



**Deutscher Beton- und
Bautechnik-Verein E.V.**

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 2: Ingenieurbau



Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 2: Ingenieurbau



**Deutscher Beton- und
Bautechnik-Verein E.V.**

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 2: Ingenieurbau

Herausgeber:

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
www.betonverein.de

Titelbild: Gänsebachtalbrücke
© DB ProjektBau GmbH, Leipzig, Großprojekt VDE 8

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie;
detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

© 2015 Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Rotherstraße 21,
10245 Berlin, Germany

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may be reproduced in any form – by photoprinting, microfilm, or any other means – nor transmitted or translated into a machine language without written permission from the publisher.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Umschlaggestaltung: Design pur GmbH, Berlin
Herstellung: pp030 – Produktionsbüro Heike Praetor, Berlin
Satz: Beltz Bad Langensalza GmbH, Bad Langensalza
Druck und Bindung: CPI books GmbH, Ebner & Spiegel, Ulm

Printed in the Federal Republic of Germany.
Gedruckt auf säurefreiem Papier.

Print ISBN: 978-3-433-01876-7
ePDF ISBN: 978-3-433-60632-2
oBook ISBN: 978-3-433-60631-5

Inhaltsverzeichnis

| | Seiten |
|---|-----------------|
| Vorwort | VII–VIII |
| Hinweise für die Benutzung | VIII |
| Beispiele | |
| Beispiel 13 Plattenbalkenbrücke..... | 13-1 bis 13-34 |
| Beispiel 14 Fertigteilebrücke..... | 14-1 bis 14-58 |
| Beispiel 15 Müllbunkerwand..... | 15-1 bis 15-29 |
| Beispiel 16 Deckenplatte nach Bruchlinientheorie..... | 16-1 bis 16-21 |
| Beispiel 17 Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund | 17-1 bis 17-52 |
| Beispiel 18 Flachdecke mit Kragarm | 18-1 bis 18-23 |
| Beispiel 19 Nichtlineare Berechnung gekoppelter Stützen | 19-1 bis 19-21 |
| Beispiel 20a Mehrgeschossiger Skelettbau | 20-1 bis 20-46 |
| Beispiel 20b Mehrgeschossiger Skelettbau – Erdbeben..... | 20-47 bis 20-84 |
| Anhang | |
| Schrifttum..... | A1 |
| Stichwortverzeichnis | A9 |

Vorwort

Mit DIN EN 1992 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ und „– Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall“ wurde zusammen mit den zugehörigen Nationalen Anhängen im Jahr 2011 eine moderne europäische Bemessungsnorm für den Betonbau vorgelegt, die in allen Mitgliedsländern der Europäischen Normenorganisation CEN (Comité Européen de Normalisation) mit nationalen Anpassungen veröffentlicht wurde. Der Eurocode 2 wurde in der Bundesrepublik Deutschland ab dem 1. Juli 2012 für die Tragwerksplanung von Neubauten im Hochbau bauaufsichtlich eingeführt.

Im Geschäftsbereich der Bundesfernstraßen des Bundes und der Eisenbahnen ist für Entwurf und Planung von neuen Betonbrücken DIN EN 1992 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln“ mit dem Nationalen Anhang seit 1. Mai 2013 anzuwenden.

Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E.V. legt im Rahmen seiner Beispielsammlung zu Eurocode 2 ergänzend zum Band 1: „Hochbau“ einen Band 2: „Ingenieurbau“ vor. Dieser enthält acht Beispiele aus dem Brücken-, Ingenieur- und Hochbau. Diese entsprechen den in der DBV-Beispielsammlung zu DIN 1045-1 behandelten Beispielen und gestatten somit einen direkten Vergleich der bisher geläufigen und der neuen Bemessungsregeln sowie der Ergebnisse nach beiden Normen. Die Aufgabenstellungen sind komplexer als im ersten Band gefasst (Spannbetonbrücken, Vorspannung von Flachdecken, Gebäudeaussteifung) bzw. auf spezielle Nachweise (plastische und nichtlineare Berechnungsverfahren, Durchbiegung, Brandschutznachweise, Erdbebenbemessung) ausgerichtet worden.

Die Autoren haben versucht, die wesentlichen Neuerungen und einige noch nicht im Band 1 gezeigte Nachweise nach Eurocode 2 in einer verständnisfördernden Ausführlichkeit darzustellen und auch, wo notwendig, die Hintergründe computergestützt erzielter Ergebnisse zu erläutern. Die Einwirkungen wurden auf der Basis der ebenfalls bauaufsichtlich eingeführten Teile des Eurocode 1: DIN EN 1991 ermittelt. Andererseits konnten mit Blick auf den Umfang einige Themen nur verkürzt dargestellt werden. Auf Bewehrungsdarstellungen wurde im Band 2 weitgehend verzichtet. Ein gewisser Umfang an Vorkenntnissen der Leser wird vielfach vorausgesetzt.

Fachkolleg(inn)en¹⁾ aus der Praxis haben an dieser Beispielsammlung engagiert mitgearbeitet; für diese ehrenamtliche Tätigkeit danken wir ihnen sehr herzlich. Die einzelnen Beispiele wurden von folgenden Autoren überarbeitet:

| | | |
|-------|--|--|
| 13 : | Plattenbalkenbrücke | Dr.-Ing. <i>Krill</i> |
| 14 : | Fertigteilebrücke. | Dipl.-Ing. <i>Reiter</i> , Dr.-Ing. <i>Wurzer</i> |
| 15 : | Müllbunkerwand | Dr.-Ing. <i>Bellmann</i> , Dr.-Ing. <i>Rötzer</i> |
| 16 : | Deckenplatte nach Bruchlinientheorie | Dipl.-Ing. <i>Schadow</i> |
| 17 : | Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund..... | Dr.-Ing. <i>Schuster</i> , Dr.-Ing. <i>Steffens</i> |
| 18 : | Flachdecke mit Kragarm | Dipl.-Ing. <i>Held</i> |
| 19 : | Nichtlineare Berechnung gekoppelter Stützen..... | Dr.-Ing. <i>Sauer</i> |
| 20a : | Mehrgeschossiger Skelettbau..... | Dr.-Ing. <i>Fingerloos</i> , Dipl.-Ing. <i>Küttler</i> † |
| 20b : | Mehrgeschossiger Skelettbau – Erdbeben | Dr.-Ing. <i>Fäcke</i> , Dr.-Ing. <i>Kranz</i> , Dr.-Ing. <i>Schlüter</i> |

Die Herren Dr.-Ing. *F. Fingerloos* und Dr.-Ing. *E. Schwabach* haben die Manuskripte zu diesem Werk bearbeitet und die inhaltliche Ausrichtung der Beispiele abgestimmt.

¹⁾ Dr.-Ing. *F. Fingerloos* (Obmann), Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV); Dr.-Ing. *J. Bellmann*, SOFiSTiK AG; Dr.-Ing. *A. Fäcke*, SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH; Dipl.-Ing. *E. Held*, RIB Engineering GmbH; Dr.-Ing. *A. Krill*, Ingenieurgruppe Bauen; Dipl.-Ing. *M. Küttler* †, Küttler + Partner GbR; Dr.-Ing. *S. Kranz*, EnBW Kernkraft GmbH; Dipl.-Ing. *Karin Reiter*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *J. Rötzer*, Strabag International GmbH; Dr.-Ing. *R. Sauer*, RIB Engineering GmbH; Dipl.-Ing. *R. Schadow*, Essen; Dr.-Ing. *F.-H. Schlüter*, SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH; Dr.-Ing. *K. Schuster*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *E. Schwabach*, DBV; Dr.-Ing. *A. Steffens*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *O. Wurzer*, WTM Engineers

Die Modellierung der Tragsysteme in den einzelnen Beispielen soll vom Leser jeweils als ein möglicher Weg für die Herangehensweise verstanden werden. Insbesondere nichtlineare Berechnungsverfahren sind durch den sachkundigen Ingenieur hinsichtlich ihrer Realitätsnähe zu bewerten. Die Berechnungsergebnisse müssen selbstverständlich auch konstruktiv umgesetzt werden. Die in einigen Beispielen hervorgehobenen, im Vergleich zu linear-elastischen Standardverfahren deutlich günstigeren Ergebnisse sind deshalb nicht so zu verallgemeinern, dass nur noch nichtlineare computergestützte Berechnungen den Stand der Technik widerspiegeln. Vielmehr kommt es auf die sinnvolle, angemessene und beherrschbare Anwendung aller dem Ingenieur zur Verfügung stehenden Werkzeuge an. Die Überprüfung der Plausibilität von Berechnungsergebnissen und des Kräfteflusses in Tragwerken sollte nach wie vor auch in einer Handrechnung möglich sein.

Die Autoren haben entsprechend ihrem Wissen, ihren Kenntnissen und ihren Erfahrungen die einzelnen Beispiele erarbeitet. Die Anwendung und Auslegung der technischen Regelwerke soll daher nicht als dogmatisch vertretene Lehrmeinung verstanden werden.

Die Benutzer des Buches sind deshalb ausdrücklich aufgerufen, dem Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein E.V. Meinungen, Kritiken und auch Hinweise auf Fehler zur Beispielsammlung mitzuteilen. Alle Auflagen der Beispielsammlungen werden bei Normänderungen und bei Fehlerberichtigungen über die DBV-Homepage mit Erläuterungen und ggf. Austauschseiten im Internet aktuell gehalten. Diese Informationen findet der Leser unter: www.betonverein.de → Schriften.

Die überaus positive Aufnahme des ersten Bandes der Beispielsammlung zum Eurocode 2 lässt uns hoffen, dass auch der zweite Band Interesse in der Praxis und bei den Studierenden findet und als willkommenes Nachschlagewerk und Hilfsmittel dienen wird.

Berlin, im Januar 2015

Dr.-Ing. Lars Meyer
Dr.-Ing. Frank Fingerloos

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.
Geschäftsführung

Hinweise für die Benutzung

Mit Rücksicht auf den Lehrbuchcharakter dieser Sammlung wurden die Beispiele so gewählt, dass ein möglichst verständlicher Überblick über die Bemessungs- und Konstruktionsregeln des Eurocode 2 gegeben wird. Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Wahl der Bauteilmaße und bei der Bemessung und Konstruktion der Bewehrung konnten daher nicht immer maßgebend sein.

Die Beispiele sind bewusst ausführlich abgehandelt. In der täglichen Bemessungspraxis wird man auf diese Ausführlichkeit und einige Nachweise verzichten können, ohne dass die Berechnungen an Aussagekraft verlieren. Die Herausgeber sind davon ausgegangen, dass diese Ausführlichkeit nicht als allgemein verbindliche Empfehlung missverstanden, sondern als Hilfe zur schnellen Orientierung bei der Einarbeitung begrüßt wird.

Die der Verständlichkeit dienenden Normenauszüge in der Kommentarspalte ersetzen nicht die Nutzung und Textanalyse der Norm selbst. Anforderungen des Wärme- und Schallschutzes sind nicht Gegenstand dieser Beispielsammlung und wurden daher nicht speziell berücksichtigt.

Beispiel 13: Plattenbalkenbrücke

Inhalt

| | Seite |
|---|-------|
| Aufgabenstellung..... | 13-2 |
| 1 System, Bauteilmaße, Betondeckung..... | 13-2 |
| 1.1 System..... | 13-2 |
| 1.2 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung..... | 13-3 |
| 1.3 Baustoffe..... | 13-3 |
| 1.4 Querschnittswerte..... | 13-4 |
| 2 Einwirkungen..... | 13-5 |
| 2.1 Eigenlast (gesamter Überbau)..... | 13-5 |
| 2.2 Stützensenkung..... | 13-5 |
| 2.3 Temperatureinwirkung..... | 13-6 |
| 2.4 Vertikallasten aus Straßenverkehr..... | 13-6 |
| 2.5 Ermüdungslastmodell..... | 13-7 |
| 2.6 Windeinwirkungen..... | 13-7 |
| 3 Schnittgrößen..... | 13-8 |
| 4 Vorspannung..... | 13-9 |
| 4.1 Allgemeines..... | 13-9 |
| 4.2 Spanngliedführung..... | 13-10 |
| 4.3 Schnittgrößen infolge Vorspannung..... | 13-11 |
| 4.4 Zeitabhängige Spannkraftverluste..... | 13-12 |
| 5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit..... | 13-14 |
| 5.1 Allgemeines..... | 13-14 |
| 5.2 Rissbildungszustand..... | 13-15 |
| 5.3 Grenzzustand der Dekompression..... | 13-16 |
| 5.4 Begrenzung der Rissbreite..... | 13-17 |
| 5.5 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten..... | 13-18 |
| 5.6 Begrenzung der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannungen..... | 13-19 |
| 5.7 Begrenzung der Spannstahlspannungen..... | 13-20 |
| 6 Grenzzustände der Tragfähigkeit..... | 13-20 |
| 6.1 Allgemeines..... | 13-20 |
| 6.2 Biegung mit Längskraft..... | 13-21 |
| 6.3 Nachweis für Versagen mit Vorankündigung..... | 13-23 |
| 6.4 Nachweise für Querkraft und Torsion..... | 13-23 |
| 6.4.1 Querkraft..... | 13-23 |
| 6.4.2 Torsion..... | 13-25 |
| 6.4.3 Gurtanschluss..... | 13-27 |
| 6.5 Ermüdung..... | 13-29 |
| 6.5.1 Einwirkungen..... | 13-29 |
| 6.5.2 Biegung..... | 13-30 |
| 6.5.3 Querkraft..... | 13-32 |
| 7 Darstellung der Bewehrung..... | 13-34 |

Beispiel 13: Plattenbalkenbrücke

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist der Überbau einer Richtungsfahrbahn einer im Grundriss geraden Autobahnbrücke mit zwei Fahrstreifen in Längsrichtung. Die Brücke wird in Längsrichtung elastisch gelagert. Der Betonüberbau wird als zweistegiger Plattenbalken (längs mit Vorspannung im nachträglichen Verbund vorgespannt, quer mit Betonstahl bewehrt) ausgebildet. Es werden keine Querträger vorgesehen.

Eine Bemessung für MLC-Lasten nach STANAG 2021 wird nicht durchgeführt.

Die Bemessungsanforderungen an die Brücke werden in Längs- und Querrichtung je nach Art der gewählten Vorspannung direkt im Eurocode 2 geregelt. Im Rahmen dieses Beispiels wird nur die Längsrichtung betrachtet.

1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System

In Längsrichtung stellt die Brücke einen Siebenfeldträger mit einer Gesamtlänge von $L = 210$ m dar. Die Spannweite der fünf Innenfelder beträgt jeweils 32,0 m, die der beiden Randfelder 25,0 m. Die Konstruktionshöhe beträgt 1,50 m (Bild 1).

Der Überbau wird in sieben Bauabschnitten (BA) mittels Vorschubrüstung hergestellt (Bild 2). Der statische Nachweis der einzelnen Bauzustände ist nicht Gegenstand dieses Anwendungsbeispiels.

Beachte auch die Auslegungen zu den Eurocodes auf: www.nabau.din.de

Hinweise zu den Eurocodes:

Die Bezeichnung der Regeln bedeutet:

(1)P verbindliche Regeln → Prinzip

(1) Anwendungsregeln, die die Prinzipien erfüllen

Hinweise zu den Nationalen Anhängen:

NDP National festzulegende Parameter

NCI Ergänzende nicht widersprechende Informationen zur Anwendung

MLC-Lasten: military load class

Kurzbezeichnung für militärische Verkehrslasten

STANAG: standardisation agreement

Standardisierungsabkommen der NATO.

Die Militärlasten werden gemäß Allgemeinem

Rundschreiben Straßenbau ARS Nr. 22/2012,

Anlage 2 und Anlage 3 des BMVBS [1]

behandelt. Die Teilsicherheitsbeiwerte und die

Kombinationsbeiwerte entsprechen denen der zivilen Lasten.

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tabelle 7.101DE

Druckspannungen in diesem Beispiel negativ (abweichend vom EC2)

Hilfreiche Arbeitsdokumente für den

Brückentragwerksplaner sind auch:

DIN-Normenhandbücher (Beuth-Verlag):

[E33] Eurocode 1 Einwirkungen – Band 3:

Brückenlasten

[E35] Eurocode 2 Betonbau – Band 2: Brücken

Lasten für Bauzustände siehe auch EC1-6

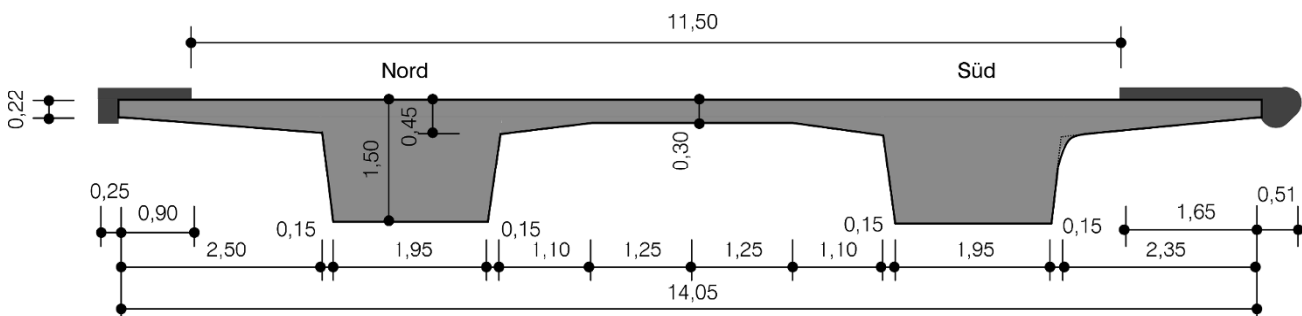


Bild 1: Regelquerschnitt der Brücke, Querschnitt einer Richtungsfahrbahn

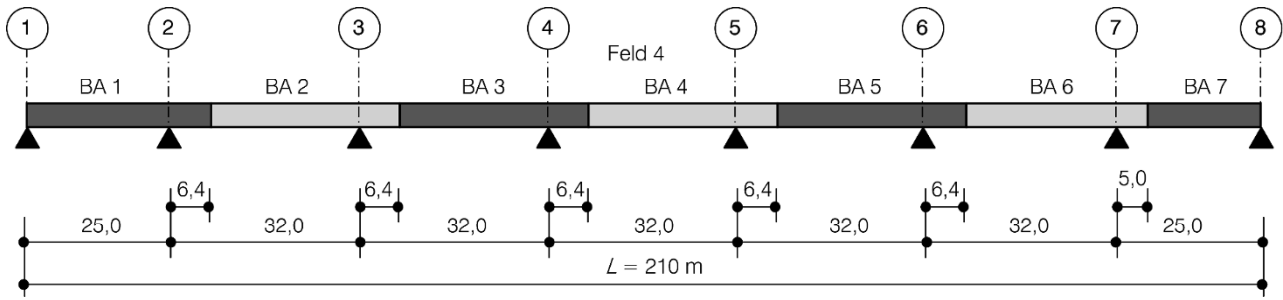


Bild 2: Statisches System, Bauphasen und Bauabschnitte

1.2 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

- Umgebungsbedingungen: Außenbauteil
 Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion
 → infolge Karbonatisierung: → XC4
 → infolge Chloridangriff: → XD1
 Expositionsklasse für Betonangriff
 → Frost mit Taumittel: → XF2
 Mindestfestigkeitsklasse Beton ohne Luftporen
 → C30/37 [2]
 → Feuchtigkeitsklasse → WA [2]

Gewählt: C35/45 XC4, XD1, XF2, WA $E_{cm} = 34.000 \text{ MN/m}^2$

Betondeckung

- Betonstahl:
 → Mindestbetondeckung $c_{min,dur} = 40 \text{ mm}$
 + Vorhaltemaß $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$
 = Nennmaß der Betondeckung $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

- Hüllrohre allgemein:
 $c_{min,dur} \geq 50 \text{ mm}$
 $c_{min,b} = \phi_{duct} \leq 80 \text{ mm}$

- Längsspannglieder unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte:
 $c_{min,b} \geq 100 \text{ mm}$

1.3 Baustoffe

- Beton C35/45
 $f_{ck} = 35 \text{ MN/m}^2$
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 35 / 1,5 = 19,8 \text{ MN/m}^2$
 $E_{cm} = 34.000 \text{ MN/m}^2$
 $f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$

- Betonstahl B500B
 $f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$ (hohe Duktilität)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$
 $E_s = 200.000 \text{ MN/m}^2$

- Spannstahl Litze St 1570/1770
 $f_{p0,1,k} = 1500 \text{ MN/m}^2$
 $f_{pk} = 1770 \text{ MN/m}^2$
 $f_{pd} = f_{p0,1,k} / \gamma_s = 1500 / 1,15 = 1304 \text{ MN/m}^2$
 $E_p = 195.000 \text{ MN/m}^2$

EC2-2/NA, (NCI) 4.2, Tabelle 4.1DE:
 XC4 wechselnd nass und trocken
 (Außenbauteile mit direkter Beregnung)
 XD1 mäßige Feuchte (Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen)
 XF2 mäßige Wassersättigung, mit Taumittel
 (in DIN 1045-2: min C35/45 ohne LP für XF2)
 WA langzeitige Alkalizufuhr
 siehe auch [2] ZTV-ING, Teil 3, Abschn. 1
 Kap. 3.1 (3) und Kap. 4 (13) für Überbauten
 → Alle Bauwerke im Bereich der Bundesfernstraßen sind der Feuchtigkeitsklasse WA zuzuordnen.

Hier keine Expositionsklasse für chemischen Angriff und Verschleißbeanspruchung.
 Die Expositionsklassen sind anzugeben

EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (5)
 Die Betondeckung ist unabhängig von den Expositionsklassen geregelt.
 Das gegenüber EC2-1-1 reduzierte Vorhaltemaß ist auf erhöhte Qualitätssicherungsmaßnahmen zurückzuführen.

EC2-1-1, 4.4.1.2 (3) bzw.
 EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (3)
 Hüllrohrdurchmesser ϕ_{duct} entsprechend allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)
 EC2-2/NA, (NDP) 4.4.1.2 (3) maßgebend!

EC2-1-1, 3.1.2, Tab. 3.1
 EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)
 EC2-2/NA, (NDP) 3.1.6 (101)P

EC2-2/NA, (NCI) 3.2.2: (3) für Brückenüberbauten nur hochduktiler Betonstahl
 EC2-1-1, 3.2.7
 EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)

Werte aus abZ

EC2-1-1, 3.3.6 (6), EC2-2/NA, (NDP) 2.4.2.4 (1)
 EC2-1-1, 3.3.6 (3)

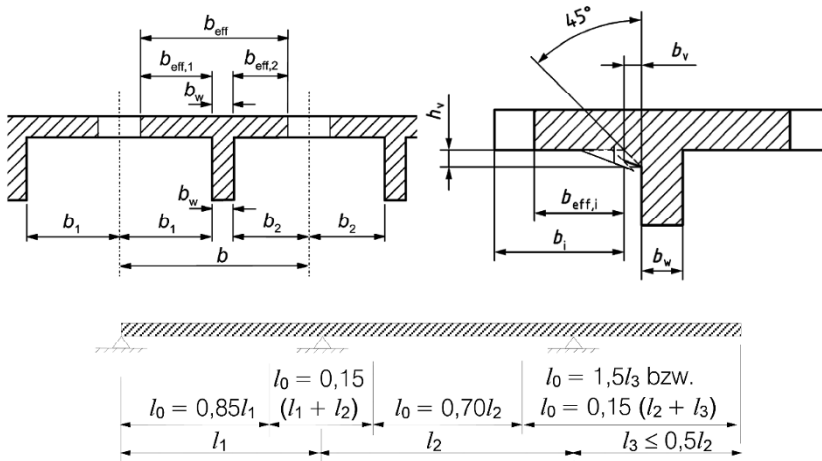
1.4 Querschnittswerte

Für die Bemessung ist ein idealisierter Plattenbalkenquerschnitt unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite anzunehmen. Dieser wird auch für die Schnittgrößenermittlung mit herangezogen, obwohl der Ansatz einer konstanten mitwirkende Breite über die Feldlänge auch möglich wäre.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und als genügend genaue Abschätzung für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit können die maßgebenden Querschnittswerte wegen der gleichmäßigen Stützweitenverteilung mit folgender vereinfachter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreiten ermittelt werden:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = \min \begin{cases} 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot l_0 \\ b_1 \end{cases}$$



EC2-1-1, 5.3.2.1

EC2-1-1, 5.3.2.1 (4)

EC2-2/NA, (NCI) 5.3.2.1 (2)

EC2-1-1, 5.3.2.1, Gl. (5.7), (5.7a), (5.7b)

EC2-1-1, 5.3.2.1, Bild 5.3
 EC2-2/NA, (NCI) 5.3.2.1, Bild NA.5.103.1

EC2-1-1, 5.3.2.1 Bild 5.2 mit NCI

Tab. 1.4-1: Berechnung der mitwirkenden Plattenbreiten (für den Hauptträger des Querschnitts in Bild 1)

| | l_{eff} [m] | l_0 [m] | b_w [m] | b_1 [m] | $d_{l,\text{Feld}}$ [m] | $d_{l,\text{Ans}}$ [m] | b_r [m] | $d_{r,\text{Feld}}$ [m] | $d_{r,\text{Ans}}$ [m] | b_{vl} [m] | b_{vr} [m] | $b_{\text{eff},l}$ [m] | $b_{\text{eff},r}$ [m] | b_{eff} [m] |
|-------------------------|-------------------------|--------------|--------------|--------------|----------------------------|---------------------------|--------------|----------------------------|---------------------------|-----------------|-----------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Hauptträger Nord | | | | | | | | | | | | | | |
| Randfeld | 25 | 21,3 | 2,25 | 2,5 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 2,50 | 2,35 | 7,10 |
| 1. Innenstütze | | 8,55 | 2,25 | 2,5 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 1,36 | 1,33 | 5,32 |
| Innenfeld | 32 | 22,4 | 2,25 | 2,5 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 2,50 | 2,35 | 7,10 |
| Innenstütze | | 9,6 | 2,25 | 2,5 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 1,43 | 1,46 | 5,52 |
| Hauptträger Süd | | | | | | | | | | | | | | |
| Randfeld | 25 | 21,3 | 2,25 | 2,35 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 2,35 | 2,35 | 6,95 |
| 1. Innenstütze | | 8,55 | 2,25 | 2,35 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 1,33 | 1,33 | 5,29 |
| Innenfeld | 32 | 22,4 | 2,25 | 2,35 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 2,35 | 2,35 | 6,95 |
| Innenstütze | | 9,6 | 2,25 | 2,35 | 0,22 | 0,45 | 2,35 | 0,3 | 0,45 | 0,23 | 0,15 | 1,38 | 1,40 | 5,49 |

Die Tabelle 1.4-1 zeigt, dass in den Feldquerschnitten für $b_{\text{eff},i}$ der kleinere Wert b_1 maßgebend wird.

Die Vorspannung wird bei der Schnittgrößenermittlung auf die Schwerlinie des Gesamtquerschnitts bezogen. Bei den Spannungsnachweisen werden die Schnittgrößen aus Vorspannung auf die Schwerlinie des idealisierten Querschnitts umgerechnet.

Gesamtquerschnitt – Querschnitt mit der gesamten vorhandenen Plattenbreite

siehe DAFStb-Heft [600], zu 5.3.2.1
 → bei den Nachweisen Bezug von:
 P_m auf den Gesamtquerschnitt,
 M_p auf den mitwirkenden Querschnitt.

Die Bemessung erfolgt aufgrund der annähernd symmetrischen Querschnitte für eine Querschnittshälfte.

Die Querschnittswerte der Tab. 1.4-2 wurden mit Hilfe eines EDV-Programms unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breiten ermittelt.
→ Gesamtquerschnitt – Querschnitt mit der gesamten vorhandenen Plattenbreite

Tab. 1.4-2: Querschnittswerte des idealisierten Betonquerschnitts Hauptträger Nord

| Querschnittswert | Einheit | Gesamtquerschnitt | mitwirkender Querschnitt | | | |
|------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|------------|----------------|-------------|
| | | | Feld | Koppelfuge | 1. Innenstütze | Innenstütze |
| A_c | [m ²] | 4,842 | 4,842 | 4,842 | 4,223 | 4,288 |
| z_s | [m] | 0,543 | 0,543 | 0,543 | 0,602 | 0,595 |
| I_z | [m ⁴] | 10,073 | 10,073 | 10,073 | 4,475 | 4,888 |
| I_y | [m ⁴] | 0,951 | 0,951 | 0,951 | 0,833 | 0,846 |
| I_t | [m ⁴] | 1,097 | 1,097 | 1,097 | 1,097 | 1,097 |
| W_o | [m ³] | 1,750 | 1,750 | 1,750 | 1,384 | 1,422 |
| W_u | [m ³] | 0,994 | 0,994 | 0,994 | 0,927 | 0,935 |

2 Einwirkungen

Nachfolgend werden die charakteristischen Einwirkungen als Grundlage für die Schnittgrößenermittlung und die anschließenden Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zusammengestellt.

Die Einwirkungen werden für den gesamten Überbau ermittelt. Die Aufteilung auf die Haupt- und Querträger erfolgt für ein Trägerrostsystem.

2.1 Eigenlast (gesamter Überbau)

Eigenlast des Tragwerks $g_{k,1} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 9,688 \text{ m}^2 = 242,2 \text{ kN/m}$

Eigenlast des Fahrbelages $g_{k,Bel} = (25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} + 0,50 \text{ kN/m}^2) \cdot 11,50 \text{ m} = 28,8 \text{ kN/m}$

Eigenlast der Kappen

Süd $g_{k,KS} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,439 \text{ m}^2 = 11,0 \text{ kN/m}$

Nord $g_{k,KN} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,253 \text{ m}^2 = 6,3 \text{ kN/m}$

Eigenlast der Leitplanke $g_{k,SPL} = 0,8 \text{ kN/m}$

Eigenlast des Geländers $g_{k,Gel} = 0,5 \text{ kN/m}$

EC1-1-1 mit EC1-1-1/NA

[1] ARS 22/2012, Anlage 3 ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ für den Belag und zusätzliche Flächenlast für Mehreinbau von $0,50 \text{ kN/m}^2$)

Herstellerangaben

Herstellerangaben

2.2 Stützensenkung

Nach Angaben im Bodengutachten sind für diese pfahlgegründete Brücke folgende Stützensenkungen in ungünstigster Kombination anzusetzen:

Wahrscheinliche Setzung: $\Delta s_m = 10 \text{ mm}$

Mögliche Setzung: $\Delta s_k = 15 \text{ mm}$

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

Von ihrer Art her gehören Baugrundsetzungen grundsätzlich zu den ständigen Einwirkungen, müssen aber wie veränderliche Einwirkungen auch ungünstig angeordnet werden. Generell sind die zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen von Stützen infolge Baugrundbewegungen zu berücksichtigen.

EC2-1-1, 2.3.1.3 (2):

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.3, (NA.103):

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit 0,6-fach wegen Abfall der Steifigkeit im Zustand II zu berücksichtigen

(Im Bodengutachten ist als mögliche Setzung $\Delta s_k = 15 \text{ mm}$ angegeben. Im Brückenbau wird üblicherweise als wahrscheinliche Stützensenkung mindestens 10 mm angesetzt.)

2.3 Temperatureinwirkung

Hinsichtlich der Temperatureinwirkung handelt es sich um ein Brückenbauwerk des Typs 3. Für die Bemessung des Überbaus kann der Einfluss des extremalen konstanten Temperaturunterschiedes vernachlässigt werden, da daraus nur geringe Normalspannungen in Brückenlängsrichtung entstehen. Demgegenüber muss der lineare Temperaturunterschied zwischen Ober- und Unterseite des Brückenbauwerkes berücksichtigt werden.

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,heat} &= 15 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} &= -8 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Korrektur in Abhängigkeit von der Belagsdicke (Beton)

$$\begin{aligned} d_{vorh} &= 80 \text{ mm} \\ K_{sur} &= 0,82 \\ K_{sur} &= 1,0 \end{aligned}$$

Anzusetzende lineare Temperaturunterschiede für den Endzustand

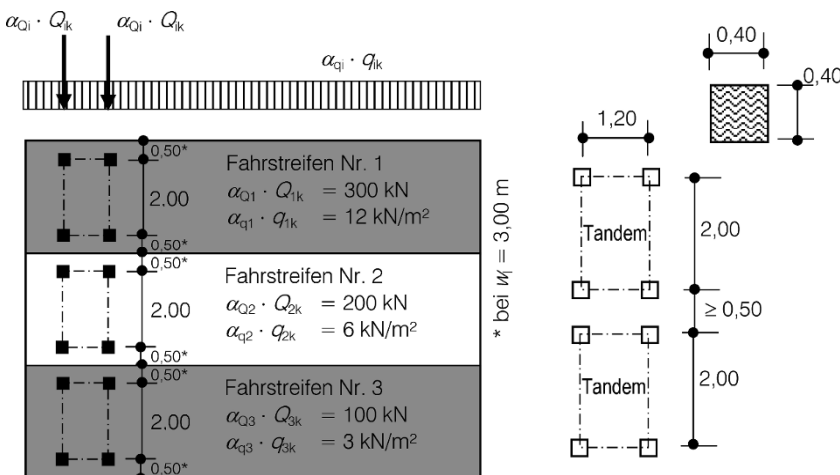
$$\begin{aligned} \Delta T_{M,heat} &= 15 \text{ }^\circ\text{C} \cdot 0,82 = 12,3 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} &= -8 \text{ }^\circ\text{C} \cdot 1,0 = -8 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Zwangsschnittgrößen infolge Temperaturbelastung sind im GZT zu berücksichtigen (mit den 0,6-fachen Werten der Steifigkeiten des Zustandes I)

2.4 Vertikallasten aus Straßenverkehr

In DIN EN 1991-2 sind die Einwirkungen aus Straßenverkehr durch Lastmodelle definiert, die für Brücken mit Einzelstützweiten < 200 m und Fahrbahnbreiten < 42 m angewendet werden können. Für größere Brücken liegen die angegebenen Lastmodelle auf der sicheren Seite, der Bauherr sollte jedoch die Verkehrslasten infolge Straßenverkehrs den jeweiligen Projektverhältnissen entsprechend festlegen. Mit den angegebenen Modellen sind alle normalerweise absehbaren Verkehrssituationen abgedeckt (Einwirkungen aus Straßenverkehr bestehend aus Personenkraftwagen und Lastkraftwagen in jeder Richtung auf jedem Fahrstreifen). Nicht berücksichtigt sind Einwirkungen von Lasten aus Straßenbauarbeiten infolge Schürfraupen, Lastwagen zum Bodentransport usw. Sind solche Nutzungen absehbar oder geplant, so sollten ergänzende Lastmodelle einschließlich der zugehörigen Kombinationsregeln durch den Bauherrn festgelegt werden.

Für die Bemessung des Überbaus (globale Nachweise) ist in Längsrichtung die Lastgruppe 1 (Vertikallasten) anzusetzen. Die Lastgruppe 1 beinhaltet das Lastmodell 1. Der Notgehweg auf den Kappen ist kein öffentlicher Gehweg und wird als Restfläche mit $\alpha_{qgr} \cdot q_{rk} = 3 \text{ kN/m}^2$ angesetzt.



EC1-1-5, 6.1.1

EC1-1-5, 6.1.4.1, Tabelle 6.1

[1] ARS 22/2012, Anlage 3

EC2-2/NA, (NCI) 2.3.1.2 (3)

EC1-2, 4.

Lastmodell 1: Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten, die die meisten der Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr abdecken. → nur für globale Nachweise

EC1-2, (NDP) 4.3.1 (2) Anmerkung 2: Lastmodell 2 ist nicht anzuwenden

EC1-2, (NDP) 4.3.4 (1) Sonderlastmodelle sind nicht anzuwenden.

EC1-2, 4.5.1, Tabelle 4.4a
Lastmodell 4: Menschengedänge
→ EC1-2, 4.5.1 Tabelle 4.4a, Fußnote b).

Das Lastmodell 1 besteht aus den Einzellasten (Tandem-System TS, als Doppelachse zweimal pro Fahrspur anzusetzen) und gleichmäßig verteilten Lasten (UDL-System). Für die Einzellasten ist eine Radaufstandsfläche entsprechend einem Quadrat mit einer Seitenlänge von 0,40 m anzusetzen. Die Breite der Fahrspuren beträgt in der Regel 3,0 m.

UDL: unit distributed load
 α_{Qi}, α_{qi} – Anpassungsfaktoren

entsprechend EC1-2, Bild 4.2a: Lastmodell 1

Die Achse des Tandem-Systems liegt im Zentrum des Fahrstreifens.

Im vorliegenden Beispiel entspricht die Fahrbahnbreite dem Abstand der Schrammborde (da Schrammbordhöhe ≥ 75 mm):

$$w = 11,5 \text{ m}$$

Da $w \geq 9,0$ m ergibt sich die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen mit einer Breite von $b_1 = 3,0$ m aus der nächstkleineren ganzen Zahl von $w / 3$:

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

Damit ergibt sich die rechnerisch verbleibende Restfläche zu:

$$R = w - 3 \cdot b_1 = 2,5 \text{ m}$$

Die Lage der rechnerischen Fahrstreifen ist für jeden Einzelnachweis getrennt zu wählen, wobei jeweils die ungünstigste Anordnung entscheidend ist. Dies gilt ebenso für die Anordnung der Doppelachsen. In Querrichtung sind die Doppelachsen nebeneinanderstehend anzunehmen.

Fahrstreifen 1: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{q1} \cdot Q_{1k} = 300 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 12 \text{ kN/m}^2$$

Fahrstreifen 2: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{q2} \cdot Q_{2k} = 200 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Fahrstreifen 3: (Gleichlast und 2 Achsen TS)

$$\text{TS: } \alpha_{q3} \cdot Q_{3k} = 100 \text{ kN} \quad \text{UDL: } \alpha_{q3} \cdot q_{3k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Restfläche: (Gleichlast)

$$\text{UDL: } \alpha_{qr} \cdot q_{rk} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

2.5 Ermüdungslastmodell

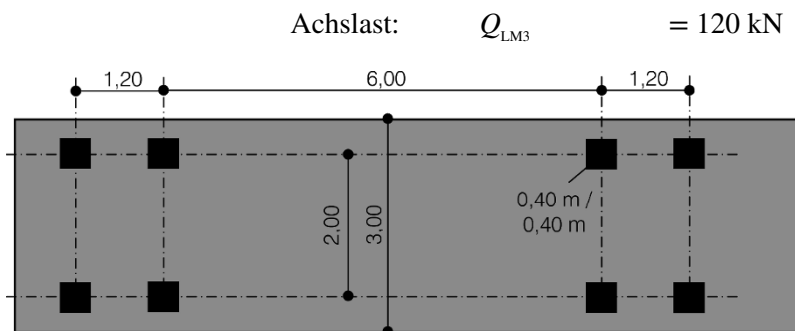
Bei der vorliegenden Brücke handelt es sich um eine Autobahnbrücke mit zwei Fahrstreifen je Fahrtrichtung und hohem LKW-Anteil:

$$\text{Anzahl LKW: } N_{\text{obs}} = 2,0 \cdot 10^6$$

In der Nähe von Fahrbahnübergängen (Abstand von der Dehnfuge $< 6,0$ m) ist ein zusätzlicher Erhöhungsfaktor zu beachten:

$$\begin{aligned} \text{bei } \geq 6,0 \text{ m: } \Delta\varphi_{\text{fat}} &= 1,0 \\ \text{Endbereich: } \Delta\varphi_{\text{fat}} &= 1,3 \end{aligned}$$

Das anzusetzende Ermüdungslastmodell 3 besteht aus 2 Doppelachsen mit einem Abstand von 7,20 m, die zentral im Fahrstreifen anzuordnen sind:



2.6 Windeinwirkungen

Wind wird für die vertikale Tragwirkung vernachlässigt.

EC1-2, (NDP) 4.2.3 (1)

siehe EC1-2, Bild 2

EC1-2, 4.2.3, Tabelle 4.1

EC1-2, 4.2.4 (1) und 4.2.5 (1)

EC1-2, (NDP) 4.3.2 (3) Anmerkungen 1 und 2 und Tabelle 4.2

Anmerkung: Ein dynamischer Erhöhungsfaktor (ähnlich dem Schwingbeiwert in DIN 1072) ist bereits in den Einwirkungen enthalten.

EC1-2, (NDP) 4.6.1 (2):

Es ist Ermüdungslastmodell 3 anzuwenden.

EC1-2, (NDP) 4.6.1 (3):

Es ist Tabelle 4.5 anzuwenden.

EC1-2, 4.6.1 (6), Bild 4.7 mit (NDP) 4.6.1 (6)

EC1-2, 4.6.4 (1)

EC1-2, 4.6.4 (1), Bild 4.8

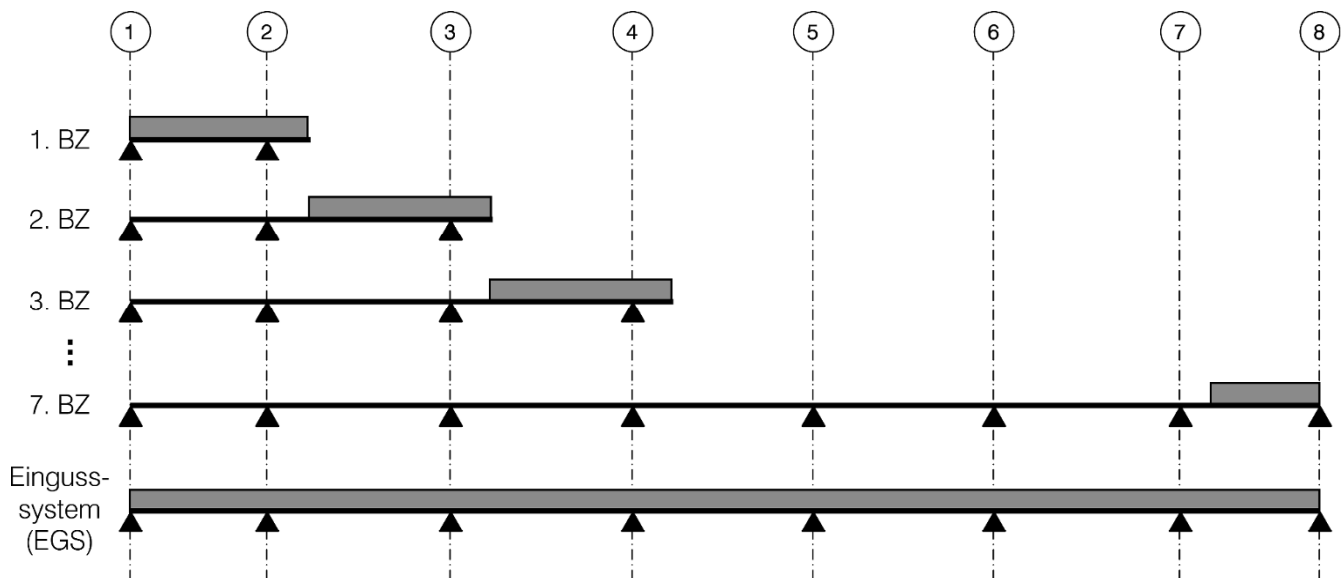
EC1-1-4 mit EC1-1-4/NA

Anhang NA.N: Windeinwirkungen auf Brücken Vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Windkraft in x-Richtung (Querrichtung)

3 Schnittgrößen

Bei der Schnittgrößenermittlung wird berücksichtigt, dass sich zunächst die Schnittgrößen für die Lastfälle Eigenlast und Vorspannung der gekoppelten Spannglieder aus der Summe der in den einzelnen Bauabschnitten ermittelten Werte ergeben. Erst im Laufe der Zeit erfolgt infolge Kriechen eine Schnittgrößenumlagerung hin zum Eingussystem. Dadurch resultieren zum Teil erhebliche Abweichungen der Schnittgrößen zum Eingussystem. Die Umlagerung wird mit dem Verfahren nach *Trost; Wolff* [4] durchgeführt.

[4] *Trost; Wolff*: Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen in abschnittsweise hergestellten Spannbetontragwerken, Bauingenieur 45 (1970)



Umlagerung [4]: Faktor $\kappa_N \approx 0,8$
 Schnittgröße ($t \rightarrow \infty$) $\cong \text{EGS} \cdot 0,8 + \sum \text{BZ}(1\dots7) \cdot 0,2$

Bild 3: Umlagerung zwischen Bauzustand (BZ) und Eingussystem (EGS)

Die charakteristischen Werte der Schnittgrößen für die hier behandelte Brücke werden an einem ebenen Trägerrostsystem ermittelt. Der Überbau wird dabei durch zwei Hauptstabzüge dargestellt, die in den Stegachsen verlaufen.

Die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen wird durch ideale Querstäbe mit einer Breite von $b = 1/10 l_{\text{Feld}}$ und mit den entsprechenden Querschnittswerten simuliert.

Die Einwirkungen werden direkt auf die Längs- und Querstäbe aufgebracht. Für die Steifigkeiten des Trägerrostsystems werden für die Schnittgrößenermittlung folgende ingenieurmäßige Annahmen getroffen. Diese gelten gleichzeitig für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit:

- Die Biegesteifigkeit der Hauptträger wird in Längsrichtung mit 100 % (Längsvorspannung) angesetzt.
- Die Torsionssteifigkeit der Hauptträger wird wegen der Mikrorissbildung auf 80 % abgemindert.
- Die Biegesteifigkeit der Querstäbe (mit Betonstahl bewehrt) wird auf 65 % abgemindert.
- Die Torsionssteifigkeit der Querstäbe (mit Betonstahl bewehrt) wird auf 40 % abgemindert.

Annahmen analog DAfStb-Heft [240]

Tab. 3-1: Schnittgrößenzusammenstellung für die charakteristischen Einwirkungen für den Hauptträger Nord nach Umlagerung

| Einwirkung | | Biegemoment M_{ik} [kNm] | | | | Querkraft V_{ik} [kN] | Torsion M_{Tik} [kNm] | |
|--|-------------------------|-------------------------------|----------------------|------------|-----------|----------------------------|----------------------------|------|
| | | Stütze | Stütze ¹⁾ | Koppelfuge | Feldmitte | Auflagermitte | Auflagermitte | |
| | | Achse 4 | Achse 4 | in Feld 4 | Feld 4 | Achse 4 | Achse 4 | |
| Eigenlast $t \rightarrow \infty$: | $g_{k,1}$ ²⁾ | -9218 | -8285 | 107 | 5724 | 1917 | -23 | |
| Zusatzeigenlast | $g_{k,2}$ | -1886 | -1721 | -53 | 1009 | 357 | -20 | |
| Verkehr TS: | $q_{k,TS}$ | min | -2522 | -2322 | -1477 | -588 | 916 | -384 |
| | | max | 465 | 443 | 2752 | 4427 | -67 | 307 |
| Verkehr UDL: | $q_{k,UDL}$ | min | -5871 | -5337 | -1895 | -1621 | 1081 | -861 |
| | | max | 1201 | 1126 | 1863 | 3937 | -145 | 800 |
| Wahrscheinliche Stützensenkung ³⁾ : | $g_{k,SET}$ | min | -1791 | -1626 | -1077 | -658 | -112 | -3 |
| | | max | 1791 | 1626 | 1077 | 658 | 112 | 3 |
| Temperatur | $T_{k,M}$ | min | -1697 | -1695 | -1698 | -1698 | 0 | -4 |
| | | max | 2610 | 2608 | 2611 | 2611 | 0 | 2 |
| Ermüdungslastmodell | $q_{k,LM3}$ | min | -1176 | -1098 | -628 | -216 | 419 | -260 |
| | | max | 183 | 175 | 709 | 1449 | -25 | 205 |

¹⁾ In dieser Spalte ist die Momentenausrundung am Stützquerschnitt für eine Lagerlänge von 0,6 m zuzüglich einer Ausbreitung unter 35° bis zur Schwerelinie mit $b = 0,6 \text{ m} + 2 \cdot \tan 35^\circ \cdot 0,95 \text{ m} = 1,93 \text{ m}$ enthalten.

²⁾ Die Schnittgrößenumlagerung für die Eigenlast $g_{k,1}$ vom Bauzustand zum Eingussssystem ist in der Tabelle eingearbeitet.

³⁾ Die mögliche Stützensenkung besitzt hier die 1,5-fachen Werte.

Die folgenden Nachweise werden jeweils exemplarisch für die ausgewählten Bemessungspunkte durchgeführt.

4 Vorspannung

4.1 Allgemeines

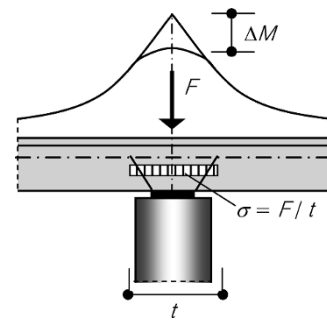
Es wird ein Litzenverfahren mit 15 und 19 Litzen je Spannglied mit nachträglichem Verbund gewählt. Jede Litze hat eine Querschnittsfläche von 150 mm² und besteht aus 7 kaltgezogenen Einzeldrähten der Stahlgüte St 1570/1770. Im Folgenden werden die wichtigsten Daten der beiden verwendeten Spannglieder angegeben:

- Spannglied mit 19 Litzen:
 - Querschnittsfläche je Spannglied: $A_p = 28,5 \text{ cm}^2$
 - Hüllrohrdurchmesser: $\phi_{duct,i} = 90 \text{ mm}$
 $\phi_{duct,a} = 97 \text{ mm}$
 - Reibungsbeiwert: $\mu = 0,21$
 - ungewollter Umlenkwinkel: $k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$
 - Verankerungsschlupf: $\Delta l = 5,0 \text{ mm}$
- Spannglied mit 15 Litzen:
 - Querschnittsfläche je Spannglied: $A_p = 22,5 \text{ cm}^2$
 - Hüllrohrdurchmesser: $\phi_{duct,i} = 85 \text{ mm}$
 $\phi_{duct,a} = 92 \text{ mm}$
 - Reibungsbeiwert: $\mu = 0,20$
 - ungewollter Umlenkwinkel: $k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$
 - Verankerungsschlupf: $\Delta l = 5,0 \text{ mm}$

nach EC2-2, 5.3.2.2 (104):

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed, sup} \cdot t / 8$$

t – unter 35° Lastausbreitung bis zur Stabachse



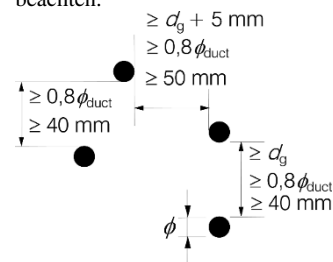
EC2-2/NA, (NCI) 3.3:

Bis zur bauaufsichtlichen Einführung der DIN EN 10138 dürfen nur Spannstähle mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung verwendet werden.

Für das Herstellverfahren, die Eigenschaften, die Prüfverfahren und die Verfahren zur Bescheinigung der Konformität gelten daher die Festlegungen dieser Zulassungen.

Die Werte sind der jeweils entsprechenden Zulassung zu entnehmen.

EC2-2/NA, (NCI) 8.10.1.3: (3) Bild 8.15DE: Lichte Mindestabstände zwischen Hüllrohren beachten.



d_g – Größtkorn der Gesteinskörnung

4.2 Spanngliederführung

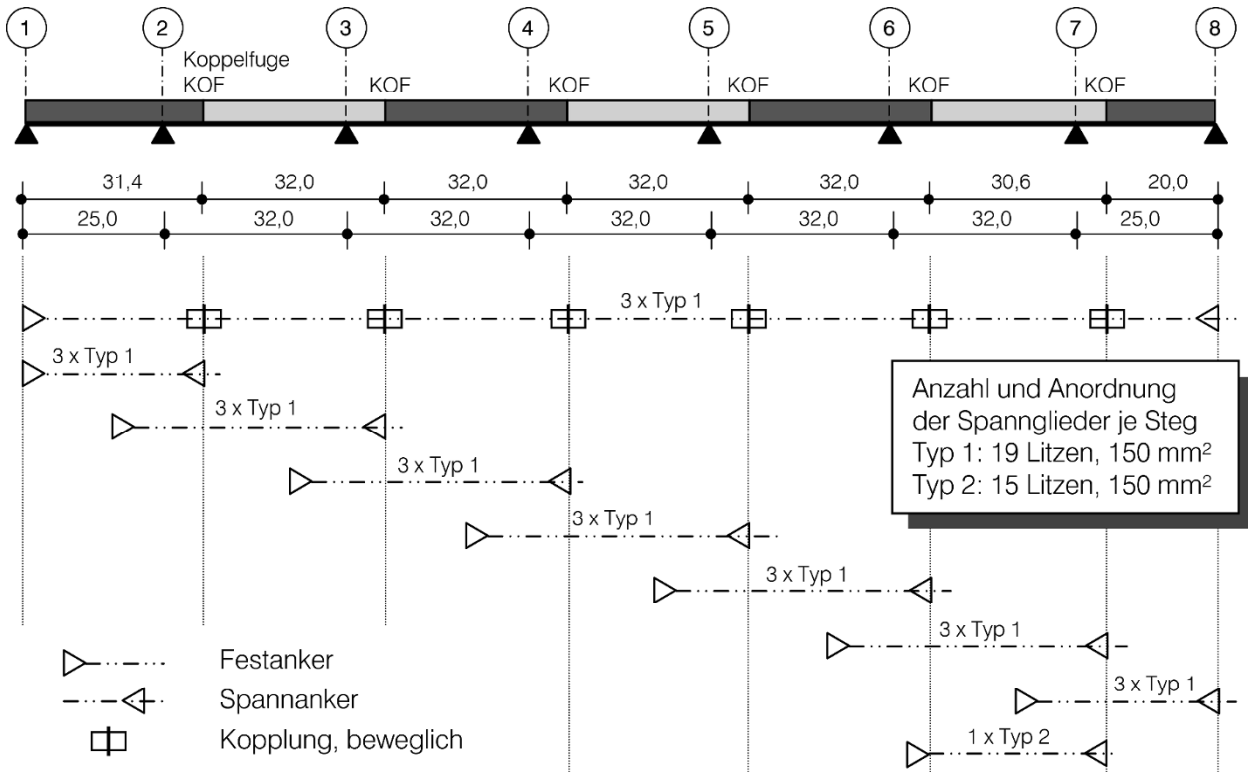


Bild 4: Darstellung der gewählten Spanngliederanordnung

Der Spanngliederverlauf ist auszugsweise in Bild 5 dargestellt. Der Abstand von der Spanngliederachse zur Betonoberfläche von 170 mm sowohl oben als auch unten ergibt sich aus den Mindestanforderungen hinsichtlich Betondeckung, Bügel-, Längsbewehrung, Hüllrohrradius, Exzentrizität des Spanngliedes im Hüllrohr sowie infolge der Bemessung aus dem Grenzzustand der Dekompression.

An den Koppelstellen werden jeweils 3 Spannglieder gekoppelt, 3 Stück endgültig verankert und 3 Stück ungestoßen durchgeführt.

Gemäß EC2-2/NA, (NCI) 8.10.4 (105)P müssen in jedem Brückenquerschnitt mindestens 30 % der Spannglieder ungestoßen durchgeführt werden.

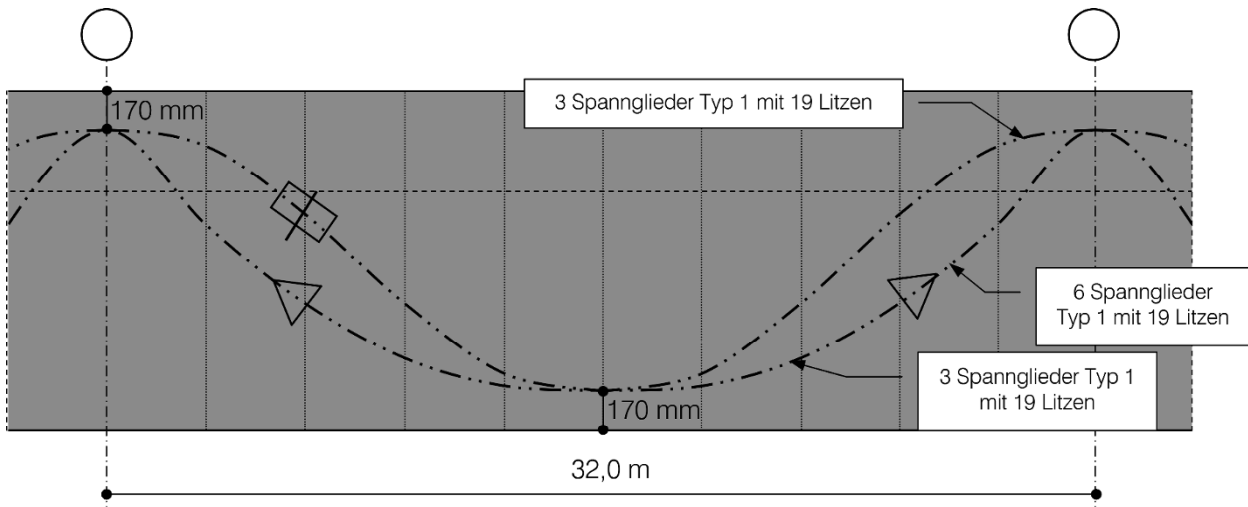


Bild 5: Spanngliederverlauf im Aufriss (schematisch für das Innenfeld)

4.3 Schnittgrößen infolge Vorspannung

Der Mittelwert der Vorspannung für Bauteile mit nachträglichem Verbund zum Zeitpunkt t an der Stelle x ergibt sich zu:

$$P_{mt}(x,t) = P_{m0} - \Delta P_{el} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_{c+s+r}(t)$$

mit:

| | |
|-----------------------|--|
| P_{m0} | Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen |
| ΔP_{el} | Spannkraftverluste infolge elastischer Verformung des Bauteils bei der Spannkraftübertragung |
| $\Delta P_{\mu}(x)$ | Spannkraftverluste infolge Reibung |
| ΔP_{sl} | Spannkraftverluste infolge Verankerungsschlupf |
| $\Delta P_{c+s+r}(t)$ | Zeitabhängige Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation |

Für das vorliegende Spannverfahren ergeben sich die folgenden zulässigen Spannungen und Spannkraften.

Die rechnerisch maximal auf das Spannglied aufzubringende Spannung (Überspannen) darf folgende Werte nicht übersteigen. Der Nachweis erfolgt für das Spannglied mit dem größten Umlenkwinkel.

$$\sigma_{P,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)} = 0,8 \cdot 1770 \cdot e^{-0,21 \cdot 0,81 (1,5-1)} = 1300 \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)} = 0,9 \cdot 1500 \cdot e^{-0,21 \cdot 0,81 (1,5-1)} = 1240 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{P,max} = 1240 \text{ MN/m}^2$$

An der Spannprese darf die Spannung folgende Werte nicht überschreiten:

$$\sigma_{P,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1770 = 1416 \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1500 = 1350 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{P,max} = 1350 \text{ MN/m}^2$$

Der Mittelwert der Vorspannkraft, der unmittelbar nach dem Absetzen der Presse auf den Anker im Spannglied nicht überschritten werden darf, ermittelt sich wie folgt:

$$\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{pm0} = 1275 \text{ MN/m}^2$$

Daraus ergeben sich die zulässigen Vorspannkraften:

- Spannglied mit 19 Litzen:

| | | |
|-----------|---|---------------------|
| P_{max} | $= 1240 \text{ MN/m}^2 \cdot 28,5 \text{ cm}^2$ | $= 3534 \text{ kN}$ |
| P_{m0} | $= 1275 \text{ MN/m}^2 \cdot 28,5 \text{ cm}^2$ | $= 3633 \text{ kN}$ |
- Spannglied mit 15 Litzen:

| | | |
|-----------|---|---------------------|
| P_{max} | $= 1240 \text{ MN/m}^2 \cdot 22,5 \text{ cm}^2$ | $= 2790 \text{ kN}$ |
| P_{m0} | $= 1275 \text{ MN/m}^2 \cdot 22,5 \text{ cm}^2$ | $= 2868 \text{ kN}$ |

EC2-1-1, 5.10

EC2-1-1, 5.10.3 mit 5.10.5.1, 5.10.5.2, 5.10.5.3, 5.10.6 und EC2-2/NA, (NCI) 5.10.5.2 (2) und (3)

μ – Reibungsbeiwert (Zulassung)
 γ – Summe der gewollten (aus vorhandener Spanngliedführung, dem EDV-Programm entnommen) und ungewollten (aus der Spannglied-Zulassung, mit der Länge multiplizierten) Umlenkwinkel innerhalb der Einflusslänge des Spannkankers
 κ – Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve
 $\kappa = 1,5$ (EC2-2/NA, (NCI) 5.10.2.1, (NA.103))

EC2-1-1, 5.10.2.1 mit EC2-2/NA, (NDP) 5.10.2.1 (1):
 Die tatsächlichen Spannungen beim Überspannen dürfen die Werte der Gl. (5.41) nicht überschreiten.
 Ein Überspannen ist aber nur zulässig, wenn die Spannprese mit einer Genauigkeit von $\pm 5\%$ arbeitet.

EC2-1-1, 5.10.3 mit EC2-2/NA, (NDP) 5.10.3 (2)

Da im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nachgewiesen werden muss, dass nach Abzug aller Spannkraftverluste die Zugspannung nicht größer als $0,65f_{pk} = 1150 \text{ MN/m}^2$ werden darf (siehe Abschnitt 5.7), wird für diese Brücke die anfängliche Vorspannung, die auf das Spannglied aufgebracht wird, auf $\sigma_{pm0} = 1230 \text{ MN/m}^2$ begrenzt (aus einer Vorbemessung ermittelt).

Die Berechnung des Mittelwertes der anfänglichen Vorspannkraft unter Berücksichtigung der Verluste aus elastischer Betonverkürzung, Reibung und Schlupf in der Verankerung erfolgt softwareunterstützt [6].

In Tab. 4.3-1 sind die umgelagerten Schnittgrößen für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$, aber ohne zeitabhängige Verluste zusammengestellt ($M_{pm0,ind}$ ist der statisch unbestimmte Anteil aus dem Gesamtmoment infolge Vorspannung M_{pm0}).

Tab. 4.3-1: Schnittgrößen infolge Vorspannung

| | | Stützquer-schnitt | Koppel-fuge | Feldquer-schnitt | Querkraft V_{ik} Auflagermitte |
|------------------------------|-------|-------------------|-------------|------------------|-------------------------------------|
| Vorspannkraft P_{m0} | [kN] | -27823 | -17970 | -18873 | ≈ 0 |
| Vorspannmoment M_{pm0} | [kNm] | 16337 | 654 | -8908 | ≈ 0 |
| Vorspannmoment $M_{pm0,ind}$ | [kNm] | 5953 | 5954 | 5957 | ≈ 0 |

4.4 Zeitabhängige Spannkraftverluste

Nach DIN EN 1992 können die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation $\Delta P_{c+s+r}(t,x)$ wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\epsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

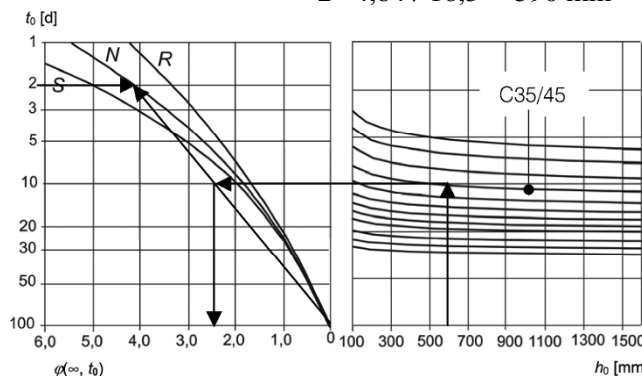
Die zeitabhängigen Verluste müssen für die bemessungsrelevanten Zeitpunkte und Schnitte berechnet werden.

Im vorliegenden Beispiel erfolgt die Bestimmung nur für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$. Als Eingangswerte für die Berechnung müssen zuerst die Endkriechzahl und das Endschwindmaß ermittelt werden.

Als Eingangswerte werden angesetzt:

- Alter bei Belastungsbeginn: $t_0 = 2 \text{ d}$
- Umgebungsbedingungen: RH = 80 %
- Wirksame Bauteildicke: $h_0 = 2 A_c / u = 2 \cdot 4,84 / 16,3 = 590 \text{ mm}$

→ Endkriechzahl:
 $\varphi(t \rightarrow \infty, 2 \text{ d}) = 2,4$



EC2-1-1, 7.2 (5) mit
EC2-2/NA, (NDP) 7.2 (5)

Diese Vorspannkraft ist kleiner als P_{max} .

Die tatsächlich auftretenden Spannkraftverluste während des Spannens sollten durch Messung der Spannkraft und des zugehörigen Dehnweges überprüft werden.
(siehe auch [2] ZTV-ING Teil 3, Massivbau, Abschnitt 2 Bauausführung)

Die Schnittgrößen infolge Vorspannung in den untersuchten Querschnitten ergeben sich aus der Umlagerung aus den aufsummierten Bauzuständen und dem Eingussystem. Die Berechnung erfolgte mittels EDV.
 $M_{pm0} = M_{pm0,dir} + M_{pm0,ind}$
 M_{pm0} – Gesamtmoment aus Vorspannung
 $M_{pm0,dir}$ – statisch bestimmter Anteil
 $M_{pm0,ind}$ – statisch unbestimmter Anteil

EC2-1-1, 3.1.4 und 5.10.6

EC2-1-1, 5.10.6, Gl. (5.46)
Bei dieser Gleichung wird ein einheitlicher, homogener Betonquerschnitt angenommen, die Betonstahlbewehrung wird vernachlässigt.

A_c – siehe Abschnitt 1.4
 u – Umfang für halben Querschnitt
($2 \cdot b + 2 \cdot \text{Steghöhe} + \text{Außenrand}$)
 $u = 2 \cdot 7,0 + 2 \cdot 1,05 + 0,22 \approx 16,3 \text{ m}$

EC2-2/NA, (NCI) 3.1.4 (1) P
für Brücken Annahme: RH = 80 %
Zementart: 32,5 R (CEM II),
Klasse N

EC2-1-1, 3.1.4 (5), Bild 3.1 b)

→ Endschwinddehnung:

$$\begin{aligned} \epsilon_{cs,\infty} &= \epsilon_{cd,\infty} + \epsilon_{ca,\infty} \\ \epsilon_{cs,\infty} &= \gamma_{it} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} + 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ \epsilon_{cd,0} &= 0,25 \cdot 10^{-3} \\ k_h &= 0,70 \quad \text{für } h_0 > 500 \text{ mm} \\ \gamma_{it} &= 1,20 \\ \epsilon_{cs,\infty} &= 1,2 \cdot 0,70 \cdot 0,25 \cdot 10^{-3} + 2,5 \cdot (35 - 10) \cdot 10^{-6} \\ &= (-0,21 - 0,06) \cdot 10^{-3} = -0,27 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Für die Berechnung der Kriechzahl und des Schwindmaßes für unterschiedliche Zeitpunkte sind die Gleichungen in DIN EN 1992-2, Abschnitt 3.1.4 (6) angegeben.

Relaxation des Spannstahls:

Die für den jeweils verwendeten Spannstahl maßgebenden Relaxationsverluste sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) zu entnehmen. Im vorliegenden Beispiel wird der Spannungsverlust (in %) nach $5 \cdot 10^5$ Stunden infolge Relaxation in Abhängigkeit von der Anfangsspannung der Zulassung entnommen.

Tab. 4.4-1: Spannungsverlust infolge Relaxation nach $5 \cdot 10^5$ Stunden

| | | | |
|-----------------------------|-------|-------|--------|
| σ_{p0} / f_{pk} | 0,60 | 0,70 | 0,80 |
| $\sigma_{pr} / \sigma_{p0}$ | 2,5 % | 6,5 % | 13,0 % |

Mit Hilfe dieser Eingangswerte erfolgt exemplarisch die Berechnung der Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation für den Feldquerschnitt.

Spannkraftverluste im Feld:

$$\begin{aligned} A_c \cdot z_{cp}^2 / I_c &= 4,842 \cdot 0,79^2 / 0,951 = 3,178 \\ W_{cp} &= I_c / z_{cp} = 0,951 / 0,79 = 1,204 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cg} = (M_{gk,1} + M_{gk,2}) / W_{cp} = (5,724 + 1,009) / 1,204 = 5,592 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cp0} = P_{m0} / A_c + M_{pm0} / W_{cp} = -18,873 / 4,842 - 8,908 / 1,204 = -11,296 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{cg} + \sigma_{cp0} = 5,592 - 11,296 = -5,704 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{pg0} = \sigma_{pm0} + E_p / E_{cm} \cdot M_{gk,2} / W_{cp} = 1104 + 5,74 \cdot 1,009 / 1,204 = 1119 \text{ MN/m}^2$$

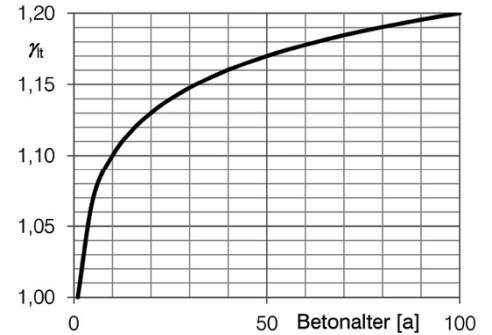
$$\begin{aligned} \sigma_{p0} / f_{pk} &= 1104 / 1770 = 0,623 \\ \rightarrow \Delta\sigma_{pr} &= 0,0342 \cdot 1104 = 38 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{-27 \cdot 1,95 - 0,8 \cdot 38 - 5,74 \cdot 2,4 \cdot 5,704}{1 + 5,74 \cdot \frac{0,0171}{4,842} (1 + 3,178) [1 + 0,8 \cdot 2,4]} = -130 \text{ MN/m}^2$$

Es ergibt sich für den Feldbereich ein Spannkraftverlust von $-130 / 1104 \cdot 100 = -11,8 \%$.

Für den Stützbereich liegt dieser Verlust bei $-16,9 \%$ und für den Bereich der Koppelfuge bei $-11,7 \%$.

EC2-1-1, 3.1.4: (6) Gl. (3.8)
 EC2-2, (NCI) 3.1.4: (6) Gl. (NA 103.9)
 EC2-1-1, 3.1.4: (6) Erläuterung Gl. (3.8) und Gl. (3.12)
 EC2-1-1/NA, Anhang B.2, (NCI) B.2 (80 %, C35/45, CEM Klasse N)
 EC2-1-1, 3.1.4 (6), Tabelle 3.3,
 EC2-2, Anhang B.105, Tab. B.101,
 $t = 100$ Jahre



Typische Rechenwerte nach abZ für Spannkraftverluste in [%] infolge Relaxation $\Delta R_{z,t}$ bezogen auf die Anfangsspannung R_i für kaltgezogene Drähte und Litzen mit sehr niedriger Relaxation [3]

| R_i / R_m | Zeit nach dem Vorspannen [h] | | | |
|-------------|------------------------------|-------|----------------|--------|
| | 1000 | 5000 | $5 \cdot 10^5$ | 10^6 |
| 0,50 | < 1,0 % | | | |
| 0,55 | | | | |
| 0,60 | 1,2 % | 2,5 % | 2,8 % | |
| 0,65 | 1,3 % | 2,0 % | 4,5 % | 5,0 % |
| 0,70 | 2,0 % | 3,0 % | 6,5 % | 7,0 % |
| 0,75 | 3,0 % | 4,5 % | 9,0 % | 10,0 % |
| 0,80 | 5,0 % | 6,5 % | 13,0 % | 14,0 % |

R_i – Anfangsspannung nach Vorspannen
 R_m – charakteristische Zugfestigkeit
 $R_i / R_m \approx \sigma_{pm0} / f_{pk}$

Querschnittsbezogene Eingangswerte für die Berechnung nach Abschnitt 1.4
 Bezeichnungen siehe EC2-1-1, 5.10.6:
 (2) Gl. (5.46)

$$\begin{aligned} E_p / E_{cm} &= 195.000 / 34.000 = 5,74 \\ z_{cp} &= 1,50 - 0,543 - 0,17 = 0,79 \text{ m} \\ A_p &= 6 \cdot 28,5 = 171,0 \text{ cm}^2 \\ A_c &= 4,842 \text{ m}^2 \quad I_c = 0,951 \text{ m}^4 \\ P_{m0} &= -18873 \text{ kN} \quad M_{pm0} = -9560 \text{ kNm} \\ \sigma_{pm0} &= P_{m0} / A_p = 18,873 / 171,0 = 1104 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

EC2-1-1, 5.10.6:

$\sigma_{c,QP}$ – Betonspannung in Höhe der Spannglieder unter der quasi ständigen Einwirkungskombination (Eigenlast und Zusatzeigenlast als Mittel der Einwirkungen im betrachteten Zeitraum), jedoch ohne die Tandemlasten und nicht unter Ansatz feldweiser Verkehrslasten. Der Spannungsanteil aus der Vorspannung P_k bleibt unberücksichtigt.

→ Tab. 4.4-1

5 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Allgemeines

Nach DIN EN 1992-2 sind zur Sicherung eines dauerhaften und nutzungsgerechten Verhaltens von Bauteilen bestimmte Spannungsbegrenzungen für Beton und Stahl sowie Nachweise der Dekompression und der Rissbreiten erforderlich.

Für die vorliegende Straßenbrücke werden gemäß Tabelle 7.101DE und 7.102DE die Anforderungen für die Grenzzustände der Dekompression und der Rissbildung festgelegt. Daraus ergeben sich folgende Bemessungskriterien:

- Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination.
- Nachweis der Rissbreite für Biegung und Normalkraft unter der häufigen Einwirkungskombination.
- Nachweis der Schubrissbildung bei schlanken Stegen unter der häufigen Einwirkungskombination durch Begrenzung der schiefen Hauptzugspannungen

Die Kombinationsregeln der Einwirkungskombinationen sind in DIN EN 1990 wie folgt geregelt:

$$E_{d,char} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{selten}$$

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + \psi_{1,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{häufig}$$

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Pk} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad \text{quasi ständig}$$

Die Kombinationsbeiwerte sind in Tabelle 5.1-1 zusammengestellt:

Tab. 5.1-1: Kombinationsbeiwerte

| Einwirkung | | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|------------------------------------|-----|----------|----------|----------|
| Verkehr Doppelachse | TS | 0,75 | 0,75 | 0,20 |
| Verkehr gleichmäßig verteilte Last | UDL | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Wind | W | 0,60 | 0,20 | 0,00 |
| Temperatur | T | 0,80 | 0,60 | 0,50 |

Bei den Nachweisen werden anstelle des Mittelwertes der Vorspannkraft P_{mt} untere und obere charakteristische Werte der Vorspannung berücksichtigt. Diese errechnen sich aus dem Mittelwert zum betrachteten Zeitpunkt durch Multiplikation mit dem jeweils maßgebenden Streuungsbeiwert r_{sup} und r_{inf} . Für Vorspannung mit nachträglichem Verbund sind diese Streuungsbeiwerte mit 1,1 und 0,9 in DIN EN 1992 angegeben. Für einbetonierte girlandenförmige Spannglieder dürfen im Dekompressionsnachweis die Werte 1,05 und 0,95 verwendet werden.

Für die Spannungsermittlung kann i. Allg. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von einer linear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahl und Beton ausgegangen werden.

EC2-1-1, 7

Die Nachweise sind in EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105) (Tabelle 7.101DE und 7.102DE) geregelt.

Nach EC2-2/NA, (NCI) 7.3.1 (110) mit (NA.111) sind zusätzlich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Schubrissbildung die schiefen Hauptzugspannungen in schlanken Stegen unter Querkraft und Torsion nachzuweisen:

$$\sigma_{c,häufig} = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2} \leq f_{ctk,0.05}$$

Dieser Nachweis ist erst im Abstand $h/2$ von der Auflagerkante sinnvoll.

Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.14c)

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.15c)

EC0/NA, (NCI) 6.5.3: (2) Gl.(6.16c)

EC0, A2.2.6 Tab. A2.1 mit $\psi_2 = 0,20$ für Verkehrslasten nach EC0/NA/A1, (NDP) A2.2.6 (1)

Obwohl EC0/NA für Temperaturlasten den Beiwert $\psi_0 = 0,60$ festlegt, ist hier [1] ARS 22/2012, Anlage 2 B) (2) zu beachten und deshalb $\psi_0 = 0,80$ zu verwenden.

→ da die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit relativ empfindlich auf mögliche Streuungen der Vorspannkraft (z. B. durch Spanngliedreibung) reagieren

EC2-2/NA, (NCI) 5.10.9 (1) P Index superior: oberer Wert Index inferior: unterer Wert

5.2 Rissbildungszustand und Begrenzung der Beton- und Stahlspannungen

Zunächst ist es erforderlich, den Rissbildungszustand des jeweils betrachteten Querschnitts zu überprüfen. Hierzu sieht DIN EN 1992 vor, dass die Spannungen am gerissenen Querschnitt berechnet werden müssen, wenn unter der seltenen Einwirkungskombination am Bauteilrand Betonzugspannungen größer als die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} auftreten.

EC2-1-1, 7.3

Ebenso unter sind folgende Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination zu begrenzen:

EC2-1-1, 7.1 (2)

- Die Betondruckspannungen sollen kleiner als $0,60f_{ck}$ sein (siehe 5.6).
- Die Zugspannungen der Bewehrung sollen kleiner als $0,80f_{yk}$ sein (siehe 5.8).

EC2-2, 7.2 (102) mit (NDP) 7.2 (102)

EC2-1-1, 7.2 (5) mit (NDP) 7.2 (5)

Bei der Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen müssen verschiedene Kombinationen untersucht werden, wobei entweder die Temperatur T oder die Lastgruppe $gr\ 1$ (Lastmodell 1: Tandemachse TS und die gleichmäßig verteilte Verkehrslast UDL) als Leiteinwirkung $E_{Qk,1}$ gewählt wird und die Vorspannung mit ihrem oberen oder unteren charakteristischen Wert in die Berechnung eingeht.

EC0, 6.5.3 (2) mit (NCI) 6.5.3 (2)
Lastgruppen nach EC1-2, 4.5.1,
Tab. 4.4a mit EC1-2, (NDP) 4.5.1, Tabelle 4.4a
und (NCI) 4.5.1

Die Kombinationsfaktoren ψ_0 (selten) sind Tabelle 5.1-1 entnommen

Die wahrscheinliche Stützensenkung wird als ständige Einwirkung ungünstigst 1,0-fach in den Berechnungen berücksichtigt.

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

Feldquerschnitt:

→ Temperatur vorherrschend

charakteristische Werte der Biegemomente
siehe Tab. 3-1

$$\begin{aligned} M_{selt,k} &= M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + \psi_{0,TS} \cdot M_{TS,k} + \psi_{0,UDL} \cdot M_{UDL,k} + M_{TM,k} \\ &= 5724 + 1009 + 658 + 0,75 \cdot 4427 + 0,4 \cdot 3937 + 2611 \\ &= 14897 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kombinationsfaktoren ψ_0 (charakteristisch)
siehe Tab. 5.5-1

→ Verkehr vorherrschend

$$\begin{aligned} M_{selt,k} &= M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + M_{TS,k} + M_{UDL,k} + \psi_{0,T} \cdot M_{TM,k} \\ &= 5724 + 1009 + 658 + 4427 + 3937 + 0,80 \cdot 2611 \\ &= 17844 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. h. Verkehr ist die maßgebende vorherrschende Einwirkung!

Für die Vorspannkraft in Feldmitte ergibt sich exemplarisch:

Schnittgrößen infolge Vorspannung
siehe Tab. 4.3-1
Spannkraftverlust 11,8 % siehe 4.4

$$\begin{aligned} P_{k,inf,\infty} &= r_{inf} \cdot P_{m,\infty} = 0,95 \cdot (-18873) \cdot (1 - 0,118) &= -15814 \text{ kN} \\ M_{Pk,inf,\infty} &= r_{inf} \cdot M_{Pm,\infty} = 0,95 \cdot (-8908) \cdot (1 - 0,118) &= -7464 \text{ kNm} \\ M_{selt,maßg} &= 17844 - 7464 &= 10380 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Für den oberen charakteristischen Wert der Vorspannkraft und des Momentes kann analog vorgegangen werden.

Tab. 5.2-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ($t \rightarrow \infty$)

| Einheit | | | Stützquerschnitt | Koppelfuge | Feldquerschnitt |
|----------------------|-----|----------------------|------------------|--------------|-----------------|
| | | | Achse 4 | in Feld 4 | Feld 4 |
| $M_{selt, maßg}$ | max | [kNm] | 9265 | 7825 | 10380 |
| $M_{selt, maßg}$ | min | [kNm] | -6392 | -5753 | -5742 |
| $P_{k, sup, \infty}$ | | [kN] | -24277 | -16661 | -17478 |
| $P_{k, inf, \infty}$ | | [kN] | -21965 | -15074 | -15814 |
| $\sigma_{cu, selt}$ | max | [MN/m ²] | 4,25 | 5,32 | 7,18 |
| $\sigma_{co, selt}$ | max | [MN/m ²] | 0,33 | -0,14 | -0,33 |
| $\sigma_{cu, selt}$ | min | [MN/m ²] | -13,41 | -8,62 | -9,39 |
| $\sigma_{co, selt}$ | min | [MN/m ²] | -12,18 | -8,26 | -9,20 |

Wie in der Tabelle zu erkennen ist, wird an der Unterseite des Querschnitts die Betonzugfestigkeit erreicht, so dass für die folgenden Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit davon ausgegangen werden kann, dass der Querschnitt unten gerissen ist und die Betondruckspannungen der Oberseite und Stahlspannungen der unteren Bewehrung im Zustand II berechnet werden müssen.

5.3 Grenzzustand der Dekompression

Der Nachweis der Dekompression des Querschnitts wird nach Abschluss von Kriechen und Schwinden zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ geführt.

In DIN EN 1992-2 wird für Spannbetonüberbauten mit Vorspannung im Verbund und statisch unbestimmtem System gefordert, dass unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination an dem Bauteilrand keine Zugspannungen auftreten dürfen, der den Spannmitgliedern am nächsten liegt. Bei statisch bestimmtem System wäre in der entsprechenden Lastkombination für die Verkehrslast $\psi_2 = 0,50$ anstelle 0,20 zu setzen.

Die Kombinationsbeiwerte der quasi-ständigen Einwirkungskombination und die Überlagerungsgleichung siehe Abschnitt 5.1.

Ebenso unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind folgende Spannungen zu begrenzen:

- Die Betondruckspannungen sollen kleiner als $0,45f_{ck}$ sein (siehe 5.6).
- Die Zugspannungen der Spannbewehrung soll zum Zeitpunkt $t = \infty$, also nach Abzug aller Spannkraftverluste mit dem Mittelwert der Vorspannung maximal $0,65f_{pk}$ sein (siehe 5.7).

Feldquerschnitt:

$$M_{qs,k} = M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + \psi_{2,TS} \cdot M_{TS,k} + \psi_{2,UDL} \cdot M_{UDL,k} + \psi_{2,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{qs,k} = 5724 + 1009 + 658 + 0,2 \cdot (4427 + 3937) + 0,5 \cdot 2611$$

$$M_{qs,k} = 10369 \text{ kNm}$$

$$P_{pm0} = -18873 \text{ kN} \quad M_{pm0} = -8908 \text{ kNm}$$

$$M_{Pk, inf, \infty} = -7464 \text{ kNm} \quad \rightarrow M_{qs, maßg} = 10369 - 7464 = 2905 \text{ kNm}$$

Daraus folgt für den Feldquerschnitt unten:

$$\sigma_{c, u \infty} = \frac{-0,95 \cdot 18,873}{4,811} - \frac{0,95 \cdot 8,908}{0,968} + \frac{0,95 \cdot 0,118 \cdot 18,873}{4,911}$$

$$+ \frac{0,95 \cdot 0,118 \cdot 8,908}{1,05} + \frac{5,724}{0,968} + \frac{4,645}{1,05}$$

$$\sigma_{c, u \infty} = -3,73 - 8,74 + 0,43 + 0,95 + 5,91 + 4,42 = -0,76 \text{ MN/m}^2 < 0$$

Die Werte der Tab. 5.2-1 wurden mit der Kombinationsgleichung nach EC0, (NCI) 6.5.3: (2) Gl. (6.14c) ermittelt, wobei in der Regel der Verkehr als vorherrschende Einwirkung, in einigen Fällen auch die Temperatur, für $E_{Qk,1}$ maßgebend war.

Die Nachweise wurden exemplarisch für $t \rightarrow \infty$ geführt. Zusätzliche Nachweise (z. B. für $t = 0$) sind ebenfalls zu führen.

Alle Spannungen wurden vereinfacht mit Bruttoquerschnittswerten gemäß Tab. 1.4-2 ermittelt.

Druckspannungen negativ

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tab.7.101DE

Im Bereich der Koppelfuge können beide Bauteilränder maßgebend werden, wenn die Spannmitglieder aufgefächert sind.

Es werden die Spannungen im Zustand I unter Berücksichtigung der ideellen sowie der Netto-Querschnittswerte für den Feldquerschnitt berechnet und tabellarisch für alle gewählten Nachweisschnitte dargestellt. Bei der Berechnung sind die anfängliche Vorspannkraft sowie die Eigenlast auf den Netto-Querschnitt zu beziehen, die zeitabhängigen Spannkraftverluste sowie die Einwirkungen infolge Ausbaulast, Stützensenkung, Verkehr und Temperatur auf die ideellen Querschnittswerte.

Querschnittswerte in Feldmitte:

$$A_{c, netto} = 4,811 \text{ m}^2$$

$$A_{c, ideell} = 4,911 \text{ m}^2$$

$$W_{u, netto} = 0,968 \text{ m}^3$$

$$W_{u, ideell} = 1,05 \text{ m}^3$$

Tab. 5.3-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination für die Nachweise der Dekompression ($t \rightarrow \infty$)

| | | Einheit | Stützquerschnitt Achse 4 | Koppelfuge in Feld 4 | Feldquerschnitt Feld 4 |
|--------------------------|-----|----------------------|-----------------------------|-------------------------------------|---------------------------|
| $M_{qs,maßg}$ | max | [kNm] | 7493 | 3966 | 2905 |
| $M_{qs,maßg}$ | min | [kNm] | -1114 | -1940 | -3465 |
| $P_{k,sup,\infty}$ | | [kN] | -24277 | -16661 | -17479 |
| $P_{k,inf,\infty\infty}$ | | [kN] | -21965 | -15074 | -15814 |
| $\sigma_{cu,qs}$ | max | [MN/m ²] | +2,35¹⁾ | +0,55 \approx 0 | -0,34 |
| $\sigma_{co,qs}$ | max | [MN/m ²] | -4,34 | -1,97 | -1,63 |
| $\sigma_{cu,qs}$ | min | [MN/m ²] | -6,31 | -5,39 | -7,10 |
| $\sigma_{co,qs}$ | min | [MN/m ²] | -10,94 | -5,71 | -4,93 |

¹⁾ Diese Spannungen sind nicht relevant, da sie am Bauteilrand auftreten, der den Spanngliedern nicht am nächsten liegt!

An den untersuchten Stellen treten unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination im Bereich der Koppelfuge Zugspannungen an der Bauteilunterseite auf. Die Überschreitung ist nur gering und daher vernachlässigbar.

Für den Stützbereich und in Feldmitte ist der Nachweis der Dekompression erfüllt, es treten keine Zugspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination an dem Bauteilrand auf, der den Spanngliedern am nächsten liegt.

5.4 Begrenzung der Rissbreite

Die Begrenzung der Rissbreite umfasst die folgenden Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung nach DIN EN 1992, 7.3.2
- Nachweis der Rissbreite für Spannbetonüberbauten mit Vorspannung im Verbund und statisch unbestimmtem System unter häufiger Einwirkungskombination DIN EN 1992, 7.3.1

Es ist in den Bereichen ein Rissbreitennachweis für das abgeschlossene Rissbild erforderlich, in denen unter der maßgebenden Einwirkungskombination Betonzugspannungen auftreten, die größer als der Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} sind. In den restlichen Bereichen ist die Mindestbewehrung (siehe Abschnitt 5.5) ausreichend, die wiederum nur in den Bereichen angeordnet werden muss, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Druckspannungen kleiner als $|-1|$ MN/m² oder Zugspannungen vorhanden sind (Einzelriss).

Die Kombinationsfaktoren ψ_1 (häufig) sind Tabelle 5.5-1 entnommen.

Die wahrscheinliche Stützensenkung wird als ständige Einwirkung ungünstigst 1,0-fach in den Berechnungen berücksichtigt.

Feldquerschnitt:

$$M_{h,k} = M_{g1,k} + M_{g2,k} + M_{SET,k} + \psi_{1,TS} \cdot M_{TS,k} + \psi_{1,UDL} \cdot M_{UDL,k} + \psi_{2,T} \cdot M_{TM,k}$$

$$M_{qs,k} = 5724 + 1009 + 658 + 0,75 \cdot 4427 + 0,4 \cdot 3937 + 0,5 \cdot 2611$$

$$M_{h,k} = 13592 \text{ kNm}$$

$$M_{h,maßg} = 13592 - 7464 = 6127 \text{ kNm}$$

Die Querschnittswerte wurden mit Hilfe eines EDV-Programmes ermittelt. Ausgangswerte sind die Bruttoquerschnittswerte aus Tab. 1.4-2. Bei den Nettowerten wurden die leeren Hüllrohre, bei den ideellen Werten der Betonstahl und Spannstahl berücksichtigt.

Für andere Nachweisschnitte wird vereinfachend mit Bruttowerten gerechnet.

Druckspannungen negativ

Wird die geringfügige Spannungsüberschreitung im Bereich der Koppelfuge nicht akzeptiert, kann die Einhaltung der Dekompression entweder durch eine Modifikation der Spanngliedführung oder durch den Einbau eines zusätzlichen Spanngliedes erreicht werden.

EC2-1-1, 7.3.2

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105)

Die maßgebende Einwirkungskombination ist bei diesem Beispiel für die Rissbreitenbegrenzung in Längsrichtung die häufige Einwirkungskombination (Vorspannung im Verbund, statisch unbestimmtes System).

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1 (105), Tabelle 7.101DE

EC2-1-1, 2.3.1.3 (1)

charakteristische Werte der Biegemomente siehe Tab. 3-1

$M_{Pk,inf,\infty} = 7464 \text{ kNm}$ siehe 5.2

Tab. 5.4-1: Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der häufigen Einwirkungskombination ($t \rightarrow \infty$)

| Einheit | | | Stützquerschnitt | Koppelfuge | Feldquerschnitt |
|--------------------|-----|----------------------|------------------|--------------|-----------------|
| | | | Achse 4 | in Feld 4 | Feld 4 |
| $M_{h,maßg}$ | max | [kNm] | 7961 | 5794 | 6127 |
| $M_{h,maßg}$ | min | [kNm] | -3459 | -3189 | -4113 |
| $P_{k,sup,\infty}$ | | [kN] | -24277 | -16661 | -17479 |
| $P_{k,inf,\infty}$ | | [kN] | -21965 | -15074 | -15814 |
| $\sigma_{cu,h}$ | max | [MN/m ²] | 2,85 | 2,72 | 2,90 |
| $\sigma_{co,h}$ | max | [MN/m ²] | -2,69 | -1,29 | -1,26 |

Bei den maximalen Spannungen unter der häufigen Einwirkungskombination zeigt sich, dass an keiner Stelle die auftretenden Spannungen größer als die Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$ sind. Daraus ergibt sich, dass die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ausreichend ist, ein Nachweis der Rissbreite ist nicht notwendig.

5.5 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten

Die Zusammenstellung der Schnittgrößen und Spannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ist in Tab. 5.2-1 angegeben. Daraus ergibt sich, dass in allen untersuchten Querschnitten Mindestbewehrung erforderlich ist, da die Betonspannungen jeweils

$$\sigma_{c,selte} > -1 \text{ MN/m}^2 \text{ betragen.}$$

Nachfolgend wird exemplarisch die Mindestbewehrung im Feld für den unteren Querschnittsrand ermittelt. Die Spannstahlbewehrung mit Verbund ρ_p darf dabei innerhalb eines Bereiches von höchstens 300 mm um die Bewehrung aus Betonstahl berücksichtigt werden. In Feldmitte ist dies gewährleistet, so dass der Spannstahl beim Nachweis der Mindestbewehrung berücksichtigt werden kann.

Die erforderliche Mindestbewehrung beträgt:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

$$\rightarrow \rho_s + \xi_1 \cdot \rho_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} / \sigma_s$$

Hierbei sind:

Betonzugfestigkeit für C35/45 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MN/m}^2$

Gewählter Stabdurchmesser $\phi_s = 20 \text{ mm}$

Modifizierter Grenzdurchmesser $\phi_s^* \leq \phi_s \cdot 2,9 / f_{ct,eff} = 20 \cdot 2,9 / 3,2 = 18,1 \text{ mm}$

\rightarrow zulässige Stahlspannung für eine Rissbreite $w_k = 0,2 \text{ mm}$

(Tab. 7.2DE) $\sigma_s \approx 200 \text{ MN/m}^2$

für $h = 1,50 \text{ m} > 0,80 \text{ m} \rightarrow k = 0,5$

für $h^* = 1 \text{ m} \rightarrow k_1 = 1,50$

Die Werte der Tabelle wurden mit der Kombinationsgleichung nach EC0, (NCI) 6.5.3: (2) Gl. (6.15c) ermittelt (siehe 5.1), wobei der Verkehr für den Feldquerschnitt, Koppelfugenquerschnitt und Stützquerschnitt oben maßgebend ist, anderenfalls ist die Temperatur nachweisrelevant.

Druckspannungen negativ

EC2-1-1, 7.3.2 und EC2-2, 7.3.2 (102) und EC2-2/NA, (NCI) 7.3.2 (105)

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.2 (4), (NA.104): Eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ist nur in den Bereichen notwendig, in denen unter der seltenen Einwirkungskombination Druckspannungen kleiner als -1 MN/m^2 oder Zugspannungen vorhanden sind.

EC2-1-1, 7.3.2 (3)

EC2-2, 7.3.2: (102) Gl. (7.1)

A_{ct} – Fläche der Betonzugzone
 ρ_s – auf A_{ct} bezogener Betonstahlgehalt
 ξ_1 – Korrekturbeiwert der Verbundspannungen nach EC2-1-1, 7.3.2: (3) Gl. (7.5)
 ρ_p – auf A_{ct} bezogener Spannstahlgehalt innerhalb eines Abstandes von höchstens 150 mm zur Bewehrung aus Betonstahl

$f_{ct,eff}$ ist die wirksame Zugfestigkeit zum betrachteten Zeitpunkt. Beim Auftreten von Rissen nur aus frühem Zwang durch abfließende Hydratationswärme kann $f_{ct,eff} < f_{ctm}$ betragen. Im vorliegenden Beispiel wird angenommen, dass die Rissbildung zu einem späteren Zeitpunkt mit $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ erfolgt, da der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann.

EC2-2/NA, (NCI) 7.3.2: (NA 106) Gl. (NA.7.5.2), umgestellt

EC2-2/NA, (NDP) 7.3.1: (105) Tab. 7.101DE
 EC2-2/NA, (NDP) 7.3.3 (2): Tab. 7.2DE

Zwang im Bauteil selbst hervorgerufen

für Drucknormalkraft aus Vorspannung

$$P_{k,inf, \infty} = +18873 \cdot 0,95 \cdot (1 - 0,118) = +15814 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = +15,814 / 4,911 = +3,22 \text{ MN/m}^2$$

$$h_t = -3,2 \cdot (1,5 - 0,543) / (-3,2 - 3,22) = 0,48 \text{ m}$$

$$A_{ct} = 0,48 \cdot (1,95 + 0,48 \cdot 0,15 / 1,05) = 0,969 \text{ m}^2$$

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

$$= 0,4 \cdot [1 - 3,22 / (1,50 \cdot 1,5/1,0 \cdot 3,2)] = 0,221$$

$$\rho_p = 6 \cdot 28,5 \cdot 10^{-4} / 0,969 = 0,0176$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 \cdot \frac{20}{1,6 \cdot \sqrt{2850}}} = 0,34$$

$$\rho_{s,erf} = \frac{0,221 \cdot 0,5 \cdot 3,2}{200} - 0,34 \cdot 0,0176 = -0,0042 < 0$$

→ ρ_s ist negativ, d. h. in Feldmitte ist keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich!

→ Die Robustheitsbewehrung ist maßgebend (siehe Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Abschnitt 6.3).

5.6 Begrenzung der Betondruck- und der Betonstahlspannungen

Der Nachweis der Betondruckspannungen an der Querschnittsunterseite kann hier am ungerissenen System erfolgen, da die Oberseite nicht aufreißt (vgl. 5.2). Die maximale Druckspannung ist mit 13,0 MN/m² (Tabelle 5.2-1, Stütze) deutlich kleiner als $0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21,0 \text{ MN/m}^2$.

Der Nachweis der Betondruckspannungen an der Querschnittsoberseite und der Zugspannung der unteren Bewehrung erfolgt hier am gerissenen System für den Feldquerschnitt. Zur Ermittlung der anrechenbaren Bewehrung muss das unterschiedliche Verbundverhalten von Spanngliedern und schlaffer Bewehrung beachtet werden.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,5 \cdot \frac{20}{1,6 \cdot \sqrt{2850}}} = 0,34$$

Die anrechenbare Bewehrung beträgt somit:

$$\text{vorh } A_s = A_s + \xi_1 \cdot A_p$$

$$= 34,5 \text{ cm}^2 + 0,34 \cdot 6 \cdot 19 \cdot 1,5 \text{ cm}^2$$

$$= 92,6 \text{ cm}^2$$

Vereinfachend wird hier mit 170 mm Randabstand der Vorspannung der ungünstigere Hebelarm verwendet. Der Nachweis erfolgt am Feldquerschnitt mit $M_{selt} = 10380 \text{ kNm}$ und $N_{selt} = -15814 \text{ kN}$.

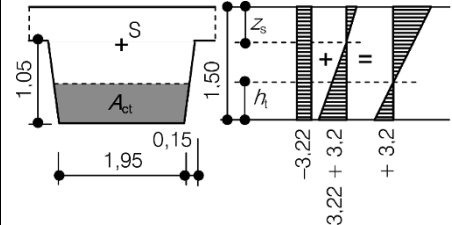
anrechenbare Vorspannung, siehe Tab. 5.2-1

Betonspannung in Höhe der Schwerelinie des Querschnitts

Höhe der Zugzone

Fläche der Zugzone unmittelbar vor der Rissbildung des Stegquerschnitts

EC2-2, 7.3.2: (102) Gl. (7.2)



EC2-1-1, 7.3.2: (3) Gl. (7.5)

ξ nach EC2-1-1, 6.8.2, Tab. 6.2

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ für Litzenspannglieder

Außerhalb des Wirkungsbereiches der Spannglieder entfällt der zweite Term, d. h. eine Mindestbewehrung von $0,18 \% \cdot 0,969 \text{ m}^2 = 17 \text{ cm}^2$ ist erforderlich.

Für den Bereich der Koppelfugen sind für die Mindestbewehrung die Regelungen nach EC2-2/NA, (NCI) 8.10.4 (105)P und (NCI) 6.8.3 (1)P zu beachten, u. a.:

- Mindestbewehrung erforderlich, wenn mehr als 50 % gekoppelt.
- Abminderung von P_m mit dem Faktor 0,75

EC2-2, 7.2 (102) mit (NDP) 7.2 (102)

Bereits bei kurzzeitigen Betondruckspannungen $I\sigma_c > 0,6f_{ck}$ können durch die Überschreitung der aufnehmbaren Querzugspannung Längsrisse entstehen. Bei diesen Rissen in Richtung der Biegedruckspannung kann nicht unbedingt davon ausgegangen werden, dass bei einer Reduzierung der Beanspruchung die Risse wieder vollständig geschlossen werden, was zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen kann.

EC2-1-1, 7.3.2: Gl. (7.5),

ξ nach EC2-1-1, 6.8.2 (2), Tab. 6.2

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ für Litzenspannglieder

charakteristische = seltene Einwirkungskombination

Für Betondruckspannungen $|\sigma_c| > 0,45f_{ck}$ unter

Mit einer Druckzonenhöhe von 415 mm und einer Dehnungsverteilung von $-0,51 ‰$ oben und $+1,12 ‰$ an der Bewehrung beträgt die Betondruckspannung $\sigma_c = 17,4 \text{ MN/m}^2 < 0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21,0 \text{ MN/m}^2$.

Die Stahlspannung (bzw. Zuwachs der Spannstahlspannung) beträgt $\sigma_s = 225 \text{ MN/m}^2 < 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 \text{ MN/m}^2 = 400 \text{ MN/m}^2$.

Desweiteren sind zum Ansatz linearen Kriechens die Betondruckspannungen unter quasi ständiger Last nachzuweisen. Die Bestimmung der Druckspannungen kann am ungerissenen System erfolgen. Die maximale Betondruckspannung (siehe Tabelle 5.3.1) beträgt $\sigma_c = 10,94 \text{ MN/m}^2 < 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MN/m}^2$.

5.7 Begrenzung der Spannstahlspannungen

Neben der Begrenzung der Betondruck- und Bewehrungsstahlspannungen fordert DIN EN 1992 für den Spannstahl, dass unter quasi-ständiger Einwirkungskombination und nach Abzug aller Spannkraftverluste der Mittelwert der Vorspannung maximal $0,65f_{pk}$ sein darf.

Die Schnittgrößen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination sind bereits für den Nachweis der Dekompression in Abschnitt 5.3 ermittelt worden:

$$M_{qs,k} = 10369 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} P_{m0} &= -18873 \text{ kN} & M_{pm0} &= -8908 \text{ kNm} \\ M_{Pk,inf,\infty} &= -7464 \text{ kNm} & \rightarrow M_{qs,maß} &= 10369 - 7464 = 2905 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$N_{Pm\infty} = -18,873 \cdot (1 - 0,118) = -16646 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,p+g,\infty} = N_{Pm\infty} / A_p = 16,646 / 0,0171 = 973 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{cp,\infty} = (M_{qs,k} - M_{gk,1}) / W_{cpi} = (10,369 - 5,724) / 1,28 = 3,63 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{p,\infty} &= \sigma_{p,p+g,\infty} + E_p / E_{cm} \cdot \Delta\sigma_{cp,\infty} \\ &= 973 + 195000/34000 \cdot 3,63 = 995 \text{ MN/m}^2 \\ &< 0,65 \cdot 1770 = 1150 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Für die anderen Nachweisstellen ergeben nahezu die gleichen Spannstahlspannungen.

6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft, Querkraft, Torsion und für Ermüdung wiederum für die bereits in Abschnitt 5 ausgewählten Stellen vorgenommen.

Zur Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Biegung mit Längskraft darf für gegliederte Querschnitte (Plattenbalken, Hohlkasten) nur derjenige Teil des Flansch und dessen Bewehrung als mitwirkend berücksichtigt werden, der durch die Querbewehrung und die Betondruckstreben schubfest an den Steg angeschlossen ist.

der quasi-ständigen Einwirkungskombination kommt es zu einer überproportionalen Zunahme des Kriechens. Ein Ansatz zur Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens wird in EC2-1-1, 3.1.4 (4) gegeben.

EC2-1-1, 7.2 (5) mit (NDP) 7.2 (5)
Zur Vermeidung breiter Risse ist das Überschreiten der Streckgrenze auf Gebrauchslastniveau (für Lastbeanspruchung) zu verhindern, welches zu irreversiblen Verformungen und instabilem Risswachstum mit breiten Rissen führen könnte.

EC2-1-1, 7.2 (5) mit NDP 7.2 (5)
Nachweis zur Vermeidung der Spannungsrissskorrosion. Bei externen Spanngliedern (nach EC2-2/NA, (NCI) Anhang NA.TT) oder Spanngliedern ohne Verbund, die auswechselbar sind, ist dieser Nachweis nicht erforderlich. Dann können deutlich höhere Spannstahlspannungen ausgenutzt werden.

Bei Betonbrücken mit Spanngliedern im Verbund wird die zulässige Spannkraft häufig durch diesen Nachweis bestimmt (vgl. 4.3).

Spannkraftverlust 11,8 % siehe 4.4

Die Konstruktionseigenlast beim Vorspannen ist in der Vorspannkraft bereits berücksichtigt und kann bei der Ermittlung von $\Delta\sigma_{cp,\infty}$ abgezogen werden.

EC2-1-1, 6

EC2-2/NA, (NCI) 6.1 (NA.111)