

Hegger
Mark

Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau

Beispiele zu Entwurf, Bemessung
und Konstruktion

Bauwerk
Beuth



MODERSOHN®
Stainless Steel



Wir schlagen eine Brücke für Sie!

Schweißkonstruktionen, Profilverarbeitung & Zuschnitte

Herstellerqualifikation DIN EN 1090 EXC3

Korrosionsbeständigkeitsklasse (CRC) I - V

Wilhelm Modersohn GmbH & Co. KG
Industriestraße 23 ▪ 32139 Spenge ▪ Tel.: +49 5225 8799-0
info@modersohn.de ▪ www.modersohn.eu



www.eurocode-online.de

Beuth
publishing DIN

Eurocode online bietet Ihnen die grundlegenden Normen zur Tragwerksbemessung in neun verschiedenen Paketen oder als Gesamtpaket. Kostengünstig und komfortabel, mit regelmäßigen Updates alle 2 Monate.

Die Normenpakete im Überblick:

→ Eurocode 0: Grundlagen → Eurocode 1: Einwirkungen → Eurocode 2: Betonbau → Eurocode 3: Stahlbau
→ Eurocode 4: Verbundbau → Eurocode 5: Holzbau → Eurocode 6: Mauerwerksbau → Eurocode 7: Grundbau
→ Eurocode 8: Erdbeben → Eurocode 9: Aluminiumbau

In den Paketen enthalten sind auch die jeweiligen Normen-Handbücher (E-Book-PDF) mit den konsolidierten Fassungen der Dokumente – ohne Zusatzkosten!

Weitere Inhalte:

→ Eurocodes – Entstehung und Geschichte → Stand der Umsetzung
→ Nationale Anhänge → Dokumente und Links zum Thema → Neuigkeiten



Inklusive konsolidierter Normen-Fassungen

Informationen, aktuelle Preise und Registrierung:
www.eurocode-online.de

Sie haben noch Fragen?
Telefon +49 30 2601-2668 | Telefax +49 30 2601-1268
mediaservice@beuth.de

Beuth Verlag GmbH | Am DIN-Platz | Burggrafenstraße 6 | 10787 Berlin

Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau

(Leerseite)

Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau

Beispiele zu Entwurf, Bemessung und Konstruktion

Herausgegeben von:

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

Mit Beiträgen von:

M.Sc. Viviane Adam

Dipl.-Ing. Johannes Brodkorb

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Dr.-Ing. Karl-Heinz Haveresch

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Dr.-Ing. Naceur Kerkeni

Dr.-Ing. Jan Lingemann

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Dipl.-Ing. Thomas Mayer

Dr.-Ing. Matthias Müller

Dipl.-Ing. Winfried Neumann

Dr.-Ing. Jens U. Neuser

Prof. Dr.-Ing. Tim Rauert

Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach

Dr.-Ing. David Sanio

Dr.-Ing. Gregor Schacht

M.Sc. Maximilian Schmidt

M.Sc. Nicholas Schramm

M.Sc. Eva Stakalies

Dr.-Ing. Frederik Teworte

Dipl.-Ing. (FH) M.Sc. Matthias Wild

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich

Bauwerk

© 2021 Beuth Verlag GmbH

Berlin · Wien · Zürich

Saatwinkler Damm 42/43

13627 Berlin

Telefon: +49 30 2601-0

Telefax: +49 30 2601-1260

Internet: www.beuth.de

E-Mail: kundenservice@beuth.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronische Systeme.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden vom Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen. Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages zurückzuführen sind.

Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Druck und Bindung: drukarnia SKLENIARZ, Kraków

Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706.

ISBN 978-3-410-29754-3

ISBN 978-3-410-29755-0 (E-Book)

Vorwort

Stahlbetonbau-Fokus ist ein kompaktes Handbuch für die Bemessung, Konstruktion und Ausführung. Es richtet sich als ein unverzichtbares Standardwerk an Bauingenieure in der Praxis sowie Studierende an Universitäten und Hochschulen. Führende Experten stellen die aktuellen Entwicklungen anschaulich und leicht nachvollziehbar dar. Eine Vielzahl an Beispielen erleichtert dabei das Verständnis und die direkte Umsetzung der Methoden in die tägliche Ingenieurpraxis. In diesem Kompendium wird unter Berücksichtigung des neuesten Standes der Normung ein breites Spektrum der Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauweise dargestellt.

Mit *Stahlbeton-Fokus* wird eine klare Fokussierung auf einen Themenbereich gesetzt. Jeder Bereich wird umfassend und detailliert dargestellt und mit praxisrelevanten Beispielen vertieft. Die Bereiche bauen von Ausgabe zu Ausgabe aufeinander auf, so dass ein Kompendium entsteht, das die gesamte Breite des Betonbaus umfasst.

In dieser Ausgabe wird der *Brückenbau* behandelt. Dazu liefern acht Kapitel die aktuellen Grundlagen, wichtige Neuerungen sowie ausführliche Beispiele auf Basis des Eurocodes 2 und der relevanten, zugehörigen bauaufsichtlichen Zulassungen. Behandelt werden der Neubau von Brücken sowie bestehende Brücken in Nachrechnung, Ertüchtigung und Rückbau.

Kapitel A der Autoren Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, Dr.-Ing. Karl-Heinz Haveresch und Eva Stakalies, M. Sc. behandelt die Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken auf Grundlage des Eurocodes 2. Erläutert werden die verschiedenen Regelungen mit Bemessungsverfahren und Konstruktionsarten für Straßen- und Wegebrücken aus Stahlbeton und Spannbeton. Ein umfassendes Beispiel einer Plattenbalkenbrücke zeigt die praktische Umsetzung.

Das Kapitel B von den Autoren Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach, Dr.-Ing. Naceur Kerkeni und Dr.-Ing. Frederik Teworte befasst sich mit der Modellierung von Betonbrücken nach der Finite-Elemente-Methode. Typische Modellierungsarten für die Schnittgrößenermittlung in Längs- und Querrichtung von Brücken werden vorgestellt und anschaulich in ihren Eigenschaften diskutiert. Dabei werden übliche Querschnittsformen wie Platte, Plattenbalken und Hohlkasten betrachtet.

Lokale Lasteinleitungen an Lagern oder Spannankern und geometrische Diskontinuitäten wie Querträger, Umlenksättel oder Aussparungen spielen bei Betonbrücken eine große Rolle in der Bemessung. Für diese Diskontinuitätsbereiche („D-Bereiche“) stellen die Autoren *Dr.-Ing. Jens U. Neuser* und *Dipl.-Ing. Johannes Brodkorb* im Kapitel C *Stabwerkmodelle* vor. Erläutert werden die Grundlagen der Modelle, ihre praktische Herleitung und zahlreiche Beispiele speziell für die tägliche Nutzung bei Betonbrücken.

Die Nachrechnung spielt eine wichtige Rolle in der Tragfähigkeitsbewertung von Brücken im Bestand. Sie erfordert besondere Nachweisverfahren, geeignete Ansätze von Materialkenngrößen und angepasste Lastansätze. Die Autoren *Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger*, *Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer*, *Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn*, *Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer*, *Dr.-Ing. Frederik Teworte*, *Dr.-Ing. Naceur Kerkeni*, *Dr.-Ing. Matthias Müller*, *Nicholas Schramm, M.Sc.*, *Eva Stakalies, M.Sc.*, *Viviane Adam, M.Sc.* und *Maximilian Schmidt, M.Sc.* stellen dazu in ihrem Beitrag *Nachrechnung von Brücken* im Kapitel D die Verfahren der Nachrechnungsrichtlinie in den Stufen 1 bis 4 ausführlich vor. Eingeschlossen sind die aktuellen Ergänzungen der Nachrechnungsrichtlinie, die 2021 in der BEM-ING Teil 2 veröffentlicht werden.

Fahrzeugrückhaltesysteme (FRS) wie Leiteinrichtungen oder Betonbarrieren dienen der Sicherung des Verkehrs auf Brücken. Sie werden im Kapitel E *FRS auf Betonbrücken – Entwurf, Bemessung und Konstruktion* durch die Autoren *Dipl.-Ing. Winfried Neumann*, *Dipl.-Ing. Thomas Mayer* und

Vorwort

Prof. Dr.-Ing. Tim Rauert vorgestellt. Der Beitrag beschreibt die Grundlagen von Regelungen, die Bemessung und die konstruktive Durchbildung bei Neubauten von Brücken und für Brücken im Bestand.

Viele gealterte Brücken sind durch neue zu ersetzen. Ihr Rückbau ist von besonderer Herausforderung, da keine planmäßigen Methoden dafür vorliegen. Die Autoren *Dr.-Ing. Gregor Schacht* und *Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx* zeigen im Kapitel F *Rückbau von Spannbetonbrücken* Verfahren des Rückbaus, angepasste Methoden der Tragwerksplanung und die nachträgliche Neuverankerung von Spanngliedern, die aus dem Trennen des Überbaus im Abbruchprozess entstehen.

Kapitel G des Autors *Dr.-Ing. David Sanio* stellt das *Monitoring bei Betonbrücken* vor. Monitoring bezeichnet dabei das gezielte Messen am Brückentragwerk. Der Beitrag stellt Einsatzgebiete, Messverfahren, Datenauswertung und den Planungsprozess zum Monitoring dar und gibt zahlreiche Beispiele. Haupteinsatzgebiet sind Messungen an Bestandsbrücken, um rechnerische Defizite aufgrund konservativer Modellannahmen durch reale Messdaten zu verbessern.

Spannstähle mit Gefährdung auf eine Spannungsrisskorrosion wurden bis Anfang der 1960er Jahre in Brücken verbaut. Im Beitrag *Spannungsrisskorrosion bei Massivbrücken* (Kapitel H) der Autoren *Dr.-Ing. Jan Lingemann, Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer* und *Dipl.-Ing. Matthias Wild MBA* werden die materialtechnischen Grundlagen des Korrosionsphänomens und die Nachweise auf Querschnitts- und Systemebene präsentiert. Ein umfassendes Beispiel zeigt die praktische Umsetzung und Hinweise für Prüfanweisungen und die Überwachung.

Die Herausgeber bedanken sich bei den Autoren und beim Verlag für die gute Zusammenarbeit. Wenn Sie als unsere Leser Anregungen geben oder Kritik äußern möchten, sind wir gerne für Sie erreichbar.

Aachen & Bochum im März 2021

*Josef Hegger
Peter Mark*

A Brückenbau nach Eurocode 2

A

B Modellierung von Betonbrücken mit der Finite-Elemente-Methode

B

C Stabwerkmodelle im Brückenbau

C

D Nachrechnung von Brücken

D

E FRS auf Betonbrücken – Entwurf, Bemessung und Konstruktion

E

F Rückbau von Spannbetonbrücken

F

G Monitoring bei Betonbrücken

G

H Spannungsrisskorrosion bei Massivbrücken

H

I Anhang

I

(Leerseite)

A BRÜCKENBAU NACH EUROCODE 2

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer; Dr.-Ing. Karl-Heinz Haveresch;
Eva Stakalies, M.Sc.

1	Einleitung	A.5
1.1	Technisches Regelwerk für Brücken	A.5
1.2	Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA	A.7
1.3	Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach DIN EN 1992	A.9
2	Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach Eurocode 2	A.11
2.1	Allgemeines.....	A.11
2.1.1	Anwendungsbereich	A.11
2.1.2	Normative Verweisungen	A.11
2.2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	A.11
2.2.1	Anforderungen	A.11
2.2.2	Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen.....	A.11
2.2.3	Basisvariablen.....	A.12
2.2.4	Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten.....	A.13
2.2.5	Versuchsgestützte Bemessung	A.14
2.2.6	Zusätzliche Anforderungen an Gründungen.....	A.14
2.2.7	Anforderungen an Befestigungsmittel.....	A.14
2.2.8	Bautechnische Unterlagen.....	A.15
2.3	Baustoffe	A.15
2.3.1	Beton.....	A.15
2.3.2	Betonstahl	A.18
2.3.3	Spannstahl	A.19
2.3.4	Komponenten von Spannsystemen.....	A.19
2.4	Dauerhaftigkeit und Betondeckung.....	A.20
2.4.1	Allgemeines.....	A.20

2.4.2	Umgebungsbedingungen.....	A.20
2.4.3	Nachweisverfahren	A.21
2.5	Ermittlung der Schnittgrößen	A.22
2.5.1	Allgemeines.....	A.22
2.5.2	Imperfektionen	A.23
2.5.3	Idealisierungen und Vereinfachungen	A.24
2.5.4	Linear-elastische Berechnung	A.25
2.5.5	Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung	A.26
2.5.6	Verfahren nach Plastizitätstheorie	A.26
2.5.7	Nichtlineare Verfahren	A.26
2.5.8	Berechnung der Effekte aus Theorie II. Ordnung mit Normalkraft	A.28
2.5.9	Seitliches Ausweichen schlanker Träger	A.32
2.5.10	Spannbetonttragwerke.....	A.32
2.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	A.38
2.6.1	Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein.....	A.38
2.6.2	Querkraft.....	A.44
2.6.3	Torsion	A.49
2.6.4	Durchstanzen.....	A.49
2.6.5	Stabwerkmodelle	A.49
2.6.6	Verankerung der Längsbewehrung und Stöße.....	A.49
2.6.7	Teilflächenbelastung	A.49
2.6.8	Nachweis gegen Ermüdung.....	A.49
2.6.9	Membranelemente	A.60
2.6.10	Anprall.....	A.60
2.7	Nachweis in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	A.66
2.7.1	Allgemeines.....	A.66
2.7.2	Begrenzung der Spannung	A.66
2.7.3	Begrenzung der Rissbreiten	A.68
2.7.4	Begrenzung der Verformungen.....	A.86
2.7.5	Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen.....	A.86
2.7.6	Begrenzung von Schwingungen und dynamischen Einflüssen.....	A.86

2.8	Allgemeine Bewehrungsregeln	A.86
2.8.1	Betonstahl	A.86
2.8.2	Spannglieder	A.86
2.9	Konstruktionsregeln für Bauteile	A.88
2.10	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen	A.91
2.11	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton	A.96
2.12	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton.....	A.96
2.13	Bemessung für Bauzustände	A.96
2.14	Anhang A: Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe.....	A.97
2.15	Anhang B: Kriechen und Schwinden	A.97
2.16	Anhang C: Eigenschaften des Betonstahls	A.97
2.17	Anhang D: Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten aus Relaxation	A.97
2.18	Anhang E: Indikative Mindestfestigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit.....	A.97
2.19	Anhang F: Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungs- zustand.....	A.98
2.20	Anhang G: Boden-Bauwerk-Wechselwirkung.....	A.98
2.21	Anhang H: Nachweis am Gesamttragwerk nach Theorie II. Ordnung.....	A.98
2.22	Anhang I: Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben ...	A.98
2.23	Anhang J: Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele.....	A.98
2.24	Anhang KK: Auswirkungen auf das Tragwerk aus zeitabhängigen Effekten des Betonverhaltens	A.100
2.25	Anhang LL: Beton-Schalenelemente	A.100
2.26	Anhang MM: Querkraft und Querkraftbiegung.....	A.100
2.27	Anhang NA.NN.106: Schädigungsäquivalente Schwingbreite für Nachweise gegen Ermüdung	A.100
2.28	Anhang OO: Typische Diskontinuitätsbereiche (D)-Bereiche bei Brücken	A.100
2.29	Anhang PP: Sicherheitsformat für nichtlineare Berechnungen	A.100
2.30	Anhang QQ: Beschränkung der Schubrisse in Stegen	A.100
2.31	Anhang NA.TT: Ergänzungen für Betonbrücken mit externen Spanngliedern	A.101

2.32	Anhang NA.UU: Ergänzungen für Betonbrücken mit internen Spanngliedern	A.107
2.33	Anhang NA.VV.103	A.110
3	Beispiel: Nachweis gegen Ermüdung am Beispiel einer Plattenbalkenbrücke	A.111
3.1	System	A.111
3.2	Nachweis gegen Ermüdung mittels der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite	A.111
3.2.1	Ermittlung der Spannungsschwingbreite	A.112
3.2.2	Nachweis des Betonstahls	A.115
3.2.3	Nachweis der Kopplungen	A.116
3.2.4	Nachweis der durchlaufenden Spannglieder	A.116
4	Ausblick	A.118
4.1	Einleitung	A.118
4.2	Ergänzende Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen	A.118
4.3	Spannglieder in Stegen von Spannbetonbrücken mit Kastenquerschnitt	A.120
4.4	Begrenzung von Spanngliedergröße und Spanngliedlänge bei Straßenbrücken	A.122
4.5	Quervorspannung ohne Verbund	A.122
4.6	Interne Vorspannung ohne Verbund, längs	A.124
4.7	Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung	A.125
4.8	Anpassung des Dekompressionsnachweises	A.129
4.9	Mindestbewehrung für beschleunigtes Bauen	A.130
4.10	Auslegungen des DIN NA Betonbrücken zu DIN EN 1992-2	A.131
5	Literatur zu Kapitel A	A.132

1 Einleitung

1.1 Technisches Regelwerk für Brücken

Brücken sind beeindruckende und technisch anspruchsvolle Bauwerke. Sie haben für eine moderne Verkehrsinfrastruktur höchste Bedeutung und prägen nicht selten das Erscheinungsbild im Umfeld von Städten und Landschaften (z. B. Bild A.1.1). Nutzungseinschränkungen von Brücken haben in der Regel für die Verkehrsteilnehmer und die Menschen in einer betroffenen Region einschneidende Folgen.



Bild A.1.1: Siegtalbrücke im Zuge der A 45 Sauerlandlinie bei Siegen, Spannbeton $L = \text{ca. } 1050 \text{ m}$

Um diesem besonderen Anforderungsprofil gerecht zu werden, haben sich im Verlaufe der Zeit spezielle Regelwerke für Brücken und andere Verkehrsbauten herausgebildet (Bild A.1.2). Diese verfolgen das Ziel, bei Planung und Bau von Brücken die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit, Verkehrssicherheit, Wirtschaftlichkeit und Gestaltungsqualität nachhaltig zu gewährleisten und für diese sehr bedeutsamen Bauwerke eine möglichst lange Nutzungszeit zu erhalten.

Für Straßenbrücken stellt das Bild A.1.2 die zentrale Gesamtstruktur des Regelwerks dar. Es ist gegliedert nach den Aufgabenschwerpunkten Entwurf, Baudurchführung und Erhaltung (Bauwerksprüfung, Instandsetzung und Nachrechnung). Die einzelnen Regelwerke werden regelmäßig überarbeitet. Dabei fließen die aktuellen Erfahrungen mit dem umfangreichen Bauwerksbestand ein sowie Innovationen durch den voranschreitenden Stand von Wissenschaft und Technik. Die meisten Regelwerke gemäß Bild A.1.2 sind inzwischen im Internetauftritt der Bundesanstalt für Straßenwesen BAST (www.bast.de) zum freien Download in der aktuellen Fassung für alle Anwender verfügbar.

Grundsätzlich wird das Regelwerk des Bundesverkehrsministeriums für Straßenbrücken während seiner Erarbeitung intensiv mit Vertretern der Fachöffentlichkeit und der Bundesländer abgestimmt, so dass das Regelwerk des Bundes auch für Brücken an Straßen von Ländern, Kreisen, Städten und Gemeinden weitgehend übernommen wird. Der Vollständigkeit halber soll erwähnt werden, dass das in Bild A.1.2 dargestellte Regelwerk auch für die anderen Bauwerke von Straßen und Autobahnen anzuwenden ist wie Tunnel, Stützwände, Lärmschutzwände, Verkehrszeichenbrücken, Becken usw. Die in diesem Beitrag dargestellten Regelwerksauszüge beziehen sich auf den Stand bei Redaktionsschluss. Für Brücken und Ingenieurbauwerke an Bahnen oder Wasserstraßen existieren ähnliche Regelwerksstrukturen.

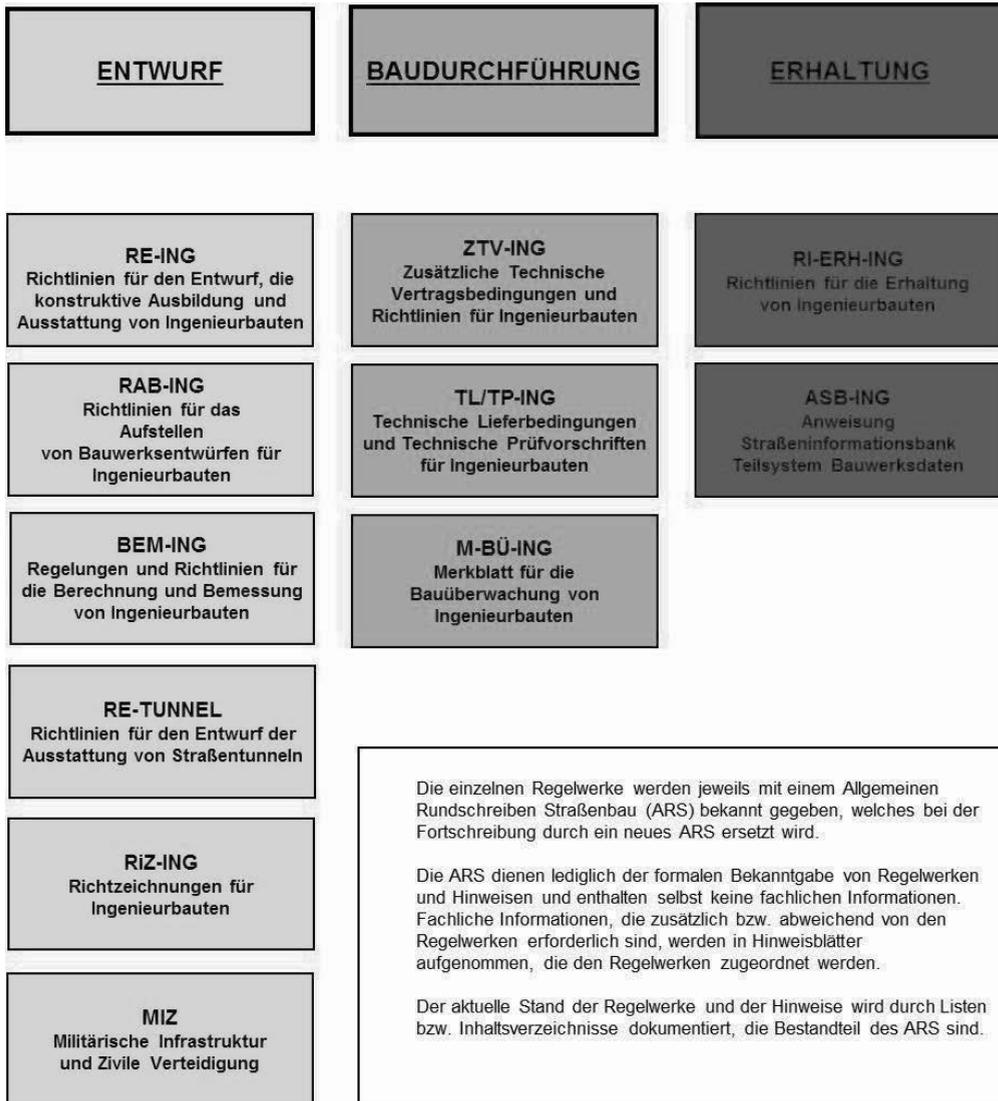


Bild A.1.2: Regelwerksstruktur und Übersicht über die Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen (siehe www.bast.de)

Die Eurocodes sind für die statische Berechnung und Konstruktion von Brücken und anderen Verkehrsbauten von zentraler Bedeutung. Sie wurden für den Bereich der Straßenbauverwaltung mit Allgemeinem Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 22/2012 vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung als zuständiger Bauaufsichtsbehörde eingeführt. Die bis dahin geltenden DIN-Fachberichte wurden damit für den Neubau von Brücken und anderen Verkehrsbauten abgelöst. ARS 22/2012 enthält auch einige ergänzende Hinweise, die bei der Anwendung der Eurocodes zu beachten sind. Die Umstellung auf die neuen technischen Regelwerke erfolgte konkret für alle neuen Vergabeverfahren mit Stichtag 1. Mai 2013. Für die anderen Verkehrsträger (wie Bahnen und Wasserstraßen) sind entsprechende Einführungen der Eurocodes durch die zuständigen Bauaufsichtsbehörden erfolgt.

Das ARS 22/2012 befindet sich zurzeit in der Überarbeitung (siehe dazu Abschnitt 1.3 und Abschnitt 4).

1.2 Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA

Über die Bundesfernstraßen mit derzeit über 38.000 Brücken werden mehr als 90 % der Transportleistungen für den Güterverkehr abgewickelt [Freundt et al. – 11]. Aktuelle Prognosen bis 2025 sagen einen weiterhin stark ansteigenden Schwerverkehr nach Häufigkeit und Fahrzeuggesamtgewichten voraus. Neben der starken Zunahme des Güterverkehrs sind auch häufige Überladungen und die überproportional gestiegenen Genehmigungen von Schwertransporten als ursächlich zu nennen.

Für den Neubau von Brücken war es daher erforderlich, ein zukunftsfähiges Modell für die Straßenverkehrslasten zu entwickeln, das den prognostizierten Verkehrsentwicklungen ausreichend Rechnung trägt. Bereits in der Vergangenheit mussten seit der DIN 1072 von 1925 die Lastannahmen für Straßenbrücken immer wieder den Verkehrsentwicklungen angepasst werden. So wurden ab 1952 in der DIN 1072 die Brückenklassen „BK60“ und „BK30“ definiert, aus denen nach Fortschreibung mit Ausgabe von 1985 der DIN 1072 die Brückenklassen „BK60/30“ bzw. „BK30/30“ hervorgegangen sind. Schließlich folgte mit Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 das „Lastmodell 1“.

Es handelt sich jeweils um fiktive Lastmodelle, die nicht den realen Verkehr abbilden, die aber in den Bauwerken zu den gleichen Beanspruchungen führen wie der reale Verkehr. Überdies sollen sie für die Bemessungspraxis leicht handhabbar sein. Die vertikalen Lasteinwirkungen aus dem Straßenverkehr werden mit Flächenlasten und Einzellasten abgebildet. Damit sollen die Obergrenzen aus den Auswirkungen des realen Verkehrs sicher abgedeckt werden. Da die Brücken für Nutzungsdauern bis 100 Jahre geplant werden, müssen die Lastmodelle auch künftigen Verkehrsentwicklungen angemessen Rechnung tragen.

Die Entwicklung des „Lastmodell 1“ erfolgte in den 1980er Jahren auf der Grundlage der seinerzeit durchgeführten umfangreichen Messungen an Bauwerken sowie von theoretischen Untersuchungen. Die Auswertung der europaweit durchgeführten Messungen ergab für den Auxerre-Verkehr in Frankreich die größte Häufigkeit an schweren Achslasten. Erkenntnisse über die Zusammensetzung des Schwerverkehrs und über die Verteilung der Gesamtgewichte in Deutschland wurden vor allem durch Messungen an der Brohltalbrücke im Zuge der BAB A61 in den Jahren 1984/85 gewonnen. Das europäische Verkehrslastmodell 1 basiert auf diesen Messungen und Untersuchungen in Frankreich und Deutschland.

Das europäische Modell für die Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2 ist so formuliert, dass eine nationale Anpassung der einzelnen Komponenten über sog. „Anpassungsfaktoren“ möglich ist. Für die Anwendung in Deutschland auf der Grundlage des DIN-Fachbericht 101 (Tabelle A.1.1) wurden seinerzeit umfangreiche Vergleichsrechnungen durchgeführt, um die „Anpassungsfaktoren“ geeignet zu kalibrieren [König/Novak – 98]. Dies führte zu einer Anhebung des Teilsicherheitsbeiwertes mit $\gamma_{Q} = 1,5$ gegenüber der europäischen Festlegung auf $\gamma_{Q} = 1,35$. Zusätzlich wurde, allerdings ausschließlich für Deutschland, für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) der „nicht häufige Wert“ eingeführt.

Tabelle A.1.1: Grundwerte und angepasste Grundwerte des Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{Qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m ²		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN/m ²
Fahrstreifen 1	300	0,8	240	9,00	1,0	9,00
Fahrstreifen 2	200	0,8	160	2,50	1,0	2,50
Fahrstreifen 3	100	0	0	2,50	1,0	2,50
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,50	1,0	2,50
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_{Q} = 1,50$					

In den darauffolgenden Jahren wurden auf der Grundlage aktueller Messungen auf hochbelasteten Bundesfernstraßen umfangreiche Simulationsberechnungen zur Untersuchung der Auswirkungen des stetig ansteigenden schweren Güterverkehrs durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass mit dem Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101, ein Stauverkehr mit 40-t-Sattelzügen gerade noch abgedeckt werden konnte, d. h. in einem derart ungünstigen Fall waren die Reserven aus dem Lastmodell bereits aufgebraucht. Daraus resultierte die Notwendigkeit der Entwicklung eines zukunftsfähigen Lastmodells (auch LMM genannt) für Brückenneubauten, unter Berücksichtigung von Annahmen für den künftigen Anstieg der Straßenverkehrslasten.

Als Ergebnisse wurden aus den Simulationsberechnungen auf statistischer Grundlage charakteristische Werte für das Lastmodell 1 der DIN EN 1991-2 für den Nationalen Anhang (NA) ermittelt. Dabei wurde eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren zugrunde gelegt. Das so entwickelte Lastmodell 1 nach DIN EN 1991-2/NA ist mit seinen Grundwerten und „Anpassungsfaktoren“ in Tabelle A.1.2 und Bild A.1.3 dargestellt.

Im Rahmen der Simulationsberechnungen wurden auch die ψ -Werte untersucht. Dabei konnten die bisherigen ψ -Werte nach DIN-Fachbericht 101 im Wesentlichen bestätigt werden. D. h., die Kombinationswerte ψ für die charakteristische, häufige und quasi-ständige Kombination blieben in DIN EN 1991-2 gegenüber DIN-Fachbericht 101 (Ausgabe 2009) unverändert. Allerdings entfiel der „nicht-häufige Wert“.

Doppelachse: $\psi_0 / \psi_1 / \psi_2 = 0,75/0,75/0,20$

Flächenlasten: $\psi_0 / \psi_1 / \psi_2 = 0,40/0,40/0,20$

Die Ergebnisse aus Vergleichsrechnungen zu den Auswirkungen aus dem neuen Lastmodell 1 auf die Bemessungsergebnisse sind in [Maurer et al. – 11] dargestellt.

Tabelle A.1.2: Grundwerte und angepasste Grundwerte des modifizierten Lastmodell 1 (LMM) nach DIN EN 1991-2/NA

Stellung	Doppelachse			Gleichmäßig verteilte Last		
	Grundwert	α_{Qi}	angepasster Grundwert	Grundwert	α_{qi}	angepasster Grundwert
	Achslast Q_{ik} in kN		Achslast $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ in kN	q_{ik} in kN/m^2		$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ in kN/m^2
Fahrstreifen 1	300	1,0	300	9,00	1,33	12,00
Fahrstreifen 2	200	1,0	200	2,50	2,4	6,00
Fahrstreifen 3	100	1,0	100	2,50	1,2	3,00
andere Fahrstreifen	0	-	0	2,50	1,2	3,00
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_Q = 1,35$					

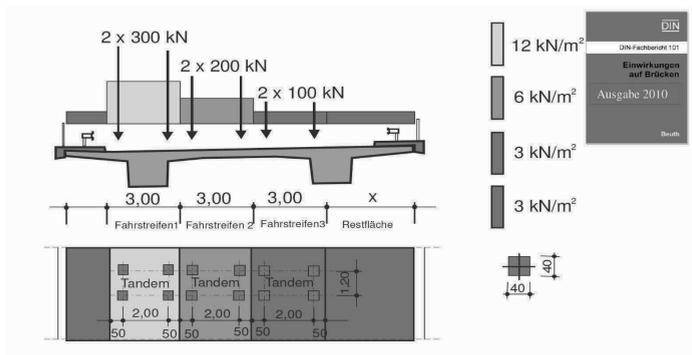


Bild A.1.3: Lastmodell 1 (LMM) für Straßenbrücken nach DIN EN 1991-2/NA

1.3 Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach DIN EN 1992

Für die Bemessung und Konstruktion von Brücken und anderen Verkehrsbauten aus Beton sind folgende Eurocode 2-Dokumente anzuwenden (siehe ARS 22/2012), die im DIN-Handbuch Betonbrücken anwenderfreundlich zusammengefügt wurden:

- DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung
- DIN EN 1992-2:2010-12, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Deutsche Fassung
- DIN EN 1992-2/NA:2013-04, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln

Um der Baupraxis die Anwendung der Eurocodes für Brücken mit den zugehörigen Nationalen Anhängen und den Berichtigungen zu erleichtern, wurde im Koordinierungsausschuss Brückenbau im DIN der Beschluss gefasst, alle für den Brückenbau relevanten Regelungen in den entsprechenden Teilen der Eurocodes in „DIN-Handbüchern“ zusammenzufassen. Auf Initiative des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) wurden die Handbücher für Beton-, Stahl- und Verbundbrücken im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) im Rahmen eines Forschungsauftrages erarbeitet und durch einen von der BASt eingesetzten Betreuungsausschuss begleitet sowie durch die jeweiligen Spiegelausschüsse des DIN verabschiedet. Mit den Handbüchern wird das Ziel verfolgt, die Vielzahl der bei der Bemessung auf der Grundlage der Eurocodes zu beachtenden Dokumente und Regeln in einem im Zusammenhang lesbaren Dokument für die Praxis anwenderfreundlicher zusammenzufassen. Für Betonbrücken und andere Verkehrsbauten aus Beton ist dieses Handbuch als autorisierte Fassung „DIN-Handbuch Betonbau, Band 2: Brücken“ erhältlich. Es ist für den täglichen Umgang mit dem Normenwerk für Betonbrücken praktisch unverzichtbar.

Zu beachten ist, dass der Nationale Anhang DIN EN 1992-1-1/NA explizit nicht für die Anwendung im Brückenbau eingeführt ist, weil er für den Anwendungsschwerpunkt des allgemeinen Hochbaus ausgerichtet ist. Dennoch haben die jeweiligen Normungsausschüsse für DIN EN 1992-1-1/NA und DIN EN 1992-2/NA intensiv das gemeinsame Ziel verfolgt, die Bemessungsformate weitestgehend identisch für Hochbau und Brückenbau zu formulieren, damit die Anwendung erleichtert wird.

Für diesen Ansatz haben sich jedoch Grenzen gezeigt. Einerseits werden die zu diesem Zweck entwickelten, universell anwendbaren Bemessungsformate häufig komplex im Aufbau und entsprechend aufwändig in der Handhabung. Initiativen der Interessenvertretungen der Anwender fordern daher inzwischen, die Bemessungsformate speziell für die Anwendung im Hochbau wieder auf das notwendige Maß zu reduzieren, von den für Brücken notwendigen zusätzlichen Anforderungen zu entkoppeln und die Anwendungssicherheit (Ease of Use) dadurch zu erhöhen. Andererseits bleiben stets spezifische Regeln für Brücken übrig, die sich naturgemäß aufgrund der unterschiedlichen Rahmenbedingungen von Hochbau und Brückenbau ergeben müssen. Die Hauptursachen für spezielle oder komplexere Regeln des Brückenbaus sind:

- längere planmäßige Nutzungszeit,
- anspruchsvolle Umweltbedingungen und Tausalzeinfluss,
- höchste Qualitätsanforderungen an die Gebrauchstauglichkeit (z. B. Rissbreitenbeschränkung $w_{cal} = 0,2 \text{ mm}$),
- starker Einfluss dynamischer Einwirkungen (Schwerverkehr),

A Brückenbau nach Eurocode 2

- starker Einfluss von Zwangsschnittgrößen und Eigenspannungen (Temperatur, Kriechen, Schwinden, Relaxation, Setzungen, Abfließen der Hydratationswärme),
- signifikant größere Bauteildimensionen (dicke Bauteile) und
- spezielle Bauverfahren und Konstruktionsdetails von Brücken.

Deswegen sind für die Bemessung und Konstruktion von Brücken in nachfolgenden Bereichen spezielle Regeln notwendig:

- höhere Anforderungen an den Beton,
- genauere Berücksichtigung und Berechnung von Zwangsschnittgrößen,
- höhere Anforderungen an die Betondeckung,
- Robustheitsbewehrung und Nachweis des Ankündigungsverhaltens,
- Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung,
- Bemessung der Verbundfuge für Ort betonplatten auf Fertigteilen,
- aufwändigere Bemessung für Torsion,
- Ermüdungsnachweise für Einwirkungen infolge Verkehrs,
- differenzierte Regeln für den Grenzzustand der Dekompression (Rissvermeidung),
- Rissbreitenbeschränkung für dicke Bauteile,
- brückenspezifische Konstruktionsregeln für größere Bauteilabmessungen,
- Externe Vorspannung und interne Vorspannung ohne Verbund und
- Anprallbemessung.

In diesem Beitrag sollen insbesondere die zugehörigen, spezifischen Bemessungsformate und Konstruktionsregeln für Brücken dargestellt und die Hintergründe erläutert werden.

Vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) ist vorgesehen, dass das o. g. ARS Nr. 22/2012 im Laufe des Jahres 2020 aktualisiert und ersetzt werden soll. Es sollen einige Regelwerksanpassungen und technische Innovationen für die Anwendung eingeführt werden. Der zum Redaktionsschluss dieses Beitrages bekannte Beratungsstand für Brücken und andere Verkehrsbauten aus Beton wird im Kapitel 4 „Ausblick“ dieses Beitrages dargestellt.

2 Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach Eurocode 2

2.1 Allgemeines

2.1.1 Anwendungsbereich

DIN EN 1992-2 gilt in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2/NA, zusammengefasst im DIN-Handbuch „Betonbrücken“, für Tragwerke bzw. Bauteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton in Ortbeton- und Fertigteilbauweise. Geregelt ist die Vorspannung mit Spanngliedern im sofortigen, im nachträglichen oder ohne Verbund, wobei Letztere extern oder intern angeordnet werden können. Die Vorspannkraft ergibt sich i.d.R. aus dem Nachweis der Dekompression oder der Einhaltung zulässiger Betonrandzugspannungen unter definierten Einwirkungskombinationen.

2.1.2 Normative Verweisungen

Für die Eigenschaften und die Verwendung von Betonstahl gelten in Deutschland die Normenreihe DIN 488 bzw. Zulassungen, bis zur bauaufsichtlichen Einführung einer neuen harmonisierten Produktnorm DIN EN 10080 für Deutschland.

Für die Eigenschaften und die Verwendung von Spannstahl gelten in Deutschland weiterhin die entsprechenden Zulassungen, bis DIN EN 10138 bauaufsichtlich eingeführt ist.

Bis zur bauaufsichtlichen Einführung von DIN EN 13670 gilt DIN 1045-3, Ausgabe 2012-3.

2.2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

2.2.1 Anforderungen

Die Erfüllung der grundlegenden Entwurfsanforderungen an die Tragwerke wird nach DIN EN 1992-2 nachgewiesen durch die Einhaltung der

- Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- Regeln für die konstruktive Durchbildung.

Darüber hinaus sind ergänzende Anforderungen an die Dauerhaftigkeit zu beachten.

DIN EN 1992-2 liegt ebenso wie DIN EN 1992-1-1 das Sicherheitskonzept nach DIN EN 1990 zugrunde. Darüber hinaus enthält DIN EN 1992-2 zusätzliche und bauartspezifische Festlegungen zum Sicherheitskonzept. Diese beziehen sich auf die nichtlinearen Berechnungsverfahren, die Nachweise gegen Ermüdung und die Behandlung der Vorspannung. Die Teilsicherheitsbeiwerte und anderen Sicherheitselemente sind insgesamt so festgelegt, dass die Anforderungen für die Zuverlässigkeitsklasse RC2 nach DIN EN 1990 erfüllt sind.

Die festgelegten Sicherheitselemente können je nach Anwendung multiplikativ oder additiv sein. Die Einwirkungen sind nach der Normenreihe DIN EN 1991 zu verwenden, die Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1990 anzusetzen.

2.2.2 Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen

Bei Tragwerken aus Stahlbeton und Spannbeton ist durch die rechnerischen Nachweise für die Grenzzustände zu prüfen, ob das Verhalten des Tragwerks innerhalb der festgelegten Grenzen liegt.

Es wird unterschieden zwischen rechnerischen Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG), mit denen das geforderte Zuverlässigkeitsniveau sichergestellt wird.

Durch die Nachweise in den GZT wird ein ausreichender Sicherheitsabstand gegen Tragwerksversagen realisiert. Dazu gehören die Nachweise gegen Erreichen kritischer Dehnungszustände in den höchstbeanspruchten Querschnitten ggf. unter Berücksichtigung der Einflüsse der Tragwerksverformungen nach Theorie 2. Ordnung, Verlust des globalen Gleichgewichts, Versagen ohne Vorankündigung bei einem Verlust des inneren Tragwiderstands sowie gegen Ermüdung.

Im Einzelnen sind bei Tragwerken aus Stahlbeton und Spannbeton die folgenden Nachweise zu führen:

- GZT für Biegung mit und ohne Normalkraft,
- GZT für Querkraft,
- GZT für Torsion,
- GZT für Durchstanzen,
- GZT beeinflusst durch Tragwerksverformung,
- GZT infolge Materialermüdung.

Das allgemeine Nachweisformat ist wie folgt definiert:

$$E_d \leq R_d$$

Einer definierten Überbelastung (Teilsicherheitsbeiwerte γ_E auf die charakteristischen Werte der Einwirkungen) wird der Tragwiderstand einer lokalen Schwachstelle (Teilsicherheitsbeiwert γ_R auf die charakteristischen Werte der Materialeigenschaften) gegenübergestellt.

Für die Nachweise in den GZG ist das tatsächliche Verhalten der Bauwerke unter den während der Nutzungsdauer zu erwartenden Einwirkungen maßgebend. Durch die Nachweise in den GZG sollen die Anforderungen an das Verhalten der Tragwerke unter den planmäßigen Nutzungsbedingungen erfüllt werden. Der GZG bezeichnet einen Tragwerkszustand, bei dessen Erreichen die vereinbarten Anforderungen gerade noch erfüllt werden.

Während bei den Nachweisen in den GZT die Tragfähigkeit und Sicherheitsanforderungen im Mittelpunkt stehen, besteht das Ziel der Gebrauchstauglichkeitsnachweise darin, Dauerhaftigkeit, Funktion und das Erscheinungsbild des Bauwerks zu gewährleisten.

Die Bemessungskriterien der Gebrauchstauglichkeit beziehen sich auf:

- Grenzzustand der Dekompression,
- Begrenzung der Spannungen,
- Rissbildung bzw. Begrenzung der Rissbreiten,
- Verformungen,
- Schwingungsverhalten bei schlanken Konstruktionen.

Das allg. Nachweisformat ist wie folgt definiert:

$$E_d \leq C_d$$

Dabei ist C_d der Grenzwert einer bestimmten Zustandsgröße im Gebrauchszustand unter einer definierten Einwirkungskombination, wie beispielsweise eine zulässige Rissbreite oder eine zulässige Stahl- oder Betonspannung.

2.2.3 Basisvariablen

Der Abschnitt 2.3 Basisvariablen der DIN EN 1992-2 enthält u. a. Regelungen zur Berücksichtigung von Temperatureinwirkungen, Setzungsunterschieden und der Vorspannwirkung bei den Nachweisen im GZG und GZT. Durch den Nationalen Anhang wurden zusätzliche Regelungen zur Behandlung der

entsprechenden Auswirkungen (Zwangsschnittgrößen) ergänzt. Diese zusätzlichen Regelungen wurden über den Nationalen Anhang aus DIN-Fachbericht 102 (Ausgabe 2009) übernommen.

Die Zwangsschnittgrößen sind direkt proportional von den absoluten Steifigkeiten abhängig. Die ergänzenden Regelungen berücksichtigen den Abbau der Zwangsschnittgrößen infolge Temperatureinwirkungen und Setzungsdifferenzen bei einem Abfall der Steifigkeiten im GZT infolge einer Rissbildung. Dabei sind die Verformungseinwirkungen mit ihren Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen zu berücksichtigen. Werden die Zwangsschnittgrößen auf der Grundlage der Steifigkeiten nach Zustand I berechnet, dürfen sie vereinfachend zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls durch Rissbildung auf ihren 0,6-fachen Wert abgemindert werden.

Erfolgt eine genauere Berechnung mit dem nichtlinearen Verfahren, so sind die Zwangsschnittgrößen infolge Temperatureinwirkungen und unterschiedlichen Stützensenkungen mindestens mit dem 0,4-fachen Wert der entsprechenden Zwangsschnittgrößen nach Zustand I anzusetzen.

Temperatureinwirkungen sind als veränderliche Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,35$ und Setzungsunterschiede als ständige Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{G,set} = 1,0$ zu berücksichtigen.

Dagegen handelt es sich bei dem statisch unbestimmten Anteil der Schnittgrößen aus Vorspannung nicht um eine gewöhnliche Zwangsschnittgröße [König/Maurer – 93], [Maurer/Arnold – 09]. Der statisch unbestimmte Anteil aus der Vorspannung darf daher nicht infolge eines Steifigkeitsabfalls durch Rissbildung abgemindert werden.

Die Regelungen zur Behandlung der Zwangsschnittgrößen nach DIN EN 1992-2 unterscheiden sich von denen nach DIN EN 1991-1-1.

Des Weiteren enthält der Abschnitt 2.3 Aussagen zu den Auswirkungen aus dem zeitabhängigen Verformungsverhalten des Betons. Die Auswirkungen aus dem Kriechen und Schwinden auf die Spannungszustände und Schnittgrößenverteilungen in den Tragwerken sind im Allgemeinen bei den Nachweisen in den GZG und GZT zu berücksichtigen. Beispiele hierzu sind Fertigteilträger mit Ortbetoneingängung, Schnittgrößenumlagerungen bei abschnittsweiser Herstellung oder bei Systemwechseln.

2.2.4 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Abschnitt 2.4 enthält zusätzliche werkstoffbezogene Angaben zu den anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerten.

Werden bei der Bemessung im GZT Zwangsschnittgrößen infolge Schwindens des Betons berücksichtigt, so werden diese als ständige Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{SH} = 1,0$ behandelt.

Bei den Nachweisen im GZT darf im Allgemeinen der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}$ als Bemessungswert angesetzt werden. Da sich bei den Nachweisen im GZT die Vorspannkraft nicht im gleichen Maße wie die γ -fachen Lasteinwirkungen ändert, gilt im Allgemeinen für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_P = \gamma_{P,fav} = \gamma_{P,unfav} = 1,0$.

Eine Ausnahme besteht bei der Ermittlung der Spaltzugbewehrung. Hierbei ist P_{max} zugrunde zu legen und der Teilsicherheitsbeiwert ist mit $\gamma_{P,unfav} = 1,35$ zu berücksichtigen.

Für die Teilsicherheitsbeiwerte der Baustoffe zur Ermittlung des Tragwiderstands gelten die Angaben in DIN EN 1992-2, Tab. 2.1DE, die hier als Tabelle A.2.1 wiedergegeben ist.

Tabelle A.2.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Bemessungssituationen	γ_c für Beton	γ_s für Betonstahl oder Spannstahl
ständig und vorübergehend	1,5	1,15
außergewöhnlich	1,3	1,00
Ermüdung	1,5	1,15

Die allgemeinen Kombinationsregeln für die Nachweise in den GZT und GZG sind im Kapitel 6 der DIN EN 1990 enthalten.

Einwirkungskombinationen zur Bestimmung von E_d im GZT:

- ständige oder vorübergehende Bemessungssituation

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} \text{ "+" } \gamma_P \cdot P \text{ "+" } \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- außergewöhnliche Bemessungssituation

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_d \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

Für den Nachweis der Lagesicherheit, z. B. Abheben von Lagern, gelten die EQU-Bemessungssituationen nach DIN EN 1990.

Einwirkungskombinationen zur Bestimmung von E_d im GZG:

Bei den Nachweisen in den GZG sind alle Teilsicherheitsbeiwerte auf $\gamma_F = 1,0$ zu setzen. Es gelten die folgenden 3 Kombinationen:

- Charakteristische (seltene) Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } Q_{k1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$$

- Häufige Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

- Quasi-ständige Kombination

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} \text{ "+" } P_k \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$$

2.2.5 Versuchsgestützte Bemessung

Die Anwendung der versuchsgestützten Bemessung im Rahmen der Tragwerksplanung bedarf der Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde.

Im Hinblick auf das Sicherheitskonzept sind Kapitel 5 und Anhang D der DIN EN 1990 zu beachten.

2.2.6 Zusätzliche Anforderungen an Gründungen

Wenn die Boden-Bauwerk-Interaktion die Schnittgrößenverteilung beeinflusst, muss sie angemessen berücksichtigt werden, z.B. beim Ansatz der horizontalen Bettung bei einer Pfahlgruppe (Gruppenwirkung) oder bei fugenlosen integralen Bauwerken.

An der Schnittstelle zwischen Bauwerk und Baugrund ist aufgrund der nicht durchgängig kompatiblen Sicherheitskonzepte in Eurocode 2 und Eurocode 7 der normative Anhang G zu berücksichtigen. Die darin enthaltenen Regelungen wurden vom DIN-Fachbericht 102, Ausgabe 2009 übernommen. Für den Bereich der Geotechnik gelten die Normen DIN EN 1997-1, DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054.

2.2.7 Anforderungen an Befestigungsmittel

Befestigungselemente und Ankerschienen müssen allen Einwirkungen und Einflüssen, die während der Ausführung und Verwendung entstehen können, mit angemessener Zuverlässigkeit dauerhaft widerstehen (Grenzzustand der Tragfähigkeit). Sie dürfen sich nicht in unzulässigem Maß verformen (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) und sie müssen für die ihnen zugewiesene Verwendung geeignet bleiben (Dauerhaftigkeit). Bemessung und Ausführung müssen durch qualifiziertes Personal erfolgen.

Befestigungen in Beton, an die bauaufsichtliche Anforderungen gestellt werden, bedürfen grundsätzlich einer allgemeinen bauaufsichtlichen oder einer Europäischen Technischen Zulassung bzw. einer Europäischen Technischen Bewertung. Für das Bauprodukt, das zur Anwendung kommen soll, darf

ggf. seine Europäische Technische Zulassung weiterverwendet werden. Für beide Dokumente wird einheitlich der Begriff Europäische Technische Produktspezifikation verwendet. Letztere legen verbindlich fest, nach welchen Verfahren die Bemessung erfolgen muss.

Während bisher die Bemessungsverfahren in Zulassungen geregelt waren, wird mit Veröffentlichung von DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton im April 2019 erstmals die Bemessung von Befestigungen in Beton in einer Norm geregelt. Letztere fasst die Bemessung verschiedener Befestigungssysteme in einem Dokument zusammen. Die Anwendung erfolgt in Verbindung mit den produktspezifischen Angaben in den entsprechenden Europäischen Technischen Produktspezifikationen. Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 finden sich im DAfStb Heft 615 [DAfStb Heft 615 – 19].

Anforderungen an die Montage sind in DIN EN 1992-4, 4.6 und Anhang F geregelt.

2.2.8 Bautechnische Unterlagen

Die Regeln für das Aufstellen von Bautechnischen Unterlagen waren bis zur Ablösung der DIN-Fachberichte durch die Eurocodes in DIN 1045-3 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung“ enthalten. Diese Norm wurde bei der Umstellung auf die Eurocodes durch DIN EN 13670 in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN 1045-3:2012 ersetzt. In beiden Regelwerken sind die Regeln zu den Bautechnischen Unterlagen aber nicht mehr vorhanden. Daher wurden sie als Nationale Ergänzung in DIN EN 1992-2/NA, NA.2.8 aufgenommen. Darüber hinaus sind bauherrenspezifische Regeln zu beachten. Für Ingenieurbauten an Straßen sind diese in den ZTV-ING enthalten. Für andere Anwendungsbereiche, z. B. Wasserstraßen und Eisenbahnen, sind entsprechende Regeln (z. B. DS 804 und ELTB) zu beachten.

2.3 Baustoffe

Die für die Bemessung benötigten charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften sind in DIN EN 1992-2 Kapitel 3 geregelt. Ebenso die Kenngrößen für die mittleren elastischen und zeitabhängigen Verformungseigenschaften sowie die Spannungs-Dehnungs-Linien für die nichtlinearen Verfahren und die Querschnittsbemessung. Diese Regelungen sind weitgehend identisch mit den entsprechenden Angaben in DIN EN 1992-1-1, so dass auf die entsprechenden Erläuterungen in [DAfStb Heft 600 – 12] und [Fingerloos et al. – 12] verwiesen werden kann. Im Folgenden werden daher im Wesentlichen die zusätzlichen spezifischen Regelungen für Betonbrücken sowie die gegenüber DIN EN 1992-1-1 etwas abweichende Regelung zur Ermittlung der Schwinddehnung des Betons behandelt.

2.3.1 Beton

Festigkeitseigenschaften

Der Geltungsbereich von DIN EN 1992-2 umfasst in erster Linie Stahlbeton- und Spannbetonbrücken unter Verwendung von Normalbeton. Für C_{min} und C_{max} gelten die Angaben in der folgenden Tabelle A.2.2.

Tabelle A.2.2: Betonfestigkeiten C_{min} und C_{max} für ein Alter von 28 Tagen

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

Danach soll für Stahlbetonbauteile der Beton mindestens der Festigkeitsklasse C20/25 und für Spannbetonbauteile der Festigkeitsklasse C30/37 entsprechen.

Für die sogenannten hochfesten Betone oberhalb der Festigkeitsklasse C50/60 ist nach wie vor eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Die hochfesten Betone bedürfen eines erhöhten Aufwands im Rahmen der Qualitätssicherung, um die angestrebten Festigkeiten auf der Baustelle zielsicher zu erreichen. Diese Betone reagieren auf Schwankungen bei den Ausgangsstoffen und in der Zusammensetzung wesentlich empfindlicher als die normalfesten Betone. Daher werden sie in DIN EN 1992-2/NA nicht allgemein zur Anwendung freigegeben.

Der Eurocode 2 enthält auch Regelungen für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton. Letzterer darf im Geltungsbereich von DIN EN 1992-2 jedoch ebenfalls nur mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde angewendet werden.

Zusätzlich zu beachten sind die Vorgaben der ZTV-ING, Teil 3 Massivbau, Abschnitt 1 – Beton. Für die Qualitätssicherung bei der Bauausführung ist in aller Regel die Überwachungsklasse 2 zugrunde zu legen.

Als Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung ist in DIN EN 1992-2 lediglich das Parabel-Rechteck-Diagramm dargestellt (Bild A.2.1). Die vereinfachte bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie sowie der stark idealisierte Spannungsblock dürfen nach wie vor auch verwendet werden, sind in DIN EN 1992-2 jedoch nicht mehr dargestellt, da sie im Hinblick auf die weit verbreitete Anwendung von Bemessungssoftware stark an Bedeutung verloren haben. Im Bedarfsfall sind die notwendigen Angaben in DIN EN 1992-1-1 zu finden.

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} ergibt sich zu

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Neu gegenüber DIN-Fachbericht 102 ist, dass auch ein Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} definiert ist.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$$

Dabei ist

- $\gamma_c = 1,5$ der Teilsicherheitsbeiwert für Beton nach DIN EN 1992-2, 2.4.2.4
- $\alpha_{cc} = 0,85$ Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerstanddruckfestigkeit und ungünstiger Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung
- $\alpha_{ct} = 0,85$ Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerstandzugfestigkeit und ungünstiger Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung

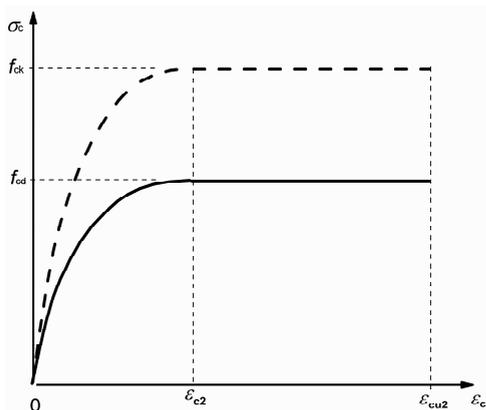


Bild A.2.1: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck

Ebenfalls neu gegenüber DIN-Fachbericht 102 ist, dass der Festigkeitsanstieg des Betons unter einer mehraxialen Druckbeanspruchung nach DIN EN 1992-2, 3.1.9 rechnerisch berücksichtigt werden darf. Dabei dürfen neben den erhöhten charakteristischen Festigkeiten auch erhöhte Grenzwerte für die Dehnungen in Ansatz gebracht werden.

Grundlage ist ein räumlicher Druckspannungszustand mit der Hauptdruckbeanspruchung $\sigma_1 = f_{ck,c}$ und den betragsmäßig kleineren Druckspannungen $\sigma_2 = \sigma_3$ infolge einer Querdehnungsbehinderung. Die Behinderung der Querdehnung kann dabei auch durch die Umschnürungswirkung durch geschlossene Bügel erzeugt werden.

Mehraxiale Druckspannungszustände treten beispielsweise in Bereichen mit örtlich konzentrierten Lasteinleitungen auf.

Verformungseigenschaften

DIN EN 1992-2 enthält Richtwerte für den Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} als Sekantenwert zwischen $\sigma_c = 0$ und $0,4 \cdot f_{cm}$. In diesem Bereich verhält sich der Beton annähernd linear. Allerdings kann der tatsächliche E-Modul um bis zu 30 % von den angegebenen Richtwerten, die als Mittelwerte für Betone mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen gelten, abweichen. Neben der Zementsteinqualität und -menge, vom Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung wird der E-Modul vor allem von der Art der Gesteinskörnung beeinflusst, da die verschiedenen Gesteinsarten unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen. Daher kann der tatsächliche E-Modul je nach verwendeter Gesteinskörnung um bis zu 20 % größer oder bis zu 30 % kleiner als die Normwerte ausfallen. Daher sollte der E-Modul in besonderen Fällen, wenn er einen wesentlichen Einfluss auf das Verhalten des Tragwerks hat, im Rahmen einer Erstprüfung für den vorgesehenen Beton aus örtlichen Gesteinskörnungen bestimmt werden (Beispiel: Überhöhungsberechnung beim Freivorbau).

Die Richtwerte für den E-Modul von Beton aus quarzithaltigen Gesteinskörnungen werden wie folgt bestimmt.

$$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$$

Hiermit ergeben sich gegenüber DIN-Fachbericht 102 höhere E-Moduln (Bild A.2.2). Diese Werte wurden jedoch im aktuellen Eurocode 2 auf europäischer Ebene als geeignet angesehen. Damit errechnen sich größere Steifigkeiten, die sich bei Verformungsberechnungen günstig, bei Zwangsschnittgrößen jedoch ungünstig auswirken.

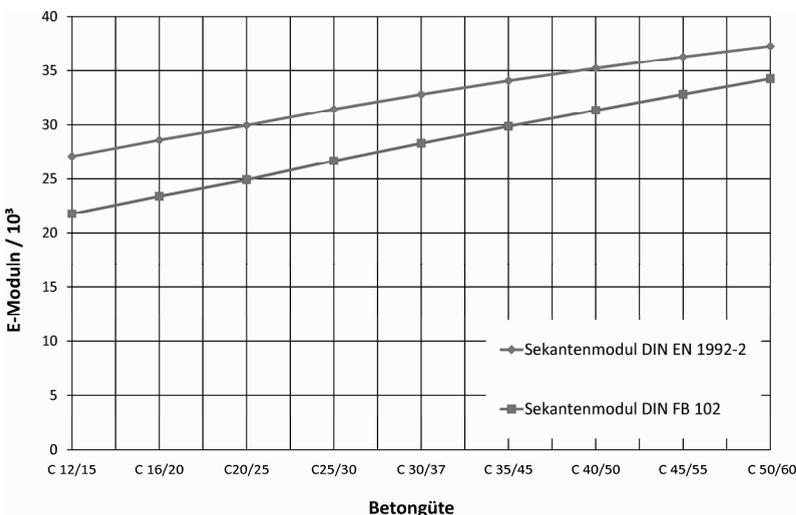


Bild A.2.2: Vergleich der E-Moduln nach DIN-FB 102 und DIN EN 1992-2 [DAfStb Heft 600 – 12]

Die Kriechzahlen nach DIN EN 1992-2 sind für die Betonfestigkeitsklassen < C30/35 geringfügig kleiner als nach DIN-Fachbericht 102, bei den höheren Festigkeitsklassen ergeben sich keine Unterschiede.

Dagegen ergeben sich auf der Grundlage der europäischen Normung nach DIN EN 1992-1-1 deutlich kleinere Schwinddehnungen als nach DIN-Fachbericht 102 (Bild A.2.3). Allerdings wurde in DIN EN 1992-2, Anhang B, ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor für die Schwinddehnung zur Abschätzung der Unsicherheiten bei einer Betrachtung über sehr lange Zeiträume berücksichtigt. Dadurch ergeben sich gegenüber DIN EN 1992-1-1 größere Schwinddehnungen, die aber immer noch unterhalb der Werte nach DIN-Fachbericht 102 liegen.

Die Festlegung für die Schwinddehnung erfolgte gegenüber dem Hochbau bewusst konservativer, da den Schwinddehnungen im Brückenbau beispielsweise bei den Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen, bei den Spannkraftverlusten oder bei den Zwangsschnittgrößen von integralen Bauwerken eine maßgebliche und auch sicherheitsrelevante Bedeutung zukommen kann.

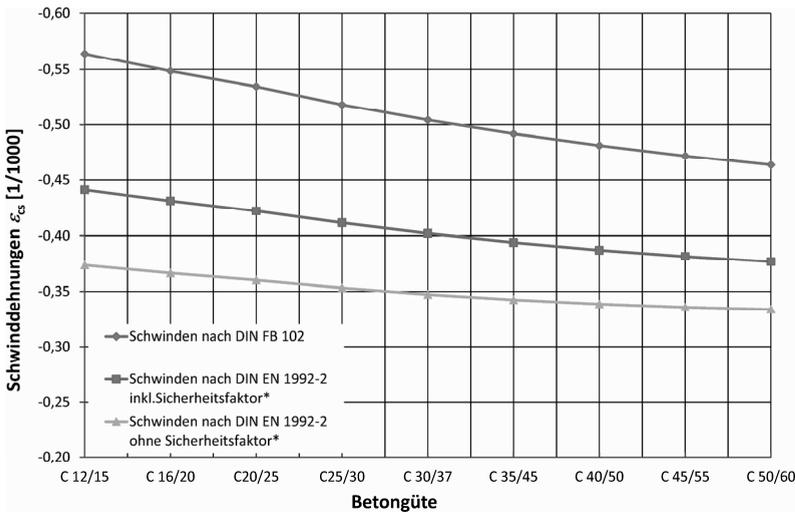


Bild A.2.3: Vergleich der Schwinddehnungen nach DIN-FB 102 und DIN EN 1992-2

2.3.2 Betonstahl

Im Geltungsbereich der DIN EN 1992-2 ist ausschließlich gerippter Betonstabstahl bzw. Betonstabstahl vom Ring nach den Normen der Reihe DIN 488 oder nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) zu verwenden. Betonstabstahl wird nach DIN 488-2 aus der Sorte B500B hergestellt. Für Brücken sind nur die Duktilitätsklassen B und C zu verwenden.

In DIN 488-1:2009-08 und DIN EN 1992-2 wird hochduktiler Stahl (B) mit B500B statt BSt500(B) in DIN-Fachbericht 102 bezeichnet. Weiterhin umfassen die Regelungen in der Normenreihe DIN 488 den Durchmesserbereich bis einschließlich 40 mm. Dies machte in DIN EN 1992-2 zusätzliche Bemessungs- und Konstruktionsregeln für große Stabdurchmesser erforderlich, die bisher in den abZ enthalten waren. Daher können diese künftig ohne abZ als genormte Betonstähle verwendet werden. Allerdings bedarf die Verwendung von $d > 32$ mm der Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde. Für $d > 40$ mm sind auch künftig abZ erforderlich.

Für spezielle Anwendungen, z. B. für Bauwerke in Erdbebengebieten, sind neben den Stählen der Duktilitätsklassen A und B noch Stähle mit sehr hoher Duktilität der Klasse C verfügbar, für die in Deutschland jedoch eine abZ erforderlich ist.

Bei Brücken wirken sich die Schweißpunkte der Betonstahlmatten sehr ungünstig und stark mindernd auf die Ermüdungsfestigkeit aus. Überdies weisen Betonstahlmatten gegenüber einer Bewehrung aus Betonstabstahl nur beschränkte Querschnittsflächen a_s auf. Daher enthält DIN EN 1992-2 ebenso wie

DIN-Fachbericht 102 keine Regelungen für Betonstahlmatten. Für Sonderfälle können diese DIN EN 1991-1-1 entnommen werden.

Bei Brücken darf auch Betonstabstahl i. Allg. nicht geschweißt werden, wenn Ermüdung maßgebend ist, da die Ermüdungsfestigkeit durch Schweißverbindungen signifikant vermindert wird. Es handelt sich hierbei um eine Regelung, um für die Bauwerke konstruktiv einen hohen Ermüdungswiderstand sicherzustellen.

Die Bemessungs- und Konstruktionsregeln in DIN EN 1992-2 gelten für Betonstahl mit einem charakteristischen Wert der Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

Die anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls für die nichtlinearen Verfahren und die Querschnittsbemessung stimmen mit DIN EN 1992-1-1 überein, so dass hierzu auf die Erläuterungen in [DAfStb Heft 600 – 12] und [Fingerloos et al. – 12] verwiesen werden kann.

2.3.3 Spannstahl

Mit der Fertigstellung und bauaufsichtlichen Einführung der Spannstahlnorm DIN EN 10138 ist auf absehbare Zeit nicht zu rechnen. Daher gelten weiterhin für Spannstähle die Festlegungen der jeweiligen „allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung/allgemeine Bauartgenehmigung“ (abZ/abG, zur Erläuterung siehe nachfolgenden Abschnitt 2.3.4), denen die charakteristischen Werte $f_{p0,1k}$, f_{pk} und ϵ_{uk} zu entnehmen sind. Zusätzlich ist zu beachten, dass für Brücken und andere Verkehrsbauten nur Spannstahl der Ermüdungsklasse 1 (hohe Ermüdungsfestigkeit) zu verwenden ist, was durch entsprechende Bauherrenvorgaben bauvertraglich wirksam vereinbart (z. B. ARS 2/2012, Hinweise zur Anwendung des Eurocode 2-2 (10)) und durch Vorlage der abZ/abG des Spannstahls bei der Bauüberwachung nachzuweisen ist.

Im Hinblick auf die übereinstimmenden Spannungs-Dehnungs-Linien wird auf die entsprechenden Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 in [DAfStb Heft 600 – 12] und [Fingerloos et al. – 12] verwiesen.

2.3.4 Komponenten von Spannsystemen

Der Eurocode 2 (EC 2) enthält nur einige allgemeine Grundregeln für Spannverfahren. Für die sehr verschiedenartigen Spannglieder, die am Markt verfügbar sind, sind deswegen unbedingt ihre spezifischen Zulassungen zu beachten. Dort werden wichtige Regeln und Details für die konstruktive Durchbildung, Bemessung und Ausführung angegeben.

Für die Verwendung von Spannverfahren und ihre konstruktive Durchbildung ist stets entweder eine „allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)“ des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBT (Geltungsbereich Deutschland) zugrunde zu legen oder alternativ die Kombination aus Europäisch Technische Zulassung (ETA) plus zugehöriger DIBt-Anwendungszulassung (vgl. DIBt-Mitteilungen Heft 4, 2006 und zugehörige Festlegung in ZTV-ING „Hinweise zu den ZTV-ING, Teil 3 – Abschnitt 2“). Zusätzlich sind immer auch die Spannstahlzulassungen zu berücksichtigen, insbesondere hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit. Dabei ist zu beachten, dass für Brücken und andere Verkehrsbauten nur Spannstahl der Ermüdungsklasse 1 einzusetzen ist (siehe ARS 22/2012, Hinweise zur Anwendung des Eurocode 2-2 (10)). Dies sollte auch in den Ausführungsunterlagen angegeben werden.

Maßgebend für die Zulassung von Spannverfahren ist die europäische Zulassungsleitlinie für Spannverfahren ETAG 013 der Europäischen Organisation für Technische Zulassungen (EOTA), die seit September 2016 abgelöst wurde durch das etwa inhaltsgleiche EAD 160004-00-0301 (häufig vereinfacht bezeichnet mit „EAD 16“). In diesen Zulassungsleitlinien werden u. a. die notwendigen Prüfungen vorgegeben, die ein Spannverfahren bestehen muss, um zugelassen zu werden. Durch die Umsetzung der neuen Musterbauordnung (MBO) und der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) in den Bundesländern kommt es zu geänderten Bezeichnungen bei den Zulassungsdokumenten. So werden die vom DIBt erteilten Zulassungen für den Geltungsbereich Deutschland zukünftig als „allgemeine bauaufsichtliche Zulassung/allgemeine Bauartgenehmigung (abZ/abG)“ bezeichnet. Die alternativ verwendbare Kombination aus ETA plus DIBt-Anwendungszulassung wird als „Europäische Technische Bewertung (ETA)“ plus „allgemeine Bauartgenehmigung (abG)“ bezeichnet.

2.4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

2.4.1 Allgemeines

Brücken und andere Verkehrsbauten sind sehr hoch beanspruchte Bauwerke, die für eine funktionierende Verkehrsinfrastruktur von höchster Bedeutung sind. Dementsprechend ist es notwendig, bei diesen Tragwerken eine außergewöhnlich hohe Dauerhaftigkeit zu erzielen.

Für Betonbrücken und andere Verkehrsbauten aus Beton sind dabei zunächst die besonders hohen Qualitätsanforderungen im „DIN-Handbuch Betonbrücken“ (bzw. DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-2 und DIN EN 1992-2/NA) für die Festlegung der Größe der Betondeckung, die statische Berechnung, die Bemessung und die konstruktive Durchbildung von zentraler Bedeutung. Zusätzlich sind zur Erzielung einer bestmöglichen Dauerhaftigkeit aber auch die Regeln für Qualitätsanforderungen an die zu verwendenden Baustoffe und die Regeln für eine hochwertige Ausführungsqualität auf den Baustellen sehr entscheidend.

Die Anforderungen an den Beton sind im „DIN-Fachbericht Beton“ (Zusammenfassung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2) geregelt. Konkretisierungen dazu sind in den bauherrenspezifischen Regelwerken enthalten, z. B. in den ZTV-ING, Teil 3 Massivbau, Abschnitt 1 „Beton“ für Verkehrsbauten an Straßen. Auf Grundlage der langjährigen Erfahrungswerte mit Beton für Verkehrsbauten werden dort die Anforderungen u. a. in Abhängigkeit von den maßgebenden Expositionsklassen bauvertraglich bindend vorgegeben. Die Anforderungen an die Bauausführung enthält DIN EN 13670 mit Ergänzungen durch DIN 1045-3. Zusätzlich sind bauherrenspezifische Regeln zu beachten. Diese sind für Bauwerke an Straßen in ZTV-ING, Teil 3 Massivbau 3, Abschnitt 2 „Bauausführung“ dargestellt.

2.4.2 Umgebungsbedingungen

Die Umgebungsbedingungen sind allgemein durch chemische und physikalische Einflüsse gekennzeichnet, denen ein Tragwerk als Ganzes, einzelne Bauteile, der Spann- und Betonstahl sowie der Beton selbst ausgesetzt sind und die bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht direkt berücksichtigt werden. Da die Klimabedingungen in Europa sehr unterschiedlich sind, sieht DIN EN 1992-2 folglich vor, dass die Klassifizierung der Umgebungsbedingungen national festgelegt werden kann. Für allgemeine Fälle ist dies in DIN EN 1992-2/NA durch Tabelle 4.1DE geschehen, wo die verschiedenen Expositionsklassen mit einer allgemeinen Beschreibung des Korrosions- oder Angriffsrisikos und konkreten Beispielen für die Zuordnung erläutert werden.

Für Verkehrsbauten ist die Anwendung dieser Tabelle jedoch in aller Regel nicht maßgebend, da die Bauherren aufgrund langjähriger Erfahrungswerte bestimmte Expositionsklassen für die jeweiligen Bauteile ihrer Bauwerke bauvertraglich bindend und konkret vorgeben (siehe Abschnitt 2.4.1). Grundlage dafür sind die Erfahrungen mit den zahlreichen Bauwerken im Bestand hinsichtlich der Betonqualität, Bauausführungsqualität und den Rückmeldungen der Bauüberwachung und Bauwerksprüfung.

Die Möglichkeit von durch Taumittel (Chloride) indizierter Bewehrungskorrosion ist bei Straßenbrücken vorsorglich stets anzunehmen. Die Parameter x und y im NDP zu 4.2 (106) sind daher für Straßenbrücken mit $x \equiv y \equiv \infty$ anzunehmen (siehe NDP zu 4.2 (106)). Bei Eisenbahnbrücken ist diese Gefährdung begrenzt auf den Kreuzungsbereich mit Straßen, da Eisenbahnbrücken ansonsten nicht mit Taumittel beaufschlagt werden. Daher wird der zu berücksichtigende Bereich von Taumittleinwirkung bei Eisenbahnbrücken auf 10 m seitlich und 10 m über einer Straßenfahrbahn ($x \equiv y \equiv 10$ m) beschränkt.

2.4.3 Nachweisverfahren

2.4.3.1 Betondeckung

Die Betondeckung hat im Wesentlichen drei Aufgaben zu erfüllen:

- Sicherstellung des Verbundes zwischen Beton und Stahl,
- Schutz der Stahleinlagen vor Korrosion,
- Schutz der Stahleinlagen gegen Brandeinwirkung.

Aus den im Abschnitt 2.4.2 genannten Gründen ist das in DIN EN 1992-1-1 enthaltene allgemeine Bestimmungsverfahren für eine dauerhafte Betondeckung bei Verkehrsbauten in der Regel nicht anzuwenden. Stattdessen sind die Größen der Betondeckung gemäß Tabelle A.2.4 zu verwenden. Die dort genannten Werte konnten unverändert vom DIN-Fachbericht 102 übernommen werden, da sich diese Festlegungen seit Jahren gut bewährt hatten. Es wird darauf hingewiesen, dass die entsprechenden Regeln für den Hochbau in DIN EN 1992-1-1/NA für Verkehrsbauten häufig nicht ausreichende Ergebnisse liefern, da sie an einem anderen Anforderungsniveau – insbesondere kürzere Nutzungszeiträume – und an anderen Baustellenbedingungen ausgerichtet sind.

Zusätzlich sind Werte für die Mindestbetondeckung zur Sicherstellung des Verbundes in Tabelle A.2.5 zu berücksichtigen, sowie für Spannglieder die Werte der Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$ aus Dauerhaftigkeitsanforderungen. Da Spannglieder stets innerhalb der Oberflächenbewehrung anzuordnen sind, ist ihre Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$ von 50 mm in aller Regel gewährleistet. Für Spannglieder unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte oder der Deckplatte von Fußgängerbrücken gelten wegen der Tausalzgefahr und zum Schutz bei Instandsetzungsarbeiten an der Abdichtung (Fräsarbeiten) verschärfte Anforderungen. Dort muss das Mindestmaß der Betondeckung der Hüllrohre bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund bzw. der Spannglieder bei Vorspannung mit sofortigem Verbund von 100 mm bei Längsspanngliedern und 80 mm bei Querspanngliedern eingehalten werden.

Für die übrigen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Spanngliedern (z.B. Korrosionsschutz bei externen Spanngliedern) ist die jeweilige bauaufsichtliche Zulassung (abZ/abG) bzw. Europäisch technische Zulassung (ETA) plus zugehöriger abG des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) für das Spannverfahren zu beachten.

Tabelle A.2.4: Mindestmaß und Nennmaß der Betondeckung von Betonstahl für Brücken und andere Ingenieurbauwerke an Verkehrswegen (DIN-Handbuch Betonbrücken, Tabelle 4.3.1DE)

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

Tabelle A.2.5: Mindestbetondeckung $c_{min,b}$, Anforderungen zur Sicherstellung des Verbundes (DIN-Handbuch Betonbrücken, Tabelle 4.2)

Verbundbedingung	
Art der Bewehrung	Mindestbetondeckung $c_{min,b}$ ¹⁾
Betonstabstahl	Stabdurchmesser ϕ
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser ϕ_n (s. 8.9.1)
Hüllrohre von Spanngliedern; Spannglieder im nachträglichen Verbund:	
- runde Hüllrohre:	$\phi_{duct} \leq 80 \text{ mm}$
- rechteckige Hüllrohre: $a \cdot b$ (mit $a \leq b$):	$\max\{a; b/2\} \leq 80 \text{ mm}$
Spannglieder im sofortigen Verbund bei Ansatz der Verbundspannungen nach 8.10.2.2:	
- Litzen, profilierte Drähte:	$c_{min,b} = 2,5\phi$
¹⁾ Ist der Nenndurchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung größer als 32 mm, ist in der Regel $c_{min,b}$ um 5 mm zu erhöhen.	

Für Fälle, in denen Ortbeton gegen existierende Betonflächen (z. B. Fertigteile mit Ortbetonergänzung) eingebaut wird, dürfen die Anforderungen an die Mindestbetondeckung zwischen Bewehrung und Kontaktfläche geändert werden. Dabei sind jedoch die besonderen Regeln in DIN EN 1992-2, NDP zu 4.4.1.20 (109), insbesondere für die Arbeitsfugenvorbereitung (Rauigkeit, Vornässen), zu beachten.

2.5 Ermittlung der Schnittgrößen

2.5.1 Allgemeines

Wesentliche Voraussetzung für die zutreffende Erfassung des Tragverhaltens und der Schnittgrößen ist zunächst eine realitätsnahe Modellierung des Tragsystems. Die Bemessung der Querschnitte, die durch die Schnittgrößen infolge der maßgebenden Einwirkungen beansprucht werden, erfolgt in der Regel in den B-Bereichen auf Schnittgrößenebene, in den D-Bereichen mit Stabwerkmodellen.

Die Schnittgrößen lassen sich nach der Art der Einwirkung zweckmäßig unterteilen in Schnittgrößen aus Lasten, aus Vorspannung und aus Zwängungen. Die Schnittgrößen aus Lasten, Vorspannung und Zwängungen werden von einem Abfall der Steifigkeiten durch Rissbildung oder plastische Verformungen in hoch beanspruchten Bereichen (Fließgelenke) unterschiedlich beeinflusst [Maurer/Arnold – 09]. Die Schnittgrößen aus Lasten sind zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts erforderlich. Dagegen sind Zwangsschnittgrößen nicht zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts, sondern lediglich zur Erfüllung der Verträglichkeitsbedingungen erforderlich. Sie sind direkt proportional zur absoluten Systemsteifigkeit.

Die statisch unbestimmten Schnittgrößenanteile aus Vorspannung werden im Gegensatz zu den üblichen Zwangsschnittgrößen auch bei einem Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung nicht abgebaut, wie u.a. in [Maurer/Arnold – 09] gezeigt wurde.

So dürfen nach DIN EN 1992-2 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) die Lastschnittgrößen im Rahmen der nachgewiesenen Rotationsfähigkeit der idealisierten Fließgelenke umgelagert und die Zwangsschnittgrößen abgemindert werden. Die statisch unbestimmten Schnittgrößenanteile aus Vorspannung dürfen allerdings nicht abgemindert werden.

Unabhängig vom gewählten Verfahren, müssen bei der Schnittgrößenermittlung grundsätzlich immer die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt werden.

Hat die Bauwerk-Baugrund-Interaktion einen nennenswerten Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung im Tragwerk, so müssen die Bodeneigenschaften und die Wechselwirkung nach DIN EN 1997-1 berücksichtigt werden.

In den Eurocodes werden die Schnittgrößen auch als Auswirkungen der Einwirkungen bezeichnet. Als Bezeichnung für eine Auswirkung wird das Formelzeichen „ E “ (effect of actions) verwendet.

2.5.2 Imperfektionen

In Tragwerken treten strukturelle und geometrische Imperfektionen auf, die durch geometrische Ersatzimperfektionen berücksichtigt werden.

Strukturelle Imperfektionen sind im Wesentlichen Ungleichmäßigkeiten der Baustoffeigenschaften, rechnerisch nicht berücksichtigte Spannungumlagerungen im Querschnitt infolge Kriechens und Schwindens des Betons und nichtlinear verteilte Eigenspannungen des Betons.

Geometrische Imperfektionen entstehen durch unvermeidbare Ungenauigkeiten bei der Bauausführung, beispielsweise in Form einer Lotabweichung planmäßig vertikaler Bauteile.

Im Gegensatz zu DIN EN 1992-1-1 enthält DIN EN 1992-2 keine Angaben zum Ansatz der Imperfektionen am räumlichen Gesamttragwerk für die Verhältnisse bei Brücken. Hier sind im Einzelfall, beispielsweise bei rahmenartigen Tragwerken mit schlanken hohen Pfeilern, objektbezogene sinnvolle Festlegungen zu treffen.

Die Regelungen in DIN EN 1992-2 beziehen sich auf Nachweise am Einzeldruckglied. Die Imperfektionen dürfen durch eine Neigung θ_i berücksichtigt werden. Die Neigung θ_i ist wie folgt zu ermitteln:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h$$

Für den Grundwert gilt:
$$\theta_0 = \frac{1}{200}$$

Der Abminderungsfaktor für die Höhe wird durch den NA zu $\alpha_h = 1,0$ festgelegt. Eine Abminderung der Winkelabweichung von der Sollachse mit zunehmender Bauteilhöhe wird also entsprechend dem Erfahrungsbereich der DIN 1075 im Gegensatz zum Hochbau nicht berücksichtigt.

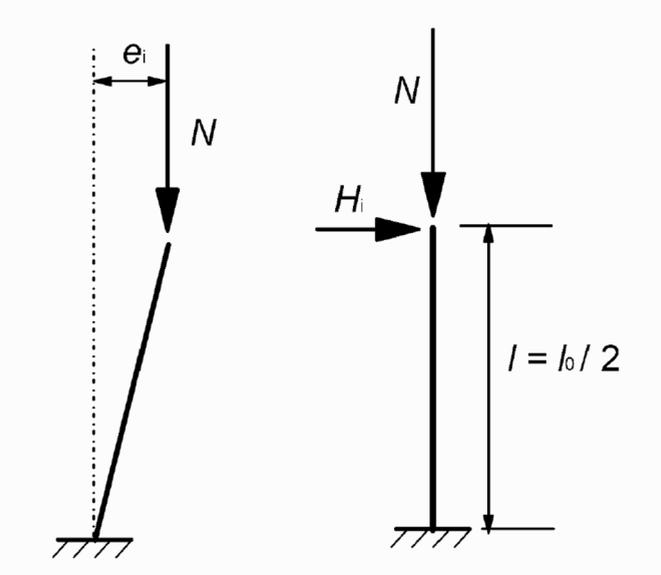
Zusätzlich ist durch Kontrollmessungen während der Bauausführung sicherzustellen, dass die Summe der vorhandenen Bauungenauigkeiten einschl. der Lagerversetzfehler (geometrische Imperfektionen) nicht größer als $l/600$ ist.

Bei Einzeldruckgliedern dürfen die Auswirkungen der Imperfektionen mit einer Lastausmitte e_i berücksichtigt werden (Horizontalkraft $H_i = \theta_i \cdot N$).

$$e_i = \theta_i \cdot l_0/2$$

Alternativ darf eine horizontale Ersatzkraft $H_i = \theta_i \cdot N$ angesetzt werden.

Zusätzlich ist beim Stabilitätsnachweis nach Theorie II. Ordnung für schlanke hohe Pfeiler ein linearer Temperaturunterschied über den Querschnitt der Pfeiler – ersatzweise als Anfangsimperfektion – zu berücksichtigen.



Lastausmitte $e_i = \theta_i \cdot l_0 / 2$

Horizontalkraft $H_i = \theta_i \cdot N$

Bild A.2.4: Berücksichtigung geometrischer Imperfektionen, Einzelstütze mit ausmittiger Normalkraft oder alternativ seitlich angreifender Kraft.

2.5.3 Idealisierungen und Vereinfachungen

Unter dem Abschnitt „Tragwerksmodelle für statische Berechnungen“ ist die Regelung zum Einfluss der Profilverformung bzw. Faltwerkwirkung bei Hohlkastenbrücken gemäß DIN 1075, 5.3 als NCI zu finden. Da hierzu keine neueren Untersuchungen vorliegen, wurde die bekannte Regelung, die auch bereits in den DIN-Fachbericht 102 übernommen worden war, beibehalten.

NCI zu 5.3.1 (NA.108):

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

Dabei ist:

b mittlere Kastenbreite (Außenmaß)

h mittlere Kastenhöhe (Außenmaß)

l_{eff} Abstand zwischen den Stützquerträgern

l_a Abstand der Schotte bzw. Querträger in den Auflagerachsen (hier anzusetzen mit $l_a = l_{\text{eff}}$)

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

Die Querbiegung, auch infolge Profilverformung, muss immer nachgewiesen werden.

Die Regelungen zu den geometrischen Angaben der mitwirkenden Plattenbreite und der effektiven Stützweiten stimmen mit denen in DIN EN 1992-1-1 überein, so dass auf die entsprechenden Erläuterungen hierzu verwiesen werden kann.

Stützmomente durchlaufender Balken oder Platten über frei drehbaren Auflagern dürfen bei Brücken über die Länge t wie folgt ausgerundet werden (Bild A.2.5).

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 \quad (\text{noch zu klären im NA Betonbrücken})$$

Dabei ist

$F_{Ed,sup}$ der Bemessungswert der Auflagerreaktion

t am unteren Querschnittsrand entsprechend der Lagerbreite b , am oberen Querschnittsrand entsprechend Bild 2.5 anzusetzen

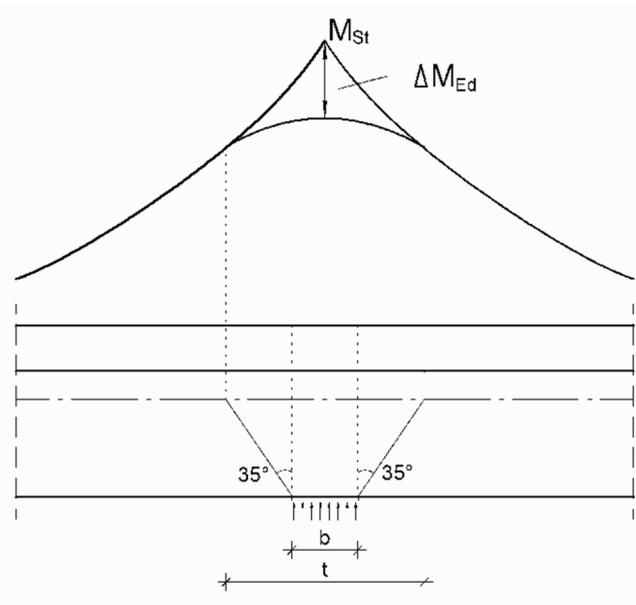


Bild A.2.5: Momentenausrundung für den oberen Querschnittsrand

2.5.4 Linear-elastische Berechnung

Auch nach DIN EN 1992-2 stellt die linear-elastische Schnittgrößenermittlung das Standardverfahren für den Brückenbau dar. Der Hauptvorteil besteht in der Gültigkeit des Superpositionsprinzips. Überdies sind bei Spannbetonbrücken für die Bemessung der Vorspannung und Längsbewehrung i.d.R. die Nachweise in den GZG maßgebend, denen ohnehin die linear-elastisch berechneten Schnittgrößen zugrunde zu legen sind. Schnittgrößenumlagerungen in Haupttragrichtung für die Nachweise in den GZT machen daher im Allgemeinen wenig Sinn.

Werden die Querschnitte auf der Grundlage der linear-elastisch berechneten Schnittgrößen bemessen, entstehen bei statisch unbestimmten Tragwerken Tragreserven, die im Bedarfsfall zusätzlich als Systemreserven aktiviert werden können.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität bei unvorhergesehenen Beanspruchungen sollte die bezogene Druckzonenhöhe bis zur Festigkeitsklasse C50/60 unter M_{Rd} den Wert $x_d / d = 0,45$ nicht übersteigen.

Bei einer linear-elastischen Berechnung mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte nach Zustand I werden die Zwangsschnittgrößen deutlich überschätzt. Daher dürfen diese nach DIN EN 1992-2, 2.3.1.2 und 2.3.1.3 entsprechend abgemindert werden.

2.5.5 Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung

Eine linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung kann unter konstruktiven Gesichtspunkten sinnvoll sein, wenn dadurch in kritischen Querschnitten hohe Bewehrungskonzentrationen und die damit verbundenen Nachteile vermieden werden können. Bei Ausnutzung einer Umlagerung wird bereits planmäßig ein Teil der Systemreserve in Anspruch genommen, der ggf. nicht mehr für unvorhergesehene Beanspruchungen zur Verfügung steht.

Eine Momentenumlagerung hat auch Auswirkungen auf alle anderen zugehörigen Schnittgrößen. Dies muss beispielsweise bei den Auflagerkräften, beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und der Zugkraftdeckung berücksichtigt werden.

Die begrenzten Umlagerungen sind nur für die Nachweise in den GZT zulässig und i.d.R. nur für Bauteile aus Stahlbeton sinnvoll.

2.5.6 Verfahren nach Plastizitätstheorie

Verfahren nach der kinematischen Methode der Plastizitätstheorie setzen eine ausreichende plastische Verformungsfähigkeit der Tragwerke in den Fließgelenken voraus, die nachzuweisen ist. Sie dürfen nur für die Nachweise in den GZT verwendet werden. Ihre Anwendung auf Balken-, Rahmen- und Plattentragwerke setzt die Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde voraus. Bei der Plastizitätstheorie können Systemreserven planmäßig weitgehend ausgenutzt werden, so dass sie anschließend allerdings nicht mehr als versteckte Reserven zur Verfügung stehen.

Bei den Stabwerkmodellen stellt die statische Methode der Plastizitätstheorie das Standardverfahren zur Bemessung von D-Bereichen mit Scheibenspannungszuständen dar. Der begrenzten plastischen Verformungsfähigkeit des Betons wird dadurch Rechnung getragen, dass die Lage und Richtung der Betondruckstreben an den Hauptdruckspannungstrajektorien nach elastischer Berechnung orientiert wird. In diesem Fall dürfen die Stabkräfte sowohl den Nachweisen im GZT als auch näherungsweise im GZG zugrunde gelegt werden. Bei Einhaltung dieser Regel sind nur geringe Umlagerungen der inneren Kräfte (Rotationen der Betondruckstreben) bis zum Erreichen des GZT erforderlich, der Nachweis einer ausreichenden plastischen Verformbarkeit ist nicht erforderlich.

Die Zugstäbe des Stabwerkmodells müssen nach Lage und Richtung mit der eingebauten Bewehrung übereinstimmen.

Die Bemessung der D-Bereiche mit Stabwerkmodellen nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie darf auch ohne ausdrückliche Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde erfolgen.

2.5.7 Nichtlineare Verfahren

Mit nichtlinearen Verfahren können sowohl geometrische als auch materialbedingte Nichtlinearitäten wirklichkeitsnah rechnerisch berücksichtigt werden. Geometrische Nichtlinearitäten sind bei der Schnittgrößenermittlung für schlanke Druckglieder unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen am verformten System zu berücksichtigen. Materialbedingte Nichtlinearitäten entstehen vor allem durch die Rissbildung im Beton sowie durch die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linien, insbesondere durch plastische Verformungen der Bewehrung.

Nichtlineare Verfahren ermöglichen eine wirklichkeitsnahe Erfassung des Tragwerksverhaltens sowohl für die Nachweise in den GZG als auch in den GZT. Für die GZT dürfen sie nach DIN EN 1992-2 nur angewendet werden, solange der Tragwiderstand nicht primär durch die Betonzugfestigkeit gebildet wird und es sich um sprödes Versagen handelt. Die Anwendung nichtlinearer Verfahren auf den letztgenannten Problemkreis bedarf besonderer Erfahrung und erfolgt derzeit ausschließlich im Rahmen wissenschaftlicher Untersuchungen. Bei nichtlinearen Verfahren sind die Ergebnisse der Berechnungen in weitaus höherem Maße abhängig von der Strukturmodellierung und gewählten numerischen Materialmodellen als bei einer linear-elastischen Berechnung.

Mit Hilfe nichtlinearer Verfahren kann das Tragwerksverhalten zwar wirklichkeitsnah beschrieben werden, gegenüber einer linear-elastischen Berechnung sind jedoch einige, wesentliche Unterschiede zu beachten. Während bei linear-elastischer Berechnung zunächst die Schnittgrößen ermittelt werden

und danach eine Bemessung auf Querschnittsebene erfolgt, muss bei den nichtlinearen Verfahren eine Bewehrungsverteilung vorgegeben werden. Das Ergebnis der Berechnung ist die Systemtraglast. Ein entscheidender Nachteil besteht darin, dass das Superpositionsprinzip nicht mehr gilt.

Das explizit beschriebene nichtlineare Verfahren in DIN EN 1992-2 entspricht bezüglich des Sicherheitskonzepts dem γ_R -Verfahren. Der Bemessungswert des Tragwiderstands R_d als Systemtraglast ist wie folgt zu ermitteln:

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

Dabei ist

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

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand

Diese Systemtraglast wird dem Bemessungswert der maßgebenden Einwirkungskombination gegenübergestellt. Da das Superpositionsprinzip nicht gilt, muss für jede Einwirkungskombination ein gesonderter Nachweis geführt werden.

Für die Baustoffkennwerte sind bei Anwendung des γ_R -Verfahrens folgende rechnerische Mittelwerte anzusetzen:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$$

$$f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yk} \quad \text{für B500B}$$

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}$$

Weitere Empfehlungen für nichtlineare Verfahren enthält der Model Code 2010. So liefert die Partial Factor Method (Berechnung mit Bemessungswerten) ähnlich konservative Ergebnisse, wie das γ_R -Verfahren [Maurer et al. – 16].

Die versteifende Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen kann entweder auf der Betonseite oder auf der Stahlseite berücksichtigt werden. Eine Berücksichtigung auf der Betonseite empfiehlt sich, wenn es sich um Biegung mit Längskraft handelt. Bei einer Beanspruchung durch Biegung ohne Normalkraft, ermöglicht die Modifizierung der Stahlkennlinie sehr gute Näherungen (Bild A.2.6).

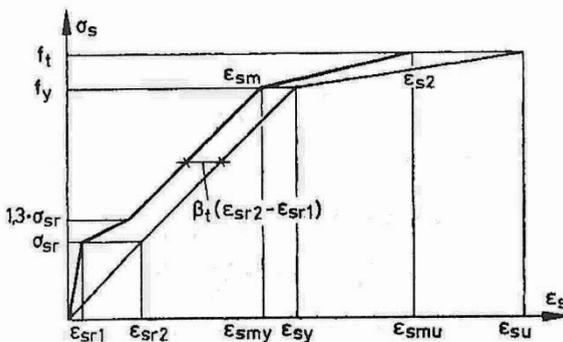


Bild A.2.6: Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der Zugversteifung

Nichtlineare Verfahren sind für Nachweise nach Theorie II. Ordnung von schlanken Druckgliedern zugelassen. Für andere Anwendungen ist nach DIN EN 1992-2 eine Zustimmung von der zuständigen Bauaufsichtsbehörde notwendig.

2.5.8 Berechnung der Effekte aus Theorie II. Ordnung mit Normalkraft

2.5.8.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt behandelt schlanke Druckglieder, bei denen das Tragverhalten durch die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung wesentlich beeinflusst wird. Dies ist der Fall, wenn die Tragfähigkeit um mehr als 10 % vermindert wird. Bei Berücksichtigung der Einflüsse aus Theorie II. Ordnung müssen das Gleichgewicht und die Tragfähigkeit am verformten Bauteil nachgewiesen werden. Die Verformungen müssen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und ggf. des Kriechens des Betons ermittelt werden.

Die Berechnungsverfahren nach DIN EN 1992-2, 5.8 umfassen Verfahren auf der Grundlage einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung (z. B. γ_R -Verfahren nach 5.7 oder dem NDP zu 5.8.6 (3)) sowie ein Näherungsverfahren (Modellstützenverfahren) für einfache Randbedingungen und Systemparameter (z. B. konstanter Querschnitt).

Nachfolgend werden die Regelungen in DIN EN 1992-2 am Beispiel eines schlanken Pfeilers als Einzeldruckglied erläutert.

2.5.8.2 Behandlung der Rückstell- bzw. Reibungskräfte der Lager

Nachfolgend wird beispielhaft ein schlanker Pfeiler als Einzeldruckglied betrachtet, auf dem der Überbau mit verschieblichen Elastomerlagern oder Gleitlagern aufgelagert ist. Für die Ermittlung der Rückstellkräfte bzw. Reibungskräfte F_{Hd} der Lager ist zusätzlich DIN EN 1990, Anhang NA.E zu beachten. Bei schlanken Pfeilern ist zusätzlich zur Regelbemessung nach Theorie I. Ordnung auch ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung erforderlich (Bild A.2.7), um zu überprüfen, ob das Bauteil stabilitätsgefährdet ist und empfindlich auf Einflüsse aus Theorie II. Ordnung reagiert. Der Nachweis kann nach DIN EN 1992-2, 5.8.6 mit dem γ_R -Verfahren erfolgen.

Alternativ dürfen die Formänderungen infolge der geometrischen Nichtlinearität nach Theorie II. Ordnung gemäß dem NDP zu 5.8.6 (3) auf der Grundlage von Bemessungswerten, die auf den Mittelwerten der Baustoffkennwerte beruhen (f_{cm}/γ_c , E_{cm}/γ_{cE} , f_{yk}/γ_s) ermittelt werden. Für die Ermittlung des Tragwiderstands im kritischen Querschnitt sind die Bemessungswerte der Materialfestigkeiten anzusetzen ($\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$, f_{yk}/γ_s).

Für die Regelbemessung ist der Bemessungswert der Rückstellkräfte F_{Hd} eines Elastomerlagers nach DIN EN 1990, Anhang NA.E sowie DIN EN 1337-3 „Elastomerlager“ zu ermitteln. Die Rückstellkraft wird auf der Grundlage des Bemessungswertes der Lagerverschiebung $v_{x,d}$ ermittelt.

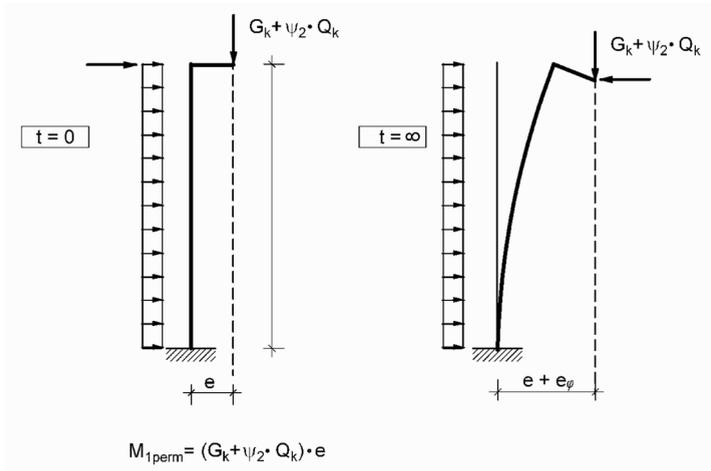
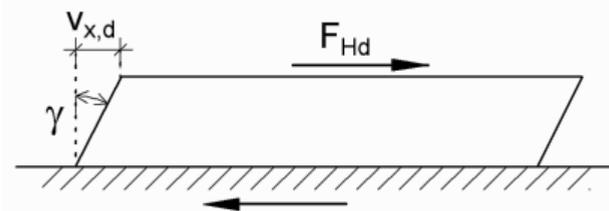


Bild A.2.7: Nachweis eines schlanken Pfeilers als Einzeldruckglied

Nach Anhang NA.E sind zunächst die charakteristischen Werte der Lagerkräfte und -bewegungen mit der charakteristischen (seltene) Einwirkungskombination zu ermitteln. Dazu werden die Lagerkräfte und -bewegungen zunächst für die jeweiligen charakteristischen Einzeleinwirkungen bestimmt. Die Bemessungswerte der Lagerkräfte und -bewegungen ergeben sich daraus durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die einzelnen Einwirkungen. Da die Rückstellkräfte F_{Hd} für Elastomerlager proportional zu den Lagerverschiebungen $v_{x,d}$ sind, ergeben sich aus den Bemessungswerten der Verformungen unmittelbar die Bemessungswerte der Rückstellkräfte (Bild A.2.8).

Diese müssen also für die Schnittgrößenermittlung zur Bemessung der Pfeiler nicht zusätzlich mit einem weiteren Teilsicherheitsbeiwert vergrößert werden. Die Unsicherheiten für die Lagerverschiebungen sind dieselben wie für die elastischen Rückstellkräfte, daher können sie mit denselben Teilsicherheitsbeiwerten abgedeckt werden.

Bei der Ermittlung der Rückstellkräfte werden die Einflüsse aus dem Verhalten des Elastomers bei tiefen Temperaturen und aus der Belastungsgeschwindigkeit bei kurzzeitigen veränderlichen Einwirkungen sowie der teilweise Abbau der Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen infolge von Kriechen und Relaxation des Elastomers besonders berücksichtigt.



$$\epsilon_{q,d} (\hat{=} \tan \gamma) = \frac{v_{x,d}}{T_q} \quad F_{Hd} = \epsilon_{q,d} \cdot A \cdot G_g$$

T_q Gesamtdicke des Elastomers

A Grundfläche des Lagers

G_g Schubmodul

- ständige Einwirkungen, Kriechen + Schwinden:

$$G_g = 0,9 \text{ MN/m}^2$$

- veränderliche Einwirkungen in Kombination mit $\Delta T_{N,neg}$

$$G_{T,d} = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

Bild A.2.8: Bemessungswert der Rückstellkraft eines Elastomerlagers

Daher wird der Schubmodul des Elastomers bei Bewegungen aus ständigen Einwirkungen sowie aus den zeitabhängigen Anteilen infolge Kriechens und Schwindens des Betons mit $G_g = 0,9 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Bei veränderlichen Einwirkungen in Kombination mit einer Temperatureinwirkung $\Delta T_{N,neg}$ ist der Rechenwert des Schubmoduls mit $G_{T,d} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ zu berücksichtigen (Bild A.2.8).

Für den Nachweis nach Theorie II. Ordnung ist die Rückstellkraft gleich null zu setzen, sofern sich beim seitlichen Ausweichen des Pfeilers die Richtung der Rückstellkraft umkehrt (Bild A.2.7), was im Allgemeinen der Fall ist, z.B. wenn die berechnete Auslenkung des Pfeilerkopfes größer ist als die größtmögliche Verschiebung des Überbaus, oder die größtmögliche Schubverformung des Elastomerlagers bei Anordnung eines Festlagers auf einem Widerlager.

Pfeiler mit Elastomerlager können wie Festpfeiler behandelt werden, wenn die auftretenden Kräfte beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung aufgenommen werden können.

Bei Gleitlagern wird der Bemessungswert der Lagerreibungskraft F_{Hd} aus dem Bemessungswert der maximalen Vertikallast und der maximalen Reibungszahl $\mu_{max} = 0,03$, unabhängig von der Pressung im PTFE, bestimmt (Bild A.2.9).

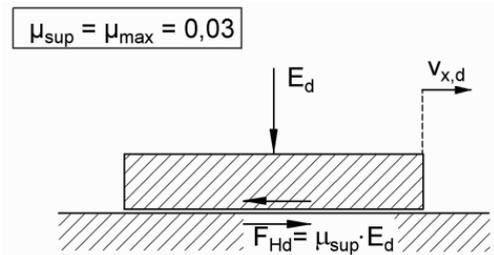


Bild A.2.9: Bemessungswert der Reibungskraft F_{Hd} eines Gleitlagers

Der Bemessungswert der Lagerreibungskraft F_{Hd} ist unmittelbar bei der Regelbemessung anzusetzen.

Beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung ist die Lagerreibungskraft gleich null zu setzen, sofern sich beim seitlichen Ausweichen des Pfeilers die Richtung der Reibungskraft umkehrt (Bild A.2.7), so dass sie haltend wirkt, z. B. wenn die berechnete Auslenkung des Pfeilerkopfes größer ist als die größtmögliche Verschiebung des Überbaus. Diese Regelung, die Lagerreibungskraft gleich null zu setzen, gilt nicht beim Einschleiben von Überbauten, die im Taktschiebverfahren hergestellt werden. Hierbei ist die Lagerreibungskraft ungünstig wirkend mit in Ansatz zu bringen. [Weihermüller – 80]

2.5.8.3 Berücksichtigung des Kriechens beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung

Die Kriechauswirkungen sind zu beachten, wenn sie die Stabilität des Bauteils bzw. Tragwerks wesentlich vermindern können.

Zunächst wird entsprechend DIN EN 1992-2, 5.8.4 der nachzuweisende Pfeiler mit der quasi-ständigen Einwirkungskombination belastet (Bild A.2.10). Aus dieser Beanspruchung resultiert die zusätzliche seitliche Auslenkung e_φ des Pfeilerkopfes. Anschließend wird die Belastung unter zusätzlichem Ansatz der veränderlichen Lasten bis zum Erreichen des Versagenszustandes nach Theorie II. Ordnung gesteigert [Westerberg – 04].

Daraus ergeben sich im Hinblick auf die Berücksichtigung der Kriechverformungen zwei Möglichkeiten eines Nachweises für die Pfeiler (Bild A.2.11).

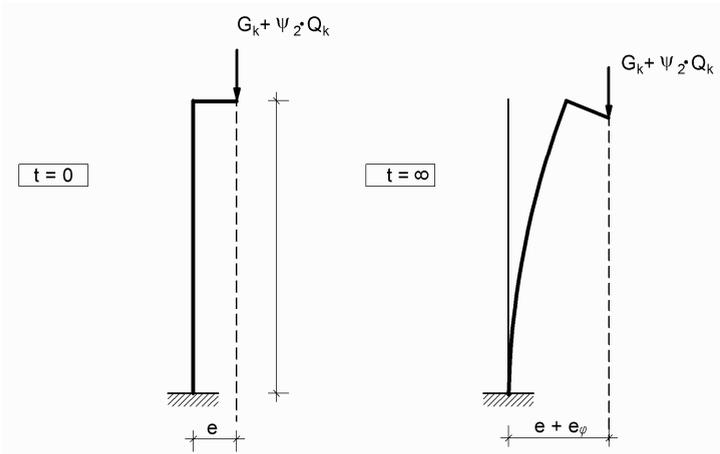
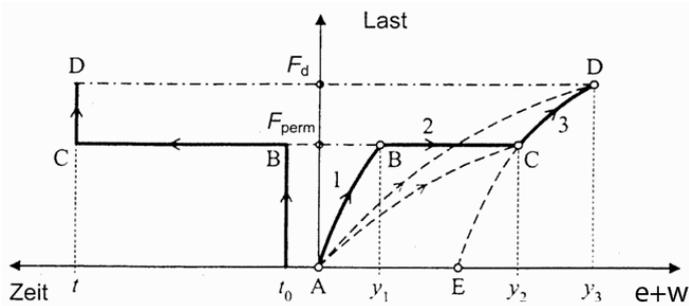


Bild A.2.10: Kriechverformungen eines schlanken Pfeilers unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination



$$y_1 = e \quad y_2 = e + e_\varphi \quad y_3 = e_{ULS}$$

Bild A.2.11: Belastungsgeschichte bis zum Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit [Westerberg – 04]

Variante 1:

- Ermittlung der Kriechverformung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination mit der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$: Lastpfad A-B-C.

Anschließend Ansatz der Kriechverformung als Vorverformung und Steigerung der Belastung bis zum Erreichen des Versagenszustandes: Lastpfad E-C-D.

Diese Vorgehensweise erfordert zwei Berechnungen.

Variante 2:

- Nachweis mit einem Rechengang unter näherungsweise Verwendung der effektiven Kriechzahl φ_{eff} : Lastpfad A-D.

Diese Vorgehensweise erfordert nur eine Berechnung.

Beim Nachweis wird also bei beiden Varianten davon ausgegangen, dass sich zunächst die Kriechverformungen unter den ständigen Gebrauchslasten vollständig einstellen. Anschließend erfolgt zu einem späteren Zeitpunkt eine Steigerung der Belastung bis zum rechnerischen Versagenszustand.

Die beschriebene Belastungsgeschichte kann näherungsweise in einem Rechengang mittels einer effektiven Kriechzahl φ_{eff} berücksichtigt werden (Variante 2).

$$\varphi_{\text{eff}} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{1\text{perm}}}{M_{1\text{ED}}}$$

Dabei ist

$\varphi(\infty, t_0)$ die Endkriechzahl

$M_{1\text{perm}}$ das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination inkl. Imperfektionen (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)

$M_{1\text{ED}}$ das Biegemoment nach Theorie I. Ordnung unter der Bemessungs-Einwirkungskombination inkl. Imperfektionen (Grenzzustand der Tragfähigkeit)

Das Kriechen darf dadurch berücksichtigt werden, dass alle Dehnungswerte des Betons im σ - ε -Diagramm bei Variante 1 mit dem Faktor $(1 + \varphi(\infty, t_0))$ bzw. bei Variante 2 mit dem Faktor $(1 + \varphi_{\text{eff}})$ multipliziert werden (Bild A.2.12).

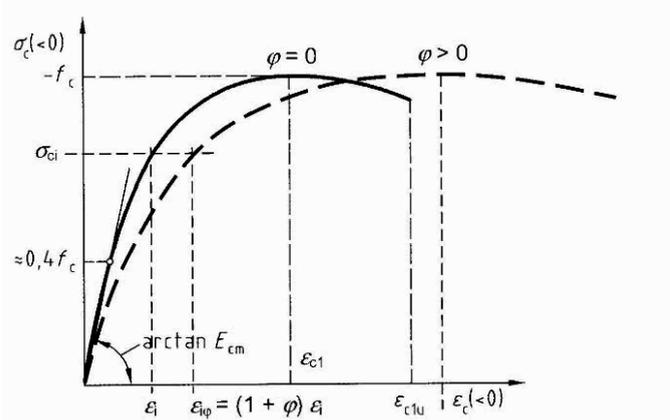


Bild A.2.12: Berücksichtigung des Kriechens beim Nachweis nach Theorie II. Ordnung

2.5.9 Seitliches Ausweichen schlanker Träger

DIN EN 1992-2 enthält in Abschn. 5.9 einfache Kriterien in Form von geometrischen Bedingungen für die Breite des Druckgurtes in Abhängigkeit vom Abstand der seitlichen Abstützungen, nach denen ein Kippen von schlanken Betonträgern ausgeschlossen werden kann.

In komplizierten Fällen wird die Anwendung nichtlinearer Verfahren erforderlich, wobei besondere Überlegungen zum Ansatz der Torsionssteifigkeiten angestellt werden müssen. Hierzu enthält DIN EN 1992-2 jedoch keine Angaben. Hinweise sind in [Kolodziejczyk et al. – 16], [Kolodziejczyk/Maurer – 17] zu finden.

2.5.10 Spannbetontragwerke

2.5.10.1 Allgemeines

Im Geltungsbereich der DIN EN 1992-2 wird nur die Vorspannung von Betonbauteilen durch Spannglieder (DIN Handbuch Betonbrücken, 5.10.1(1)P) zugelassen, die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ/abG) oder eine Europäische Technische Zulassung (ETA mit zugehöriger abG) besitzen (siehe Abschnitt 2.3.4).

Als nicht ganz unproblematisch hat sich die Aufgabenteilung herausgestellt, die gemäß ETA auf Seiten der Spanngliederhersteller möglich ist. Zulassungsinhaber für das Spannverfahren, Hersteller der Spanngliederkomponenten und Bauausführende Spezialfirma (Bild A.2.13) können, müssen aber nicht derselben Unternehmung angehören. Außerdem enthalten ETA nicht mehr die notwendigen Regeln für die Bauausführung, da in einer ETA nach geltender europäischer Rechtsmeinung grundsätzlich nur das Bauprodukt (Qualität, Zertifizierung) – nicht aber seine Verarbeitung auf der Baustelle – geregelt wird. Insbesondere für Spannverfahren entsteht dadurch eine gravierende Regelungslücke, denn die Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit von Spanngliedern hängt nicht nur von der Eignung der Komponenten ab, sondern in erheblichem Umfang auch vom ordnungsgemäßen Einbau auf der Baustelle.



Bild A.2.13: Vorspannarbeiten auf der Baustelle

Diese gravierende Regelungslücke wird in Deutschland durch die Anwendungszulassungen (bzw. abG) des DIBt geschlossen. Mit den Anwendungszulassungen werden die „DIBt-Grundsätze für die Anwendung von Spannverfahren“ (DIBt-Mitteilungen Heft 4, 2006) verbindlich für den Bauvertrag vereinbart. Diese Regelungen ergänzen die allgemeine Bauausführungsnorm des Betonbaus DIN 1045-3 für die speziellen Anforderungen der Spannverfahren. Außerdem werden die Verantwortlichkeiten der Beteiligten geregelt. Insbesondere werden auch Anforderungen (Personal, Ausrüstung, Qualifizierung) an die ausführende Spezialfirma festgelegt. Diese muss im Besitz einer Zertifizierung durch den Zulassungsinhaber sein, der mit seiner Zertifizierung Verantwortung für die einwandfreie Qualifizierung und Ausrüstung der ausführenden Spezialfirma übernimmt. Die Bauaufsicht vor Ort ist zwar verpflichtet, nur zertifizierte Spezialfirmen auf den Baustellen zuzulassen, letztlich verbleibt die Verantwortung für die ordnungsgemäße Ausführung der Arbeiten jedoch allein beim Auftragnehmer.

2.5.10.2 Vorspannkraft während des Spannvorgangs

Maximale Vorspannkraft

Die am Spannglied aufgebrachte Höchstkraft P_0 , d. h. die Kraft am Spannende während des Spannvorgangs, darf auch bei einem notwendigen Überspannen den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten.

$$P_{0,\max} = 0,80 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad \text{oder} \quad 0,90 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$$

Bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ist dazu die Höchstkraft P_0 für das Vorspannen wie folgt abzumindern (der kleinere Wert ist maßgebend):

$$P_{0,max} = 0,80 \cdot f_{pk} \cdot A_p \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)}$$

$$= 0,90 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(\kappa-1)}$$

Dabei ist

- μ Reibungsbeiwert des Spannverfahrens nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
- $\gamma = \theta + k \cdot L$, Summe der planmäßigen (horizontalen und vertikalen) und unplanmäßigen Umlenkwinkel zwischen Spannanker und Festanker bzw. fester Kopplung
 x bzw. L entspricht bei einseitigem Anspannen dem Abstand zwischen Spannanker und Festanker oder fester Kopplung, bei beidseitiger Vorspannung der Einfluslänge des jeweiligen Spannankers
- κ Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve
 - = 1,0 für externe Spannglieder und interne Spannglieder ohne Verbund
 - = 1,5 bei ungeschützter Lage des Spannstahts im Hüllrohr bis zu drei Wochen oder mit Maßnahmen zum Korrosionsschutz
 - = 2,0 bei ungeschützter Lage über drei Wochen (Gefahr von Flugrost und erheblicher Vergrößerung der Spanngliedreibung)

Bei nahezu gleichzeitigem Vorspannen von beiden Spanngliedenden genügt es ohne weitere Nachweise nur eine Hälfte des Spanngliedes zugrunde zu legen. Auf der sicheren Seite liegend wird dabei die Spanngliedhälfte mit dem größten γ angenommen. Wie bei den Spannkraftverlusten aus Kriechen, Schwinden und Relaxation wird man zu Beginn einer statischen Berechnung auch die Größe von γ zunächst nach Erfahrungswerten abschätzen und nach dem Vorliegen der genauen Konstruktionspläne überprüfen.

Der Bauablauf ist im Regelfall so vorzusehen, dass das Vorhaltemaß zur Sicherung einer Überspannreserve mit $\kappa = 1,5$ ausreichend ist. Auf ein Vorhaltemaß zur Sicherung der Überspannreserve darf bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nicht verzichtet werden; alternative konstruktive Maßnahmen (z. B. Ersatzhüllrohre) sind nicht vorzusehen. In Bild A.2.14 ist der Einfluss des Vorhaltemaßes für das Überspannen durch die mit der Summe der Umlenkwinkel abfallende Kurve für die zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN EN 1992-2 zu erkennen.

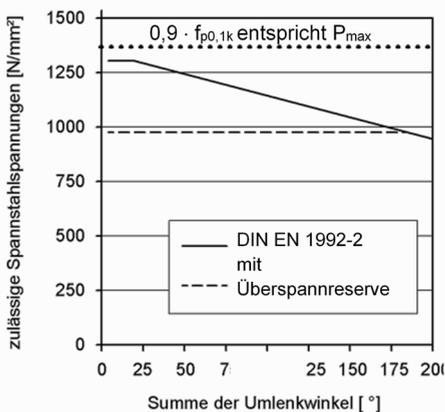


Bild A.2.14: Zulässige Spannstahlspannungen nach DIN EN 1992-2 am Beispiel eines Litzenspanngliedes (St 1570/1770, $f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$, $\kappa = 1,5$, $\mu = 0,2$)

Begrenzung der Betondruckspannungen

Durch den Einfluss der europäischen Zulassungsleitlinie ETAG 013 haben sich einige Detailregeln verändert. So werden die Mindestbetonfestigkeiten für das Aufbringen der Vorspannung im Rahmen des Zulassungsverfahrens für Anker und Kopplungen konkret geprüft. Die so ermittelten Betonfestigkeiten werden in den Spannverfahrenszulassungen (abZ oder ETA) unmittelbar angegeben. Dies gilt auch bei der Verlängerung von abZ für externe Spannglieder.

Ein lokales Druckversagen oder Spalten des Betons im Verankerungsbereich ist durch Einhalten der Regelungen in den abZ oder ETZ zu verhindern. Die Mindestwerte für die Betondruckfestigkeiten beim Vorspannen sind den entsprechenden Zulassungen zu entnehmen.

Die am vorzuspannenden Bauteil vorhandenen Betonfestigkeiten sind vor dem Spannen nachzuweisen. Die Werte für die Mindestbetonfestigkeiten beziehen sich auf die lokale Einleitung der Spannkraft.

Davon unberührt bleibt die Notwendigkeit von weiteren Nachweisen für das Gesamtbauteil in diesem Bauzustand (z.B. Abheben des Überbaus von der Schalung bei eingeschränkter Betonfestigkeit). Diese sind mit einer Betonfestigkeit

$$f_{ck,tj} \leq f_{cm0,cyl} - 8 \text{ MN/m}^2$$

zu führen.

Der Mittelwert der Druckfestigkeit $f_{cm,0}$ ist an mindestens 3 Probekörpern nachzuweisen, die unter gleichen Bedingungen wie das vorzuspannende Bauteil zu lagern sind.

Die durch die Vorspannkraft und andere Lasten zum Zeitpunkt des Vorspannens oder des Absetzens der Spannkraft im Tragwerk wirkenden Betondruckspannungen sind in der Regel folgendermaßen zu begrenzen:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$$

wobei $f_{ck}(t)$ die charakteristische Druckfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt t ist, ab dem die Vorspannkraft auf ihn wirkt.

2.5.10.3 Vorspannkraft nach dem Spannvorgang

Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}$ wird bestimmt mit

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_{el} - \Delta P_{c+s+r}$$

Dabei ist

$P_{m,t}$ Mittelwert der Vorspannung zur Zeit t an einer Stelle x längs des Bauteils

P_0 aufgebrauchte Höchstkraft am Spannanker während des Spannens

$\Delta P_{\mu}(x)$ Spannkraftverlust infolge Reibung

ΔP_{sl} Spannkraftverlust infolge Ankerschlupf gemäß Spannverfahrenszulassung (nicht bei sofortigem Verbund)

ΔP_{el} Spannkraftverlust infolge elastischer Verformung des Bauteils beim Anspannen weiterer Spannglieder

ΔP_{c+s+r} Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation zur Zeit t

Die verschiedenen Spannkraftverluste ΔP sind nach DIN EN 1992-2, 5.10.5 und 5.10.6 zu berechnen.

Für die zulässige Spannkraft am Spannanker P_0 sind gemäß DIN EN 1992-2 mehrere Grenzen zu beachten. Die in den Spannverfahrenszulassungen angegebenen Werte $P_{0,max}$ (= zulässige Höchstkraft am Spannanker beim Spannen) und P_{m0} können in aller Regel vom Tragwerksplaner nicht ausgenutzt

werden (siehe Bild A.2.14). Die Ausnutzbarkeit des Spanngliedes ist nach den folgenden drei Kriterien festzulegen:

Die Zugspannungen im Spannstahl der Spannglieder sind in jedem Querschnitt mit dem Mittelwert der Vorspannung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nach Abzug der Spannkraftverluste ($t = \infty$) auf den Wert $0,65 \cdot f_{pk}$ zu begrenzen. Dieser Grenzwert soll der Gefahr einer Spannungsrissskorrosion entgegenwirken und stellt insbesondere eine wichtige Grundlage für die Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedern dar. Erfahrungsgemäß kann diese Grenze bei kurzen oder gering umgelenkten Spanngliedern maßgebend werden. In Bild A.2.14 ist dieser Fall durch den horizontalen Anfangsbereich der Kurve für die zulässigen Spannstahlspannungen nach DIN EN 1992-2 zu erkennen. Die Begrenzung $0,65 \cdot f_{pk}$ ist nicht erforderlich für externe Spannglieder und interne Spannglieder ohne Verbund, sofern deren Auswechselbarkeit sichergestellt ist. Davon ist bei den Spanngliedern ohne Verbund gemäß DIN EN 1992-2, Anhang NA.T5 „Ergänzungen für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ und ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 2 auszugehen.

Der Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,0}$ zum Zeitpunkt $t = 0$, die unmittelbar nach dem Absetzen der Pressenkraft auf den Anker (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) oder nach dem Lösen der Verankerung (Vorspannung mit sofortigem Verbund) auf den Beton aufgebracht wird, darf den kleineren der nachstehenden Werte nicht überschreiten:

$$\begin{aligned} P_{m0} &= \sigma_{pm0} \cdot A_p = 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p \\ &= 0,85 \cdot f_{p,0,1k} \cdot A_p \end{aligned}$$

wobei σ_{pm0} die Spannung im Spannglied unmittelbar nach Absetzen der Vorspannkraft auf den Beton und A_p die Querschnittsfläche des Spannglieds ist. In der Regel wird diese Grenze bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nicht zur Festlegung der Höchstkraft beim Spannen P_0 maßgebend.

2.5.10.4 Sofortige Spannkraftverluste bei nachträglichem Verbund

Elastische Verformung des Betons

Der Spannkraftverlust infolge der elastischen Verformung des Betons ist in der Regel unter Berücksichtigung der Reihenfolge, in der die Spannglieder angespannt werden, zu ermitteln.

Reibungsverluste

Die Reibungsverluste $\Delta P_\mu(x)$ bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund dürfen wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+k \cdot x)})$$

Dabei ist

- θ die Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge x (unabhängig von Richtung und Vorzeichen);
- μ der Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr;
- k der ungewollte Umlenkwinkel (je Längeneinheit), abhängig von der Art des Spannglieds;
- x die Länge entlang des Spannglieds von der Stelle an, an der die Vorspannkraft gleich P_{\max} ist (die Kraft am Spannende).

Verankerungsschlupf

Die Werte für den Verankerungsschlupf sind abhängig vom Spannverfahren. Sie können den abZ und den ETZ entnommen werden.

2.5.10.5 Zeitabhängige Spannkraftverluste bei sofortigem und nachträglichem Verbund

DIN EN 1992-2 enthält gegenüber dem DIN-Fachbericht 102 eine Vereinfachung, da die Spannkraftverluste infolge Relaxation des Spannstahls nicht mehr iterativ bestimmt werden müssen.

Die nachfolgende Gleichung stellt ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der zeitabhängigen Verluste an der Stelle x unter ständigen Lasten dar. Die Gleichung vernachlässigt den Einfluss der Betonstahlbewehrung und geht von einem Betonquerschnitt mit einsträngiger Vorspannung aus.

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

Dabei ist

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern aus Kriechen, Schwinden, Relaxation an der Stelle x , bis zum Zeitpunkt t

ϵ_{cs} die Schwinddehnung als absoluter Wert

E_p der Elastizitätsmodul für Spannstahl

E_{cm} der Elastizitätsmodul für Beton (DIN EN 1992-2, Tabelle 3.1)

$\Delta\sigma_{pr}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle x zum Zeitpunkt t infolge Relaxation des Spannstahls. Sie wird für eine Spannung

$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$$

bestimmt. Dabei ist σ_p die Ausgangsspannung in den Spanngliedern unmittelbar nach dem Vorspannen und infolge der quasi-ständigen Einwirkungen

$\varphi(t, t_0)$ der Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei einer Lastaufbringung zum Zeitpunkt t_0

$\sigma_{c,QP}$ die Betonspannungen in Höhe der Spannglieder infolge Eigenlast und Ausgangsspannung sowie weiterer maßgebender quasi-ständiger Einwirkungen. Die Spannung $\sigma_{c,QP}$ darf je nach untersuchtem Bauzustand unter Ansatz nur eines Teils der Eigenlast und der Vorspannung oder unter der gesamten quasi-ständigen Einwirkungskombination

$$\sigma_c \{G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q\}$$

ermittelt werden.

A_p die Querschnittsfläche aller Spannglieder an der Stelle x

A_c die Betonquerschnittsfläche

I_c das Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts

z_{cp} der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnitts und den Spanngliedern

Druckspannungen und die entsprechenden Dehnungen in der Gleichung sind in der Regel mit einem positiven Vorzeichen einzusetzen.

2.5.10.6 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die Bemessungswerte der Vorspannung $P_{d,t}$ im Allgemeinen mit dem Mittelwert der Vorspannkraft bestimmt:

$$P_{d,t} = \gamma_p \cdot P_{m,t} \quad \text{mit} \quad \gamma_p = 1,0$$

Bei der Berechnung der Krafterleitung von Spanngliedern im Grenzzustand der Tragfähigkeit (z. B. Spaltzugbewehrung) ist jedoch für den Bemessungswert der Spannkraft $P_d = 1,35 \cdot P_{m0,max}$ zugrunde zu legen.

2.5.10.7 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für den Bemessungswert der Einwirkungen der charakteristische Wert der Vorspannkraft P_k maßgebend. Dabei ist die mögliche Streuung der Vorspannkraft durch einen oberen und einen unteren charakteristischen Wert der Vorspannkraft zu berücksichtigen:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}$$

Die Werte von r_{sup} und r_{inf} sind der Tabelle A.2.6 für die Nachweise im Endzustand und Tabelle A.2.7 für die Nachweise im Bauzustand zu entnehmen. Diese Werte berücksichtigen die Unsicherheiten infolge der Streuung der Spanngliedreibung sowie der Kriech- und Schwindverluste. Von dieser Regel ausgenommen ist der Nachweis der Druckspannungen nach DIN EN 1992-2, 7.3.2, der mit dem Mittelwert der Vorspannkraft $P_{m,t}$ ($r_{sup} \equiv r_{inf} \equiv 1$) geführt werden darf. Bei der Berechnung der Krafterleitung von Spanngliedern im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (z. B. Rissbreitenbeschränkung für die Spaltzugbewehrung) ist für den Bemessungswert der Spannkraft P_{m0} zugrunde zu legen.

Tabelle A.2.6: Abdeckung der Streuung der Vorspannkraft bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Endzustand)

Vorspannart	r_{sup}	r_{inf}
sofortiger Verbund oder ohne Verbund	1,05	0,95
nachträglicher Verbund	1,10	0,90
externe Spannglieder	1,00	1,00

Tabelle A.2.7: Abdeckung der Streuung der Vorspannkraft bei den Nachweisen der Grenzzustände der Dekompression in den Bauzuständen

Einsatzbedingungen des Spanngliedes	r_{sup}	r_{inf}
internes Spannglied mit gerader oder nahezu gerader Spanngliedführung (z. B. zentrische Vorspannung für das Taktschieben)	1,00	1,00
interne girlandenförmig geführte Spannglieder	0,95	1,05
externe Spannglieder oder interne Spannglieder ohne Verbund	1,00	1,00

2.6 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)

2.6.1 Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein

Die Bemessungsregeln für Biegung mit oder ohne Normalkraft sind in DIN EN 1992-2, Kapitel 6.1 enthalten.

Die Bemessungsgleichung zum Nachweis ausreichender Zuverlässigkeit bei Biegung mit oder ohne Normalkraft hat das Format:

$$\begin{pmatrix} M_{Ed} \\ N_{Ed} \end{pmatrix} \leq \begin{pmatrix} M_{Rd} \\ N_{Rd} \end{pmatrix}$$

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ist bei linear-elastischer Berechnung der Schnittgrößen wie folgt zu ermitteln:

$$R_d = R \left(\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \frac{f_{yk}}{\gamma_s}; \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}; \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}; \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \right)$$

Die zulässigen Verteilungen der Dehnungsebenen sind in Bild A.2.15 dargestellt.

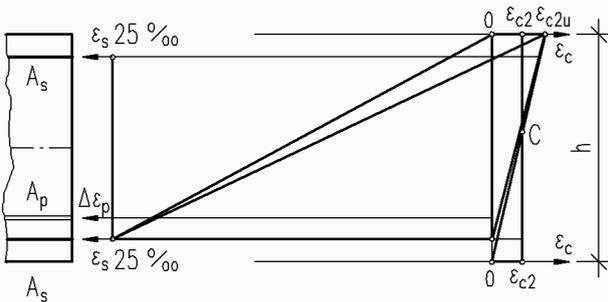


Bild A.2.15: Dehnungsdiagramm im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Dehnung im Betonstahl ist auf 0,025 und im Spannstahl auf die Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)} + 0,025$ zu begrenzen.

Bei vollständig überdrückten Platten von Plattenbalken, Kastenträgern oder ähnlichen gegliederten Querschnitten ist die Dehnung in der Plattenmitte auf $\varepsilon_{c2} = -2,0 ‰$ zu begrenzen. Damit wird berücksichtigt, dass ein vollständig überdrückter Druckgurt nahezu wie ein mittig gedrücktes Bauteil wirkt, bei dem der Grenzzustand der Tragfähigkeit, analog zur Bemessung einer Stütze, bereits bei einer rechnerischen Bruchdehnung in der Gurtplattenmitte von ca. $\varepsilon_{c2} = -2,0 ‰$ erreicht wird.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons wird in der Regel unter mittigem Druck im weggesteuerten Kurzzeitversuch mit konstanter Dehnungszunahme an unbewehrten Prismen ermittelt. Die Stauchung bei Erreichen der Höchstlast, d. h. unmittelbar vor Beginn der Entfestigung, wird als Bruchstauchung bezeichnet. Sie beträgt etwa 2 bis 2,5 ‰.

Der Tragwiderstand gegliederter Querschnitte darf alternativ zur oben genannten Regelung auch für den Grenzfall ohne Berücksichtigung des Traganteils der Druckplatte nur unter Ansatz der Stege als Rechteckquerschnitte mit einer Randstauchung $\varepsilon_{c2u} = -3,5 ‰$ ermittelt werden.

Wird im Dehnungsbereich 3 die Dehnung $\varepsilon_{c2} = -2,0 ‰$ in Plattenmitte erreicht, so wird diese Dehnung dort festgehalten. Dadurch entsteht ein neuer Drehpunkt des Dehnungsverlaufs (Bild A.2.16).

Nur bei dünnen Druckgurten kann in Plattenmitte die Dehnung $\varepsilon_{c2} = -2,0 ‰$ bereits im Dehnungsbereich 2 erreicht werden, ohne dass am Querschnittsrand die rechnerische Bruchdehnung des Betons mit $\varepsilon_{c2u} = -3,5 ‰$ ausgenutzt werden kann (Dehnungsbereich 2, s. Bild A.2.16). Damit ergibt sich auch für den Dehnungsbereich 3 ein neuer Drehpunkt (Bild A.2.17) im Teilquerschnitt.

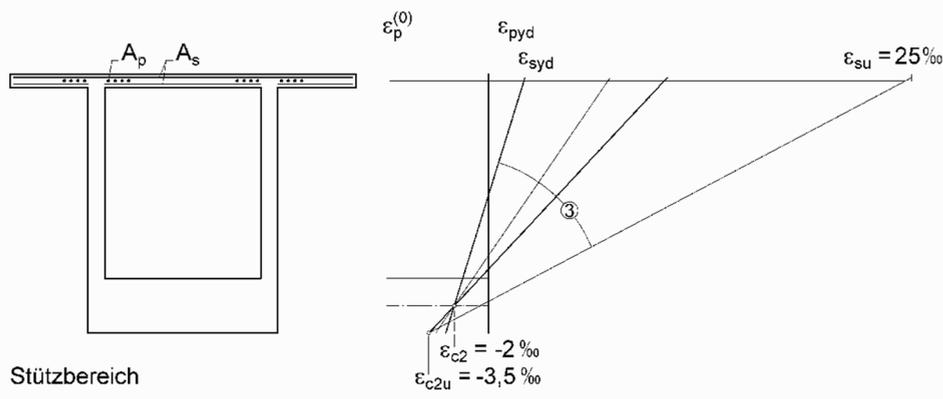


Bild A.2.16: Dehnungsdiagramm für den Bereich negativer Momente

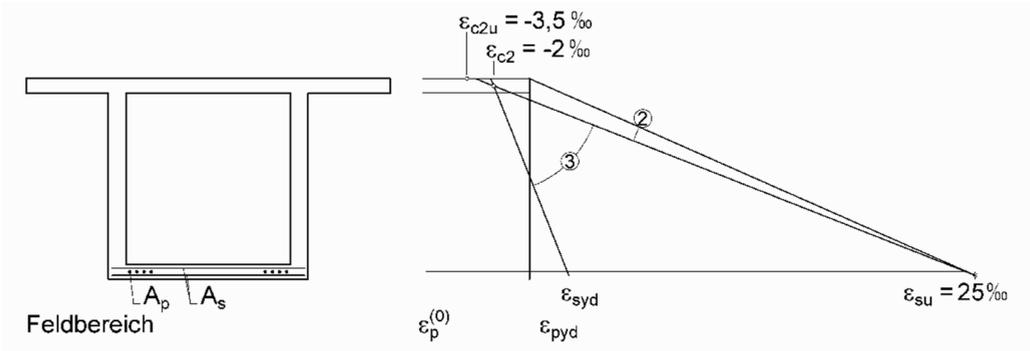


Bild A.2.17: Dehnungsdiagramm für den Bereich positiver Momente

Bei der Ermittlung des Tragwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die Druckgurte maximal mit ihren mitwirkenden Gurtbreiten b_{eff} berücksichtigt werden.

Beim Nachweis der Tragfähigkeit darf nur derjenige Teil des Druckflansches als mitwirkend berücksichtigt werden, der durch die Querbewehrung und die Betondruckstreben schubfest an den Steg angeschlossen ist.

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

Wenn die Richtung der Hauptspannungen deutlich von der Bewehrungsrichtung abweicht, muss dies berücksichtigt werden. Bei Plattentragwirkungen darf eine Abweichung zwischen der Richtung der Hauptspannungen und der Bewehrung von $\leq 15^\circ$ vernachlässigt werden.

Bei Hohlkastenbrücken mit *externen Spanngliedern* ist die Dehnung im Spannstahl zwischen den Kontaktpunkten an den Umlenk- oder Verankerungsstellen konstant. Ein etwaiger Dehnungszuwachs im GZT ist aus der Verformung des Tragwerks zu ermitteln. Dann sind die Dehnungen im Tragwerk in Höhe des Spanngliedes $\epsilon_{cp(x)}$ zu integrieren.

$$\Delta \epsilon_p = \Delta l_p / l_p$$

$$\Delta l_p = \int_{l_p} \epsilon_{cp(x)} \cdot ds = \int_{l_p} \epsilon_{cp(x)} \cdot \frac{dx}{\cos \alpha}$$

l_p Ausgangslänge des Spannglieds

α Neigungswinkel des Spannglieds

Nach DIN EN 1992-2, 5.10.8 (2) darf bei verbundlosen Spanngliedern ein Spannungszuwachs $\Delta \epsilon_p$ nur mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde berücksichtigt werden.

Vermeidung eines Versagens ohne Vorankündigung bei Erstrissbildung infolge Versagens der Spannglieder (Robustheit)

Die Regelbemessung von Spannbetontragwerken führt zu einer ausreichenden Sicherheit gegenüber planmäßigen Belastungen. Bei einer Überbelastung werden sich ein ausgeprägtes Rissbild bzw. große Verformungen als Vorankündigung einstellen. Dass dieses Verhalten auch bei einem sukzessiven Ausfall der Vorspannung z. B. infolge Spannungsrisss-Korrosion (SpRK) eintritt (Robustheit), ist bei vorhandenen Spannbetontragwerken nicht ohne weiteres sichergestellt, wie einige wenige Schadensfälle an älteren Konstruktionen im Hochbaubereich gezeigt haben.

Durch die Änderung A1 vom Dezember 1995 zur DIN 4227-1 wurde angestrebt, bei allen künftig gebauten Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbaus systematisch die gewünschte Robustheit zu erreichen. Durch eine Robustheitsbewehrung soll das Prinzip der Vorankündigung „Riss vor Kollaps“ sichergestellt werden. Zu betonen ist, dass die heutigen Spannstähle eine deutlich geringere Empfindlichkeit gegenüber Spannungs-Riss-Korrosion aufweisen als einige der älteren Spannstähle (Neptun, Sigma), die vorwiegend vor 1965 hergestellt wurden. Dennoch wurde das grundsätzliche Konzept der Verbesserung der Robustheit auch in die europäischen Normen für Brücken- und Hochbau übernommen, um Restrisiken entgegenzuwirken.

DIN EN 1992-2 sieht unter 6.1 zwei alternative Regeln vor, um ein sprödes Versagen ohne Vorankündigung im Falle eines Ausfalls von Spanngliedern infolge SpRK zu vermeiden.

Regel a)

Nachweis des ausreichenden Biegetragwiderstands für den Fall der nicht vollständig ausgefallenen Vorspannwirkung.

Diese Vorgehensweise erfordert eine Ermittlung des Tragwiderstands nach teilweisem Ausfall der Spannstahlfäche über die gesamte Bauteillänge für alle Nachweisquerschnitte. Dabei ist eine rechnerische Reduzierung der Spannglieder auf eine Anzahl vorzunehmen, so dass das auf der Grundlage der Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ berechnete Rissmoment M_r gleich dem Moment infolge der häufigen Einwirkungskombination M_{freq} ist. Anschließend ist nachzuweisen, dass in der außergewöhnlichen Bemessungssituation der Biegetragwiderstand nach Zustand II M_{Rd} mit dieser reduzierten Anzahl an Spanngliedern größer als das Biegemoment infolge der seltenen Einwirkungskombination ist. Die Bedingung für die Rissbildung wurde unter der häufigen Kombination formuliert, da eine Ankündigung nur sichergestellt ist, wenn sie unter üblichen Nutzungsbedingungen auch erkannt werden kann.

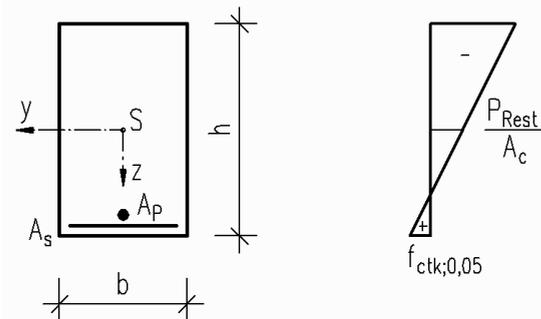


Bild A.2.18: Nachweis des ausreichenden Biegetragwiderstands

Statisch bestimmte Systeme

Beim stetigen Ausfall von Spannstahl kommt es im betrachteten Schnitt zur Rissbildung, wenn die Betonrandspannung z. B. am unteren Rand $\sigma_{cu, freq}$ infolge der häufigen Kombination und infolge der Restvorspannkraft $P_r = A_{p,r} \cdot \epsilon_p^{(0)} \cdot E_p$ die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht. Im Fall reiner Biegung gilt:

$$\sigma_{cu, freq} = \frac{M_{freq}}{W_{cu}}$$

$$\text{mit } M_{freq} = M_{Gk,1} + M_{Gk,2} + \psi_{1,1} \cdot M_{Qk,1}$$

(Qk,1: Verkehrslasten)

$$\sigma_{cu,p} = - \left(\frac{P_r}{A_c} + \frac{P_r \cdot z_{cp}}{W_{cu}} \right)$$

Randspannungen infolge Moments aus häufiger Kombination und Restvorspannkraft:

$$\sigma_{\text{cu, freq}} - \frac{P_r}{A_c} - \frac{P_r \cdot z_{\text{cp}}}{W_{\text{cu}}} = f_{\text{ct}}$$

$$P_r \left(\frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{cp}}}{W_{\text{cu}}} \right) = \sigma_{\text{cu, freq}} - f_{\text{ct}}$$

$$A_{\text{p, r}} = \frac{\sigma_{\text{cu, freq}} - f_{\text{ct}}}{\varepsilon_p^{(0)} \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{cp}}}{W_{\text{cu}}} \right)}$$

Statisch unbestimmte Systeme

Für statisch unbestimmte Systeme gelten im Prinzip die gleichen Zusammenhänge wie für statisch bestimmte Systeme. Eine Besonderheit hierbei ist die Berücksichtigung des statisch unbestimmten Momentenanteils aus Vorspannung $M_{\text{p, ind}}$. Wie beim statisch bestimmten System wird vorausgesetzt, dass der Spannstahlausfall immer ein lokales Ereignis ist. Das statisch unbestimmte Moment aus Vorspannung wird durch den örtlichen Ausfall von Spanngliedern praktisch nicht verändert.

Für den Feldbereich kann geschrieben werden:

$$\sigma_{\text{cu, freq}} - f_{\text{ct}} = A_{\text{p, r}} \cdot \varepsilon_p^0 \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{cp}}}{W_{\text{cu}}} \right) - \frac{M_{\text{p, ind}}}{W_{\text{cu}}}$$

$$A_{\text{p, r}} = \frac{\sigma_{\text{cu, freq}} - f_{\text{ct}} + \frac{M_{\text{p, ind}}}{W_{\text{cu}}}}{\varepsilon_p^{(0)} \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{z_{\text{cp}}}{W_{\text{cu}}} \right)}$$

z. B. Durchlaufträger und $M_{\text{Qk1}} > M_{\Delta\text{TM}}$:

$$M_{\text{freq}} = M_{\text{Gk,1}} + M_{\text{Gk,2}} + M_{\text{Gk, set}} + \psi_{1,1} \cdot M_{\text{Qk,1}} + \psi_2 \cdot M_{\Delta\text{TM}}$$

Die zusätzlich erforderliche Bewehrung $A_{\text{s, erf}}$ aus Betonstahl ergibt sich bei statisch bestimmten Systemen aus der Bedingung

$$M_{\text{Rd}} = M_{\text{R}}(A_{\text{p, Rest}}; A_{\text{s, erf}}) \geq M_{\text{freq}}$$

bzw. bei statisch unbestimmten Systemen

$$M_{\text{Rd}} = M_{\text{R}}(A_{\text{p, Rest}}; A_{\text{s, erf}}) \geq M_{\text{freq}} + M_{\text{p, ind}}$$

wobei der Tragwiderstand auf der Grundlage der Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe $\gamma_s = 1,0$ und $\gamma_c = 1,3$ für die außergewöhnliche Bemessungssituation berechnet wird.

Voraussetzungsgemäß kann der Spannstahl an beliebiger Stelle bis zur Rissbildung ausfallen, bevor sich die Vorankündigung im Beton einstellt. In Bereichen, wo das äußere Moment infolge der häufigen Einwirkungskombination größer als das Rissmoment des Betonquerschnitts ist, ist nach erfolgter Rissbildung noch eine intakte Restspannstahlfläche gegeben. Nach teilweisem Spannstahlausfall nimmt die Sicherheit gegen Bruch entsprechend ab.

$$\gamma_{\text{R}} = \frac{M_{\text{Rd}}(A_{\text{s}}; A_{\text{p, Rest}})}{M_{\text{rare}}} \geq 1,0$$

bzw.

$$\gamma_{\text{R}} = \frac{M_{\text{Rd}}(A_{\text{s}}; A_{\text{p, Rest}})}{M_{\text{rare}} + M_{\text{p, ind}}} \geq 1,0$$

Für den Bereich mit einem Sicherheitsfaktor größer 1,0 ist keine zusätzliche Robustheitsbewehrung erforderlich. Im restlichen Bereich kann die geforderte Sicherheit $\gamma_R = 1,0$ nur mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung erreicht werden.

Jedoch kann in den Bereichen, wo das äußere Moment infolge der häufigen Einwirkungskombination kleiner als das Rissmoment des Betonquerschnittes ist, theoretisch der gesamte Spannstahl ohne erkennbare Rissbildung ausfallen.

Die größte Betonstahlbewehrungsfläche wird dort gebraucht, wo die Restspannstahlfläche ohne Vorankündigung theoretisch auf null abfallen kann. Das ist genau die Stelle, wo das Rissmoment des nicht vorgespannten Betonquerschnittes gleich oder größer als das äußere Moment infolge häufiger Einwirkungskombination ist. Die Robustheitsbewehrung ist deshalb aus dem Rissmoment des Betonquerschnittes ohne Berücksichtigung der Vorspannung zu ermitteln.

$$A_{s,\min} \cdot f_{yk} \cdot z_s = M_{r,ep}$$

$$\text{mit } M_{r,ep} = W_c \cdot f_{ctk,0,05} \quad (P_{\text{Rest}} = 0)$$

Erfahrungen mit Korrosionsschäden an Spannbetontragwerken belegen, dass selten ein einzelner Draht allein bricht. Vielmehr kann unter schlechten Randbedingungen eher ein gemeinsamer Ausfall aller Drähte oder Litzen eines Spanngliedes an einer eng begrenzten Stelle auftreten. Daher sollte beim genaueren Verfahren immer die Anzahl der Spannglieder reduziert werden.

Bei dem genaueren Nachweis dürfen zusätzlich Momentenumlagerungen berücksichtigt werden, was allerdings für Betonbrücken eher nicht zu empfehlen ist.

Regel b)

Die Robustheitsbewehrung darf alternativ vereinfacht durch Abdeckung des Rissmomentes für den Grenzfall einer vollständig ausgefallenen Vorspannwirkung unter Ausnutzung der Fließgrenze des Betonstahls berechnet werden.

$$A_s = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s}$$

mit

$M_{r,ep}$ Rissmoment unter Aufnahme einer Zugspannung von $f_{ctk,0,05}$ in der äußersten Zugfaser des Querschnitts ohne Wirkung der Vorspannung

f_{yk} charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

z_s innerer Hebelarm im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bezogen auf die Betonstahlbewehrung; näherungsweise darf $z_s = 0,9d$ angenommen werden

Die anzusetzende Betonzugfestigkeit $f_{ctk,0,05}$ wurde festgelegt mit der Begründung, dass ein gedachter sukzessiver Spannstahlausfall langsam erfolgt, Zugspannungen also über eine längere Zeit im Querschnitt mit allmählich steigender Größe wirken werden und daher ein Abfall der Zugfestigkeit infolge des Dauerstandeffekts gegenüber f_{ctm} eintreten wird. Zudem sind in realen Konstruktionen immer auch Eigenspannungen wirksam, welche die effektive Zugfestigkeit mindern.

Die so vereinfacht ermittelte untere Bewehrung ist für durchlaufende Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitte bis über die Stützen der entsprechenden Felder zu führen (Bild A.2.19). Die obere Bewehrung über den Innenstützen ist in beiden anschließenden Feldern über eine Länge von mindestens einem Viertel der Feldweite einzulegen.

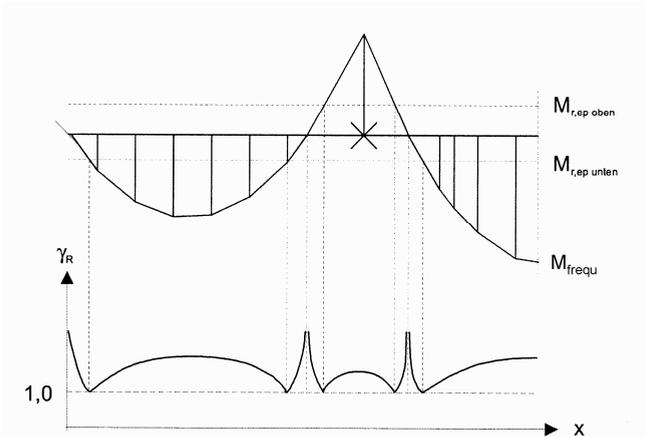


Bild A.2.19: Sicherheit γ_R mit Robustheitsbewehrung über die gesamte Länge des Bauteils

2.6.2 Querkraft

2.6.2.1 Nachweisverfahren

Die Regelungen zur Querkraftbemessung in DIN EN 1992-2 sind im Wesentlichen identisch mit DIN EN 1992-1-1. Daher kann auf die Erläuterungen in [DAfStb Heft 600 – 12] und [Fingerloos et al. – 12] verwiesen werden.

Das Nachweisverfahren ist auf Schnittgrößenebene formuliert:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Für die Nachweise des Querkraftwiderstands sind folgende Bemessungswerte definiert:

$V_{Rd,c}$ Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung

$V_{Rd,s}$ durch das Fließen der Bügel begrenzter Querkraftwiderstand

$V_{Rd,max}$ durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzter maximaler Querkraftwiderstand.

Bei Bauteilen mit geneigten Gurten werden folgende zusätzliche Bemessungswerte definiert

V_{ccd} Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt

V_{td} Querkraftkomponente in der Zugsbewehrung bei geneigtem Zuggurt.

Im Folgenden wird im Wesentlichen nur auf die brückenspezifischen Regelungen eingegangen.

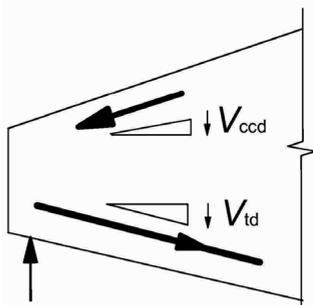


Bild A.2.20: Querkraftkomponente für Bauteile mit geneigten Gurten