Tragfähigkeitsnachweis)	gilt für Schnitt $x = 0,4$ m, s. Abschn. 5.3.4.2
Gerste: Mindestbewehrung (Bauteiloberfläche)	gilt für Schnitt $x = 0,4$ m, s. Abschn. 2.5, Bild 1.5
- Längsbewehrung:
 

Stege: Torsionsbemessung (Tragfähigkeitsnachweis)	gilt für Schnitt $x = 0,4$ m, s. Abschn. 5.3.3.2
Gerste: Torsionsbemessung (Tragfähigkeitsnachweis)	gilt für Schnitt $x = 0,4$ m, s. Abschn. 5.3.3.2

## 8 Vergleich mit dem Bemessungsbeispiel nach DIN-Fachbericht 102

[98], Beispiel 1

### 8.1 Vorbemerkung

Da der DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“ mit dem Ziel erarbeitet wurde, den erreichten Stand bei der Vereinheitlichung der europäischen Regelwerke auf der Grundlage der Europäischen Vornormen und zugehöriger Nationaler Anwendungsdokumente (NAD) im Brückenbau zur Anwendung zu bringen, zeigt der Bemessungsvergleich der Normen in der Regel nur geringe Abweichungen. Diese Tendenz setzt sich in den Nationalen Anhängen zum Eurocode 2 durch national festgelegte Parameter (NDP) und zusätzliche nicht widersprechende Festlegungen (NCI) fort.

Der Vergleich beruht vor allem auf den Bemessungsnormen EN 1992-2 und EN 1992-2/NA sowie EN 1992-1-1 und EN 1992-1-1/NA gegenüber DIN-Fachbericht 102 und den Lastnormen für Straßenbrücken EN 1991-2 und EN 1991-2/NA gegenüber DIN-Fachbericht 101.

Leitpapier L „Anwendung der Eurocodes“ der Europäischen Kommission, s. z. B. DIN EN 1992-2, Vorwort und DIN EN 1992-1-1/NA, Vorwort

### 8.2 Zusammenstellung der Abweichungen

In Anlehnung an die einzelnen Kapitel des Beispiels lassen sich die Abweichungen wie folgt zusammenfassen:

- Ausgangswerte:
 

Für die Oberflächenbewehrung gelten im Allgemeinen höhere Grundwerte.	Abschn. 2 EN 1992-2/NA, Anhang J, NCI zu NA.J.4 (1) P, Tab. NA.J.4.1
---	---
- Einwirkungen:
 

Die Streuungsbeiwerte für externe Vorspannung sind ungünstiger ( $r_{\text{sup}} = 1,05$ bzw. $r_{\text{inf}} = 0,95$ anstelle von $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,00$ ).	Abschn. 3 EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.10.9 Die Beiwerte $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,00$ dürfen nur im Bauzustand beim Nachweis der Dekompression und der Randzugspannungen verwendet werden, s. EN 1992-2/NA, NDP zu 5.10.9 (1)P.
Für das Lastmodell 1 (LM1) sind 3 Fahrspuren (anstatt bisher 2 Fahrspuren) mit Doppelachsen (TS) zu besetzen. Außerdem gelten höhere Anpassungsfaktoren.	EN 1991-2, 4.3.2 (4), Tab: 4.2 und Bild 4.2a sowie EN 1991-2/NA, NDP zu 4.3.2 (3)
Das Lastmodell 2 (LM2) (Einzelachse) ist nicht anzuwenden.	EN 1991-2/NA, NDP zu 4.3.1 (2), Anm. 2, 4.3.3 (2), Anm. und 4.3.3 (3), Anm. 2

Falls erforderlich ist, anders als bisher, ein zweites Ermüdungslastmodell 3, jedoch mit geringeren Achslasten anzusetzen.	EN 1991-2, 4.6.4 (3) und EN 1991-2/NA, NDP zu 4.6.4 (3), Anm.
Wegen der höheren Anpassungsfaktoren für das Lastmodell 1 ergeben sich auch höhere Brems- und Anfahrlasten. Dies gilt auch für Zentrifugallasten.	EN 1991-2, 4.4.1 (2), Gl. (4.6)  EN 1991-2, 4.4.2 (2), Tab. 4.3
Die anzusetzenden Windeinwirkungen sowohl im Betriebs- als auch im Bauzustand sind etwas niedriger.	EN 1991-1-4/NA, NDP zu Anhang NA-N
Während der Herstellung des Tragwerks sind höhere Bauausführungslasten anzusetzen.	EN 1992-2/NA, NDP zu 11.3.2 (103)
Für Verkehrslasten gilt in der Regel der Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0$ anstatt bisher $\psi_2 = 0,2$ bzw. $0,3$ .	EN 1990, Anhang A2, Tab. A2.1, s. jedoch EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab. 7.101DE, Anm. 1) und 2)
Die nicht-häufige Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nicht mehr vorgesehen.	EN 1991-2/NA, NDP zu 4.5.2 (1), Anm. 3
Der Teilsicherheitsbeiwert für die Leiteinwirkung aus Straßenverkehr im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt $\gamma_{Q,1} = 1,35$ anstatt bisher $\gamma_{Q,1} = 1,50$ .	EN 1990, Anhang A2, Tab. A2.4 (B) für Grenzzustände STR/GEO (Gruppe B)
• Schnittgrößenermittlung:	Abschn. 4
Für das Lastmodell 1 (LM1) ergeben sich wegen der Abweichungen in den Einwirkungen größere Schnittkräfte.	Abschn. 3
Der Anstieg der Schnittgrößen infolge Verkehrslasten bedingt eine Zunahme an Vorspannkraft mit geringfügig kleinerer Ausmitte.	wegen des größeren Randabstands des Schwerpunkts der Spannglieder
Wegen des höheren Mittelwerts der Vorspannkraft nach Abzug der Reibungsverluste ergibt sich eine geringfügig höhere Ausgangsspannung der Spannglieder.	EN 1992-1-1, 5.10.3 und EN 1992-1-1/NA, 5.10.3
• Grenzzustände der Tragfähigkeit:	Abschn. 5
Durch die höheren Vorspannkraften kann die Betonstahlbewehrung beim Nachweis für Biegung mit Normalkraft im mittleren Feldbereich verringert werden.	Tab. 1.27
• Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit:	Abschn. 6
Bei externer Vorspannung sind im Bauzustand beim Nachweis der Dekompression höhere Randzugspannungen zugelassen.	EN 1992-2/NA, NDP zu 7.3.1 (105), Tab: 7.101DE und 7.103DE
Für die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung sind zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen geringfügig höhere Werte anzusetzen.	EN 1992-2, 7.3.2 (102)
Wegen eines generellen Vergleichs der Nachweiskonzepte nach EN 1992-2 und EN 1992-1-1 mit DIN-Fachbericht 102 wird auf Anhang A verwiesen.	