

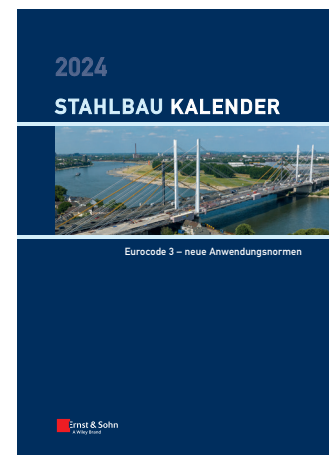
Ulrike Kuhlmann (Hrsg.)

Stahlbau-Kalender 2024

**Schwerpunkt: Eurocode 3 –
neue Anwendungsnormen**

- **Aktueller Stand der Stahlbau-Regelwerke**
- **Hintergründe und Erläuterungen zu den Regelungen der zukünftigen zweiten Eurocode-Generation**
- **Praxisnahe Beispiele zur Berechnung typischer Stahlkonstruktionen wie z.B. Windenergieanlagen oder Strukturen aus Winkelprofilen**

Der Stahlbau-Kalender 2024 gibt Hilfestellung zum Umgang mit der neuen Eurocode-Generation; die zugrunde liegenden aktuellen Forschungsergebnisse werden erläutert. Darüber hinaus sind Hinweise und Anwendungsbeispiele zur Berechnung typischer Stahlkonstruktionen enthalten.



4 / 2024 · ca. 700 Seiten ·

ca. 450 Abbildungen · ca. 200 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03408-8 ca. € 159*

Fortsetzungspreis € 139*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03420-0 ca. € 194*

Fortsetzungspreis eBundle € 169*

Bereits vorbestellbar.

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3415

Vorwort

Im Stahlbau-Kalender 2024 wird die Vorstellung der Normenentwürfe der zweiten Generation von Eurocode 3 fortgesetzt, die in den vergangenen Jahrgängen mit dem Schwerpunkt in den Bemessungsgrundlagen begonnen wurde. Inzwischen sind auch die **neuen Anwendungsnormen** soweit, dass konsolidierte Fassungen vorliegen, die jetzt im Zuge des CEN Enquiry der Fachwelt zur Abstimmung vorgelegt werden. Der Stahlbau-Kalender 2024 konzentriert sich dabei auf die Normen für Infrastrukturobjekte wie Brücken, zum Beispiel mit dem neuen Eurocode 3 Teil 1-11 für Zugglieder aus Stahl, Teil 2 für Stahlbrücken oder Teil 5 für Pfähle und Spundwände. Diese neuen Entwürfe sind auszugsweise in deutscher Übersetzung wiedergegeben, wobei die Änderungen gegenüber den gültigen Fassungen hervorgehoben und erläutert werden. Dazu werden die zugrunde liegenden aktuellen Forschungsergebnisse wiedergegeben und durch praxisnahe Beispiele ergänzt. Weitere Beiträge vervollständigen den Themenbereich Brückenbau und ähnliche Tragwerke: In Ergänzung zum Beitrag über den zukünftigen Grundlagenteil zur Ermüdung prEN 1993-1-9 im Stahlbau-Kalender 2023 wird im vorliegenden Jahrgang die Anwendung der erweiterten Betriebsfestigkeitskonzepte vorgestellt, die zum ersten Mal mit dem neuen Entwurf prEN 1993-1-9 als reguläre Nachweiskonzepte für Ermüdung eingeführt werden. In direktem Zusammenhang damit wurden mit dem neuen Eurocode 3 Teil 1-14 „Bemessung mithilfe von Finite-Element-Berechnung“ die Voraussetzungen für den simulationsgestützten Nachweis der Betriebsfestigkeit auf der Grundlage des Nennspannungs-, des Strukturspannungs- (Hot-Spot-Methode) und des Kerbspannungskonzepts geschaffen. Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbrücken beim Heißeinbau des Fahrbahnbelags greift eine sehr aktuelle Diskussion im Stahlbrückenbau auf. Tragstrukturen für Windenergieanlagen unterliegen ähnlichen Bedingungen wie Brücken, sodass dieser anwendungsorientierte Beitrag den Stahlbau-Kalender 2024 abrundet.

Der Abdruck der Grundnorm **DIN EN 1993-1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau** mit Nationalem Anhang sowie ergänzenden, an den jeweiligen Stellen aktualisierten Kommentaren von Ulrike Kuhlmann und Fabian Jörg, Universität Stuttgart, ermöglicht in der täglichen Arbeitspraxis den unmittelbaren Zugriff auf die aktuellste Fassung der Norm und ihre Auslegungen, wie sie sich zum Teil durch aktuelle Anfragen und Entwicklungen u. a. bei der zurzeit laufenden Überarbeitung der Norm für die zweite Generation der Eurocodes ergeben haben.

Karsten Kathage und Christoph Ortmann, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin erläutern in ihrem Beitrag **Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Normen und Bescheide im Metallbau** die zur Zeit der Beitragsbearbei-

tung noch aktuelle Version MVV TB 2023/1 im Hinblick auf den Metallbau. Die überarbeitete Version MVV TB 2024/1 der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen ist erst für Mitte 2024 vorgesehen. Zusätzlich werden die aktuellen Normen und Richtlinien für den Metallbau aufgelistet und eine Zusammenstellung der für den Stahl- und Verbundbau relevanten Bescheide des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt (Stand: September 2023) gegeben.

Über die **Drucktragfähigkeit von Winkelprofilen mit Erfassung baupraktischer geschraubter bzw. geschweißter Anschlüsse und zutreffendes Bemessungsmodell** berichten Harald Unterweger, Markus Kettler und Paul Reinhold Zauchner, Technische Universität Graz. Geschraubte Winkelprofile werden aufgrund ihrer einfachen Herstellung und schnellen Montage häufig als Verbandsdiagonalen in Freileitungsmasten, Industriebauten und Hochbauten eingesetzt. Der Anschluss der Winkelenden an nur einem Winkelschenkel führt zu einer exzentrischen Lasteinleitung, aber auch zu Anschlusssteifigkeiten, die sich wegen dieser zusätzlichen Endeinspannungen positiv auf das Biegeknicken auswirken. Durch Forschung an der Technischen Universität Graz konnten für verschiedene baupraktische Anschlussformen Formeln zur Ermittlung äquivalenter Drehfedersteifigkeiten abgeleitet und daraus ein Bemessungsmodell zur Ermittlung der Drucktragfähigkeit entwickelt werden, welches im Zusammenhang mit dem aktuellen Eurocode 3 Teil 1-1, aber auch mit der zukünftigen Norm einen optimierten und realistischen Nachweis für dieses sehr verbreitete Bauteil ermöglicht.

Der **erstmal veröffentlichte Entwurf prEN 1993-1-14: 2023** wird von Markus Knobloch, Faranak Faghihi, Mehmed Numanović und Anna-Lena Bours, Ruhr-Universität Bochum, erläutert. Darin werden wesentliche Abschnitte des neuen Eurocode 3 Teil 1-14 für die FE-gestützte Bemessung und deren Hintergründe vorgestellt und kommentiert. Ergänzende Beispiele tragen zudem zum besseren Verständnis bei. Gleichzeitig wurde auszugsweise mit dem grau hinterlegten Text auch der zurzeit vorliegende Normenentwurf prEN 1993-1-14 von den Autoren in die deutsche Sprache übertragen. Mit diesem völlig neuen Normenteil wird der Anwendung der numerischen, FE-gestützten Berechnung und Nachweisführung ein Rahmen in der Normung gegeben, der verpflichtend ist und Anwendungsoptionen für die Zukunft eröffnet.

Der Nachweis der Ermüdung im Sinne der Betriebsfestigkeit wird in dem Beitrag **Erweiterte Konzepte der Betriebsfestigkeit** von Markus Knobloch, Stefanie Röscher, Simon Steinhoff, Ruhr-Universität Bochum, Marc Seidel, Siemens Gamesa und Marion Rauch, Hochschule Kaiserslautern, behandelt. Als Ergänzung zum Beitrag über zukünftige Entwicklungen in prEN 1993-1-9 im Stahlbau-Kalender 2023 werden

zunächst die Hintergründe und Anwendung der erweiterten Konzepte der Betriebsfestigkeit sowie die wesentlichen Grundlagen der Betriebsfestigkeit wiedergegeben, wie sie in den Anlagen B und C des Entwurfs prEN 1993-1-9 implementiert sind. Weiterhin wird ein Überblick über die spannungsbasierten Nachweiskonzepte zur Lebensdauerprognose gegeben und es wird das Kerbspannungskonzept dargestellt. Auch das Kerbdehnungs- und Rissfortschrittskonzept sowie ihre Verknüpfung im Zwei-Phasen-Modell sind Gegenstand der erweiterten Konzepte. Wichtig sind Anmerkungen zur Berücksichtigung mehraxialer Spannungszustände im Betriebsfestigkeitsnachweis, da das vielfach eine offene Frage ist. Im Rahmen dreier Beispiele wird schließlich die Anwendung der erweiterten Konzepte erläutert.

Auch die **Neuen Entwicklungen in prEN 1993-1-11:2024** werden von Heinz Friedrich, Bundesanstalt für Straßenwesen, Thomas Misiak, Breinlinger Ingenieure Hochbau GmbH, José Oliveira Pedro, Universität Lissabon und Daniel Ruff, Karlsruher Institut für Technologie, dargelegt. Der Eurocode 3 Teil 1-11 beinhaltet Regeln für die Bemessung und Konstruktion von Zuggliedern aus Stahl für die Verwendung in Bauwerken aus Stahl oder anderen Materialien wie z. B. Stahlbeton, Stahl-Beton-Verbund und Holz. Mit Einführung der zweiten Eurocode-Generation wird auch bei diesem Normenteil die bisher gültige Fassung durch eine Neuauflage ersetzt. Im Zuge der Erstellung der Neuauflage erfolgte eine grundlegende Überarbeitung der Inhalte, sodass sich nahezu durchgängig mehr oder weniger ausgeprägte Änderungen und Ergänzungen ergeben haben. In dem vorliegenden Beitrag wird der Normtext von prEN 1993-1-11:2024 mit Erläuterungen und Hintergrundinformationen wiedergegeben. Dazu wurde der zurzeit lediglich im Englischen vorliegende Normentwurf von den Autoren fast vollständig ins Deutsche übertragen. Bei der Bearbeitung wurde auch deutlich, dass es an der einen oder anderen Stelle Änderungsbedarf gibt, der im folgenden Normungsprozess als Kommentare eingereicht und in der endgültigen Fassung voraussichtlich berücksichtigt wird.

Von Lisa-Marie Gözl, Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, José Oliveira Pedro, Universität Lissabon, Wolfram Schleicher, Ingenieurbüro Dr. Schleicher, Michael Schmidmeier, Mensinger Stadler Ingenieure, Ralf Schubart, Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB und Ulrike Spiegelhalter, Bürogemeinschaft Kuhlmann-Gerold-Eisele-Zipperlen, werden die **Neuen Entwicklungen in prEN 1993-2:2023** zu Stahlbrücken wiedergegeben. Wie alle europäischen Bemessungsnormen befindet sich zurzeit auch DIN EN 1993-2 zur Bemessung von Stahlbrücken in einer Überarbeitungsphase. Seit 2023 liegt ein englischsprachiger Norm-Entwurf prEN 1993-2 vor, über den in naher Zukunft die Eurocode-Mitgliedsländer abstimmen müssen. Dieser Beitrag stellt dem Fachpublikum im deutschsprachigen

Raum erstmals auszugsweise eine deutsche Übersetzung des englischsprachigen Norm-Entwurfs vor und kommentiert diesen an den wichtigsten Stellen. Dabei konzentriert sich der Beitrag auf die Änderungen gegenüber der jetzt gültigen Norm, womit dem interessierten Fachpublikum eine erste Auseinandersetzung mit den geplanten Änderungen ermöglicht und eine fachöffentliche Diskussion angeregt werden soll. Hinweise, Anregungen, kritische Kommentare sowie Empfehlungen zur deutschen Übersetzung des Norm-Entwurfs sind daher ausdrücklich erwünscht, um bei der Überarbeitung der Eurocodes die Bemessungsregeln noch besser den Anforderungen und Belangen der Praxis anzupassen.

Der Heißeinbau des Asphalts führt bei Brückentragwerken zu nichtlinearen Temperaturfeldern, die erhebliche Zwangsschnittgrößen hervorrufen können. Diesem Thema widmet sich der Beitrag **Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbrücken beim Heißeinbau des Fahrbelags** von Gerhard Hanswille, HRA Ingenieurgesellschaft mbH und Ingbert Mangerig, Mangerig und Zapfe Beratende Ingenieure GmbH. Die Beanspruchungen werden bei einer Bemessung auf der Grundlage der harmonisierten europäischen Regelwerke derzeit nicht berücksichtigt. An einzelnen Beispielen konnte in den letzten Jahren beobachtet werden, dass mit einem zeitlichen Versatz nach dem Austausch des Fahrbelags an orthotropen Fahrbelagplatten und an den Querrahmen von Verbundbrücken Ermüdungsschäden auftraten. Es kann daher vermutet werden, dass der Heißeinbau des Asphaltbelags zu Tragwerksbeanspruchungen führt, die Vorschädigungen der Konstruktion hervorrufen und somit zu einer Reduzierung der Lebensdauer führen können. Dieser Beitrag beschreibt die Grundlagen für die Ermittlung der nichtlinearen Temperaturfelder aus dem Heißeinbau des Asphalts unter Berücksichtigung der Interaktion mit den klimatischen Temperatureinwirkungen. Darauf aufbauend werden vereinfachte Berechnungsmodelle für die Praxis vorgestellt, die eine Berechnung der sekundären und primären Beanspruchungen infolge des Heißeinbaus von Asphalt für Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbelagplatten ermöglichen. Für den Nachweis der vorübergehenden Bemessungssituation „Heißeinbau des Belags“ werden ergänzende Regelungen zu den klimatischen Temperatureinwirkungen für diese spezielle Bemessungssituation sowie Festlegungen für Einwirkungen aus dem Arbeitsbetrieb und Kombinationsregeln bei einem späteren Wechsel des Belags unter Verkehr behandelt.

Auf die **Neuen Entwicklungen in prEN 1993-5:2023**, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 5: Pfähle und Spundwände, gehen Cécile Prüm, ArcelorMittal Global R&D, Jacobs Colin, Anker Schroeder ASDO GmbH, Dirk Jan Peters, Technische Universität Delft und Alexander Enders, Universität Stuttgart, in ihrem Beitrag ein. Stahl-Pfähle und Stahl-Spundwände werden schon seit einem Jahrhundert für Infrastrukturbauwerke wie Kaimau-

ern, Schleusen, Trockendocks, Baugruben und andere Stützbauwerke verwendet. Diese werden zurzeit nach DIN EN 1993-5:2010 bemessen. Inzwischen werden im Vergleich zum ursprünglichen Stand der Technik in geometrischer Hinsicht größere und breitere Spundwände und -bohlen sowie immer öfter kombinierte Wände (Rohrpfähle und H-Pfähle) verwendet. Zur Unterstützung dieser Entwicklungen wurden Forschungsprojekte durchgeführt, um das Verhalten der breiteren Spundwände zu analysieren, aber auch um die Bemessung der kombinierten Wände zu optimieren. Im Zuge der Entwicklung der zweiten Generation von Eurocode 3 galt es als Hauptaufgabe, national festgelegte Parameter zu überprüfen und auf notwendige Parameter zu reduzieren, die Benutzerfreundlichkeit zu verbessern und die EN 1993-5 mit den anderen Eurocode-Teilen zu harmonisieren. Auch wurden die Regeln für kombinierte Wände (Rohrpfähle und H-Pfähle) aktualisiert und die Regeln für Anker geklärt. Der Beitrag stellt anhand einer deutschen auszugswweisen Übersetzung der neuen Normentexte und ausführlichen Erläuterungen vor allem diese Änderungen des Normenentwurfs vor.

Der Beitrag **Tragstrukturen für Windenergieanlagen** von Peter Schaumann, Manuela Böhm, Leibniz Universität Hannover, Sebastian Kelma, Jörss – Blunck – Ordemann GmbH, Tim Rutkowski, TÜV NORD Systemtec GmbH & Co. KG und Christopher Schierl, Leibniz Universität Hannover, behandelt die Tragstrukturen von Windenergieanlagen (WEA) sowohl für Onshore- als auch für Offshore-Konstruktionen. Die Windenergie hat eine noch vor Jahren nicht für möglich gehaltene Entwicklung genommen. Das betrifft sowohl die Anlagengrößen als auch die Anzahl der weltweit installierten Anlagen. Für Bauingenieure und insbesondere für den Stahlbau bringt diese Technologie eine Reihe von Herausforderungen durch die Dimensionen und die extremen Ermüdungsbeanspruchungen mit sich. Bei Offshore-Windenergieanlagen kommen die widrigen Umweltbedingungen im Hinblick auf die Korrosion und die aufwendige Installation hinzu. Im bautechnischen Bereich setzen insbesondere die hohen dynamischen Lasten, die Verknüpfung der Lastermittlung mit dem gesteuerten Betrieb der Anlagen und die Tatsache, dass es sich meist um Großserienprodukte handelt, neue Maßstäbe. Infolgedessen erfordert die Erstellung von WEA eine enge Zusammenarbeit der verschiedenen Disziplinen. Der Beitrag behandelt Kernthemen wie die Tragstrukturvarianten, die besonderen Einwirkungen, die Verfahren zur Schnittgrößenermittlung für die Turmstruktur, die Besonderheiten bei der Bemessung von Rohrtürmen vor allem auch in Hinblick auf die Ermüdung sowie die Konstruktion und Montage.

Ich darf mich im Namen des Verlags Ernst & Sohn bei allen Autoren ganz herzlich für ihre qualitativ hochwertige Arbeit bedanken. Den Mitarbeiter:innen des Verlags und im Institut danke ich besonders für ihren großen Einsatz, der trotz aller Schwierigkeiten ein pünktliches Erscheinen des Kalenders möglich macht.

Am **Freitag, 05. Juli 2024** wird der diesjährige Stahlbau-Kalender-Tag in der FOLDERHALLE in Leinfelden-Echterdingen stattfinden. Dazu möchten wir alle Interessierten ganz herzlich einladen. Die Autoren dieser Ausgabe werden ihre Themen vorstellen, wobei besonderer Wert auf die Diskussionen nach den Vorträgen gelegt wird. Auch Möglichkeiten für persönliche Fachgespräche werden geschaffen. Wir freuen uns auf Ihr Kommen.

Stuttgart, Januar 2024

Ulrike Kuhlmann

Inhaltsverzeichnis

Vorwort III

Autor:innenverzeichnis XIX

1	Stahlbaunormen – DIN EN 1993-1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau	1
	Ulrike Kuhlmann, Fabian Jörg	
1	Allgemeines	8
1.1	Anwendungsbereich	8
1.1.1	Anwendungsbereich von Eurocode 3	8
1.1.2	Anwendungsbereich von Eurocode 3 Teil 1-1	9
1.2	Normative Verweisungen	10
1.2.1	Allgemeine normative Verweisungen	10
1.2.2	Normative Verweisungen zu schweiß- geeigneten Baustählen	10
1.3	Annahmen	10
1.4	Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	10
1.5	Begriffe	10
1.5.1	Tragwerk	10
1.5.2	Teiltragwerke	10
1.5.3	Art des Tragwerks	10
1.5.4	Tragwerksberechnung	11
1.5.5	Systemlänge	11
1.5.6	Knicklänge	11
1.5.7	mittragende Breite	11
1.5.8	Kapazitätsbemessung	11
1.5.9	Bauteil mit konstantem Querschnitt	11
1.6	Formelzeichen	11
1.7	Definition der Bauteilachsen	16
2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	16
2.1	Anforderungen	16
2.1.1	Grundlegende Anforderungen	16
2.1.2	Behandlung der Zuverlässigkeit	17
2.1.3	Nutzungsdauer, Dauerhaftigkeit und Robustheit	17
2.1.3.1	Allgemeines	17
2.1.3.2	Nutzungsdauer bei Hochbauten	17
2.1.3.3	Dauerhaftigkeit von Hochbauten	17
2.2	Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	17
2.3	Basisvariable	18
2.3.1	Einwirkungen und Umgebungse- inflüsse	18
2.3.2	Werkstoff- und Produkteigenschaften	18
2.4	Nachweisverfahren mit Teilsicherheits- beiwerten	18
2.4.1	Bemessungswerte von Werkstoff- eigenschaften	18
2.4.2	Bemessungswerte der geometrischen Größen	18
2.4.3	Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit	18
2.4.4	Nachweis der Lagesicherheit (EQU)	19
2.5	Bemessung mit Hilfe von Versuchen	19
3	Werkstoffe	19
3.1	Allgemeines	19
3.2	Baustahl	20
3.2.1	Werkstoffeigenschaften	20
3.2.2	Anforderungen an die Duktilität	22
3.2.3	Bruchzähigkeit	22
3.2.4	Eigenschaften in Dickenrichtung	22
3.2.5	Toleranzen	23
3.2.6	Bemessungswerte der Material- konstanten	23
3.3	Verbindungsmittel	23
3.3.1	Schrauben, Bolzen, Nieten	23
3.3.2	Schweißwerkstoffe	23
3.4	Andere vorgefertigte Produkte im Hochbau	23
4	Dauerhaftigkeit	23
5	Tragwerksberechnung	24
5.1	Statische Systeme	24
5.1.1	Grundlegende Annahmen	24
5.1.2	Berechnungsmodelle für Anschlüsse	25
5.1.3	Bauwerks-Boden-Interaktion	25
5.2	Untersuchung von Gesamtragwerken	25
5.2.1	Einflüsse der Tragwerksverformung	25
5.2.2	Stabilität von Tragwerken	27
5.3	Imperfektionen	29
5.3.1	Grundlagen	29
5.3.2	Imperfektionen für die Tragwerks- berechnung	29
5.3.3	Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme	33
5.3.4	Bauteilimperfektionen	34
5.4	Berechnungsmethoden	35
5.4.1	Allgemeines	35
5.4.2	Elastische Tragwerksberechnung	35
5.4.3	Plastische Tragwerksberechnung	36
5.5	Klassifizierung von Querschnitten	36
5.5.1	Grundlagen	36
5.5.2	Klassifizierung	36
5.6	Anforderungen an Querschnittsformen und Aussteifungen am Ort der Fließ- gelenkbildung	37
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit	41
6.1	Allgemeines	41
6.2	Beanspruchbarkeit von Querschnitten	41

6.2.1	Allgemeines	41	6.3.2.3	Biegedrillknicklinien gewalzter Querschnitte oder gleichartiger geschweißter Querschnitte	57
6.2.2	Querschnittswerte	43	6.3.2.4	Vereinfachtes Bemessungsverfahren für Träger mit Biegedrillknickbehinderungen im Hochbau	58
6.2.2.1	Bruttoquerschnitte	43	6.3.3	Auf Biegung und Druck beanspruchte gleichförmige Bauteile	59
6.2.2.2	Nettofläche	43	6.3.4	Allgemeines Verfahren für Knick- und Biegedrillknicknachweise für Bauteile	61
6.2.2.3	Mittragende Breite	43	6.3.5	Biegedrillknicken von Bauteilen mit Fließgelenken	63
6.2.2.4	Wirksame Querschnittswerte bei Querschnitten mit Klasse-3-Stegen und Klasse-1- oder Klasse-2-Gurten bei Momentenbeanspruchung M_y	43	6.3.5.1	Allgemeines	63
6.2.2.5	Wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4	44	6.3.5.2	Stützungen an Fließgelenken mit Rotationsanforderungen	63
6.2.3	Zugbeanspruchung	44	6.3.5.3	Stabilitätsnachweis für Tragwerksabschnitte zwischen seitlichen Stützungen	64
6.2.4	Druckbeanspruchung	45	6.4	Mehrteilige Bauteile	64
6.2.5	Biegebeanspruchung	45	6.4.1	Allgemeines	64
6.2.6	Querkraftbeanspruchung	45	6.4.2	Gitterstützen	67
6.2.7	Torsionsbeanspruchung	47	6.4.2.1	Tragfähigkeit von Elementen von Gitterstützen	67
6.2.8	Beanspruchung aus Biegung und Querkraft	48	6.4.2.2	Konstruktive Durchbildung	67
6.2.9	Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft	48	6.4.3	Stützen mit Bindeblechen (Rahmenstützen)	67
6.2.9.1	Querschnitte der Klasse 1 und 2	48	6.4.3.1	Tragfähigkeit von Komponenten von Stützen mit Bindeblechen	67
6.2.9.2	Querschnitte der Klasse 3	49	6.4.3.2	Konstruktive Durchbildung	68
6.2.9.3	Querschnitte der Klasse 4	49	6.4.4	Mehrteilige Bauteile mit geringer Spreizung	68
6.2.10	Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Normalkraft	50	7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	69
6.3	Stabilitätsnachweise für Bauteile	51	7.1	Allgemeines	69
6.3.1	Gleichförmige Bauteile mit planmäßig zentrischem Druck	51	7.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für den Hochbau	69
6.3.1.1	Biegeknicken	51	7.2.1	Vertikale Durchbiegung	69
6.3.1.2	Knicklinien	51	7.2.2	Horizontale Verformungen	69
6.3.1.3	Schlankheitsgrad für Biegeknicken	51	7.2.3	Dynamische Einflüsse	69
6.3.1.4	Schlankheitsgrad für Drillknicken oder Biegedrillknicken	54		Literatur zu den Kommentaren	85
6.3.2	Gleichförmige Bauteile mit Biegung um die Hauptachse	54			
6.3.2.1	Biegedrillknicken	54			
6.3.2.2	Knicklinien für das Biegedrillknicken – Allgemeiner Fall	56			

2 Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Normen und Bescheide im Metallbau 87
 Karsten Kathage, Christoph Ortman

1	Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB)	89	3.1	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen/ allgemeine Bauartgenehmigungen	146
2	Normen und Richtlinien für den Metallbau	141	3.1.1	Sachgebiet Verbundbau	146
3	Bescheide des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt (Stand: Juli 2023)	146	3.1.2	Sachgebiet Metallbau – Werkstoffe	148
			3.1.3	Sachgebiet Metallbau – Metallbauarten	150
			3.1.4	Sachgebiet Gerüste	178
			3.2	Europäische Technische Bewertungen	190

3	Drucktragfähigkeit von Winkelprofilen mit Erfassung baupraktischer geschraubter bzw. geschweißter Anschlüsse und zutreffendes Bemessungsmodell	201	
	Harald Unterweger, Markus Kettler, Paul Reinhold Zauchner		
1	Einleitung und Inhaltsübersicht des Beitrags	205	5.2
2	Drucktragfähigkeit – allgemein	205	5.3
2.1	Drucktragfähigkeit für Grenzfälle der Anschlusssteifigkeit	205	224
2.2	Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Anschlusssteifigkeit	207	5.3.1
3	Darstellung des Bemessungsmodells für geschraubte Anschlüsse sowie Voraussetzungen und Anwendungsgrenzen	208	5.3.2
3.1	Bemessungsmodell für geschraubte Anschlüsse im Detail	208	5.3.3
3.2	Geschraubte Anschlüsse mit starrem Verhalten in der Anschlussebene	213	5.3.4
3.3	Sonderfälle von geschraubten Anschlüssen	213	5.4
3.4	Ermittlung der zusätzlichen Schraubenbeanspruchung aus der Einspannung am Anschluss	214	5.5
3.5	Modellbildung in der globalen Systemberechnung	214	5.6
3.6	Voraussetzungen für die Anwendung des Bemessungsmodells	214	224
4	Hintergründe zum Bemessungsmodell und Validierung	215	6
4.1	Schritt 1 – Nachrechnung der Laborversuche	215	6.1
4.2	Schritt 2 – Ermittlung von zutreffenden Anschlusssteifigkeiten für die untersuchten Anschlussstypen	216	6.2
4.3	Schritt 3 – Kalibrierung und Validierung des 1D-Bemessungsmodells durch FEM-Berechnungen	216	6.2.1
4.4	Hintergrund zum Bemessungsmodell – allgemein	217	6.2.2
4.5	Treffsicherheit und Anpassung für Anschlussdetail 1a und 1b	218	6.2.3
4.6	Treffsicherheit und Anpassung für Detail 2a	220	6.2.4
4.7	Treffsicherheit und Anpassung für Detail 2*a	221	6.2.5
4.8	Treffsicherheit und Anpassung für Detail 3a	222	6.3
4.9	Erweiterung auf Anschlüsse mit zusätzlichem Zugstabsanschluss	222	6.3.1
4.10	Zusammenfassung der notwendigen Anpassungsfaktoren f_{Dj} für das Bemessungsmodell	224	6.3.2
5	Erweiterung des Bemessungsmodells auf beidseitig geschweißte Anschlüsse von Winkelprofilen	224	6.3.3
5.1	Abgedeckte Ausführungsformen	224	6.3.4
			6.3.5
			6.3.6
			7
			Literatur
			237
			224
			224
			224
			224
			227
			227
			227
			227
			228
			231
			231
			232
			232
			232
			233
			234
			234
			234
			235
			235
			235
			237

4	Anwendung numerischer Methoden bei der Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Die neue prEN 1993-1-14:2023	239
	Markus Knobloch, Faranak Faghihi, Mehmed Numanović, Anna-Lena Bours	
1	Einleitung	243
2	Grundlagen für die Tragwerksplanung und Modellierung	244
2.1	Allgemeines	244
2.2	Normtext aus prEN 1993-1-14, 4(5)–(13)	244
2.3	Bemessungsverfahren	245
3	Modellierung	247
3.1	Allgemeines	247
3.2	Geometrische Modelle	247
3.2.1	Geometrische Modellierung und Diskretisierung	247
3.2.1.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.1.1(1)–(4)	247
3.2.1.2	Allgemeine Regeln	247
3.2.1.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.1.1(7)–(9)	248
3.2.1.4	Weitere Überlegungen	248
3.2.2	Modellierung der Elemente	249
3.2.2.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.1.2(3)–(4), 5.1.3(3), 5.1.4(1)–(2), 5.1.5(3)	249
3.2.2.2	Modelle mit Balken-, Platten-, Schalen- und Volumelementen	249
3.3	Auflager- und Lastmodelle	251
3.3.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.2.1(1), (2), (4), (7), 5.2.2(1), (2)	251
3.3.2	Modellierung der Auflager und Lasten	252
3.4	Werkstoffmodelle	253
3.4.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.1(1), (2), (8), (9), (13)	253
3.4.2	Allgemeines	253
3.4.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.2(1-2)	254
3.4.4	Werkstoffmodelle für warmgewalzte Stähle	255
3.4.5	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.3(1), (2), 5.3.4(1), (2)	256
3.4.6	Werkstoffmodelle für kaltgeformten Stahl, hochfesten Stahl und nichtrostende Stähle	257
3.5	Imperfektionen	258
3.5.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.1(1)–(3), (8)	258
3.5.2	Allgemeines	258
3.5.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.2(1)	258
3.5.4	Geometrische Imperfektionen	259
3.5.5	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.3(3)–(5), (7)	260
3.5.6	Eigenspannungen	261
3.5.7	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.4(1), (5)–(7)	262
3.5.8	Geometrische Ersatzimperfektionen	263
3.5.9	Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.5(1)–(3), (6)	264
3.5.10	Imperfektionskombinationen	264
4	Berechnung	265
4.1	Allgemeines	265
4.2	Lösungseinstellungen	265
4.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 6.1.1(1), (3)–(5), (7)	266
4.4	Tragwerksberechnung	267
4.5	Normtext aus prEN 1993-1-14, 6.1.2(1)	268
4.6	Berechnungsverfahren	268
5	Validierung und Verifizierung	269
5.1	Allgemeines	269
5.2	Normtext aus prEN 1993-1-14, 7.1(1)–(7)	270
5.3	Weitere Überlegungen	271
5.4	Normtext aus prEN 1993-1-14, 7.2(1)–(4)	272
5.5	Verifizierung	272
5.6	Normtext aus prEN 1993-1-14, 7.3(1), (2), (9), (10)	273
5.7	Validierung	274
6	Bemessungsmethodik	275
6.1	Allgemeines	275
6.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	275
6.2.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.1(1), (2)	275
6.2.2	Allgemeines	275
6.2.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.2(1), (2)	276
6.2.4	Elastischer Grenzzustand – Spannungsnachweis	276
6.2.5	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.3(1)–(5), (8)	276
6.2.6	Nachweis der Beanspruchbarkeit nach Plastizitätstheorie	276
6.2.7	Stabilitätsnachweis	277
6.2.7.1	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.4.1(1), (2)	277
6.2.7.2	Bemessungsverfahren	277
6.2.7.3	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.4.2(1)–(7), (9)	277
6.2.7.4	Bemessung durch LA- oder MNA- und LBA-Berechnung	278
6.2.7.5	Normtext aus prEN 1993-1-14, 8.1.4.3(1)–(5)	279
6.2.7.6	Bemessung durch GNIA-Berechnung in Kombination mit LBA-Berechnung	279

- 6.2.7.7 Normentext aus prEN 1993-1-14, 8.1.4.4(1), (2) 280
- 6.2.7.8 Bemessung durch GNIA-Berechnung in Kombination mit Querschnittsnachweis 280
- 6.2.7.9 Normentext aus prEN 1993-1-14, 8.1.4.5(1)–(10), (12), (14) 280
- 6.2.7.10 Bemessung durch GMNIA-Berechnung 281
- 6.2.8 Normentext aus prEN 1993-1-14, 8.1.5 (1)–(4) 281
- 6.2.9 Verfahren zur Auswertung der materiell nichtlinearen Berechnung 282
- 6.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 282
- 6.3.1 Normentext aus prEN 1993-1-14, 8.3 (1)–(7) 282
- 6.3.2 Weitere Informationen 283
- 7 Modellfaktor γ_{FE} 283
- 7.1 Hintergrund und Anwendung 283
- 7.2 Berechnung 283
- 7.3 Normentext aus prEN 1993-1-14, A.3(1)–(5), (7) 284
- 7.4 Normentext aus prEN 1993-1-14, 7.3 (3)–(8) 285
- 7.5 Nachweise der Beanspruchbarkeit mit dem Modellfaktor 285
- 7.6 Normentext aus prEN 1993-1-14, 8.1.3(7), 8.1.4.5(13), 8.1.5(5) 286
- 8 Spannungskonzentrationen 286
- 8.1 Hintergrund und Anwendung 286
- 8.2 Ursachen von Spannungskonzentrationen Hinweise zur Modellierung 286
- 8.3 Normentext aus prEN 1993-1-14, B3(1)–(3), 8.1.2(3)–(6) 287
- 8.4 Trennung von Spannungskonzentration und numerischen Singularitäten 288
- 5 Erweiterte Konzepte der Betriebsfestigkeit 307**
Markus Knobloch, Stefanie Röscher, Simon Steinhoff, Marc Seidel, Marion Rauch
- 1 Einleitung 311
- 2 Betriebsfestigkeit 311
- 2.1 Ermüdung metallischer Werkstoffe 311
- 2.2 Struktur- und bruchmechanische Werkstoffkennwerte 313
- 2.3 Kerbwirkung 314
- 2.4 Betriebsbeanspruchung 314
- 2.5 Einflüsse auf die Betriebsfestigkeit 315
- 2.5.1 Werkstoff 316
- 2.5.2 Mittelspannung und Eigen-
spannungen 316
- 2.5.3 Bauteileinfluss und Größeneffekt 317
- 2.5.4 Weitere Einflüsse auf die
Betriebsfestigkeit 317
- 8.5 Normentext aus prEN 1993-1-14, B4(1)–(6) 289
- 8.6 Berücksichtigung von Spannungskonzentrationen bei der Bemessung 290
- 9 Grenzwerte für maximale Dehnungen für Balkenelemente 291
- 9.1 Allgemeines 291
- 9.2 Hintergrund 291
- 9.3 Motivation 291
- 9.4 Anwendung 291
- 9.5 Normentext aus prEN 1993-1-14, C3(1)–(4) 292
- 10 Dokumentation 294
- 10.1 Normentext aus prEN 1993-1-14, 9(1), (2) 294
- 11 Berechnungsbeispiele 294
- 11.1 Einleitung 294
- 11.2 Schubbeulen von Blechträgern 294
- 11.2.1 Allgemeines 294
- 11.2.2 Experimentelle Versuche 294
- 11.2.3 Entwicklung des numerischen Modells 295
- 11.2.4 Last- und Auflagerbedingungen 296
- 11.2.5 Werkstoffmodell 297
- 11.2.6 Imperfektionen 297
- 11.2.7 Berechnungsverfahren 297
- 11.2.8 Validierung des numerischen Modells anhand von experimentellen Versuchen 297
- 11.3 Zweifeldträger unter Biegung, Drucknormalkraft und Torsion 299
- 11.3.1 Experimentelle Untersuchungen 299
- 11.3.2 Numerisches Modell 301
- 11.3.3 Validierung 302
- 12 Zusammenfassung und Ausblick 303
Literatur 304
- 2.6 Wöhlerlinie zur Beschreibung des Ermüdungswiderstands 317
- 2.7 Konzepte der Betriebsfestigkeitsberechnung 319
- 3 Spannungsbasierte Nachweiskonzepte zur Lebensdauerprognose 320
- 3.1 Überblick 320
- 3.2 Kerbspannungskonzept 322
- 3.2.1 Grundgedanke des Kerbspannungskonzepts 322
- 3.2.2 Nachweisformat und Berechnungsablauf 322
- 3.2.3 Anwendungsgrenzen und Hinweise 325

4	Erweiterte Konzepte für die Lebensdauerprognose geschweißter und ungeschweißter Bauteile 326	5.1	Zusammengesetzte Beanspruchungen 351
4.1	Allgemeines 326	5.2	Schädigungsbewertung über Interaktionsbedingungen 353
4.2	Kerbdehnungskonzept 328	5.3	Schädigungsbewertung über kritische Ebenen für nichtproportionale Beanspruchungen 354
4.2.1	Grundgedanke des Kerbdehnungskonzepts 328	6	Anwendungsbeispiele 355
4.2.2	Nachweisformat und Berechnungsablauf 328	6.1	Lebensdauerberechnung mit dem Kerbspannungskonzept für einen Kreuzstoß 355
4.2.3	Anwendungsmöglichkeiten und Erweiterungen 333	6.1.1	Einleitung 355
4.2.3.1	Abschätzmethoden für zyklisches Werkstoffverhalten 333	6.1.2	Geometrie 356
4.2.3.2	Größeneinfluss 336	6.1.3	FE-Modell 356
4.2.3.3	Rauheit 336	6.1.4	Kerbformzahlen 357
4.2.3.4	Schädigungsparameter 337	6.1.5	Beanspruchung 357
4.2.3.5	Eigenspannungen 339	6.1.6	Ermüdungsnachweis 357
4.2.4	Anwendung für geschweißte Bauteile bzw. Strukturen 339	6.2	Berechnung der Anrisslebensdauer mit dem Kerbdehnungskonzept für einen ausgeklinkten Träger 358
4.2.5	Versagenskriterium 339	6.2.1	Einleitung 358
4.2.6	Einführungsbeispiel 340	6.2.2	Eingangswerte, Geometrie und Überblick über die Ermüdungsversuche 358
4.3	Rissfortschrittskonzept 341	6.2.3	Berechnung der Anrisslebensdauer 359
4.3.1	Grundgedanke des Rissfortschrittskonzepts 341	6.3	Lebensdauerberechnung mit dem Zwei-Phasen-Modell für eine Anschweißbuchse 361
4.3.2	Nachweisformat und Berechnungsablauf 342	6.3.1	Einleitung 361
4.3.3	Anwendungsmöglichkeiten und Erweiterungen 345	6.3.2	Eingangswerte und Geometrie 362
4.3.3.1	Rissfortschrittsgesetze 345	6.3.3	FE-Modell und Idealisierung der Schweißnahtgeometrie 363
4.3.3.2	Risschließeffekt und Bauteilgröße 346	6.3.4	Bestimmung der Anrisslebensdauer 364
4.3.3.3	Eigenspannungen 346	6.3.5	Berechnung der Rissfortschrittsdauer 366
4.3.3.4	Numerische Ermittlung der Spannungsintensität 346	6.3.6	Vergleich der Berechnung mit Versuchsergebnissen 368
4.3.3.5	Numerische Rissfortschrittsberechnungen mittels X-FEM 347	6.3.7	Ableitung einer charakteristischen Ermüdungswiderstandskurve (Bemessungswöhlerlinie) 368
4.3.4	Versagenskriterium 348	7	Zusammenfassung und Ausblick 369
4.3.5	Einführungsbeispiel 348		Literatur 370
4.4	Gesamtlebensdauerprognose mit dem Zwei-Phasen-Modell 350		
5	Mehraxiale Spannungszustände 351		
6	Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-11:2024 375		
	Heinz Friedrich, Thomas Misiak, José J. Oliveira Pedro, Daniel C. Ruff		
1	Einleitung 377	2.6	Dauerhaftigkeit 397
1.1	Zu diesem Beitrag 377	2.7	Tragwerksberechnung 398
1.2	Neue Normengeneration 377	2.8	Grenzzustände der Tragfähigkeit 400
1.3	Zusammenfassung der Änderungen 378	2.9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit 414
1.4	Anmerkungen zum Abdruck von prEN 1993-1-11 378	2.10	Ermüdung 415
2	Vorstellung und Kommentierung von prEN 1993-1-11:2024 379	2.11	Versuche 420
2.1	Anwendungsbereich 381	3	Vorstellung und Kommentierung der Anhänge von prEN 1993-1-11:2024 421
2.2	Normative Verweise 382	3.1	Anhang A 421
2.3	Begriffe, Definitionen und Formelzeichen 382	3.2	Anhang B 436
2.4	Grundlagen der Tragwerksplanung 387	3.3	Anhang C 442
2.5	Werkstoffe 393		Literatur 447

7	Neue Entwicklungen in prEN 1993-2:2023	451		
	Ulrike Kuhlmann, Lisa-Marie Gözl, José J. Oliveira Pedro, Wolfram Schleicher, Michael Schmidmeier, Ralf Schubart, Ulrike Spiegelhalter			
1	Einleitung	453	7.2	Neuer informativer Anhang F
1.1	Bemessungsregeln bei Stahlbrücken	453	7.3	Ermüdungswiderstand
1.2	Überblick zu der Entwicklung und den Änderungen in prEN 1993-2	453	7.4	Schweißnahtnachbehandlung
1.2.1	Entwicklungsprozess	453	8	Anhang A – Bemessung von Hängern bei Stabbogenbrücken
1.2.2	Übersicht über die Änderungen	454	8.1	Anwendungsbereich
1.3	Gegenstand und Verständnis des Beitrags	456	8.2	Material und Querschnitte für Zugglieder
2	Grundlagen für die Tragwerksplanung	456	8.3	Bemessungsempfehlungen für Hängeranschlüsse
2.1	Grundlegende Anforderungen	456	8.4	Bemessungsregeln für Rundstahlhänger
2.2	Tragwerkszuverlässigkeit und Robustheit	456	8.5	Bemessungsregeln für Flachstahlhänger
2.3	Nutzungsdauer bei Brücken	457	8.6	Bemessungsregeln für Seilhänger
2.4	Dauerhaftigkeit, Basisvariablen und Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	457	8.7	Weitergehende Empfehlungen zur Bewertung schwingungsanfälliger Konstruktionen
2.5	Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdungsnachweise und Versuchsgestützte Bemessung	458	9	Anhang B – Ergänzende Regeln für die Bemessung von im Grundriss gekrümmten Hauptträgern mit steifer Lagerung des Druckflansches
3	Tragwerksberechnung	458	10	Anhang C – Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen
4	Teilsicherheitsbeiwerte und Querschnittsbeanspruchbarkeit	460	10.1	Allgemeines
4.1	Teilsicherheitsbeiwerte und Allgemeines	460	10.2	Straßenbrücken – Allgemeines
4.2	Zug-, Druck- und Biegebeanspruchung	461	10.3	Straßenbrücken – Fahrbahnblech
4.3	Querkraftbeanspruchung, Torsion und weitere Beanspruchungen	462	10.4	Straßenbrücken – Fahrbahnlängssteifen
5	Stabilitätsnachweise für Bauteile	464	10.5	Straßenbrücken – Querträger
5.1	Biegedrillknicknachweise nach EN 1993-1-1:2022, Abs. 8.3.2	464	10.6	Eisenbahnbrücken – Allgemeines
5.2	Vereinfachtes Verfahren für seitliches Ausknicken und Biegedrillknicken von Bauteilen nach Abs. 8.3.5	466	10.7	Eisenbahnbrücken – Blechdicke und Maße
6	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	468	10.8	Eisenbahnbrücken – Ausbildung der Durchdringung Längssteife/ Querträger
6.1	Allgemeine Regeln und Spannungsbegrenzung	468	10.9	Eisenbahnbrücken – Schweißnahtvorbereitung und Prüfungen
6.2	Weitere Anforderungen	470	10.10	Eisenbahnbrücken – Berechnungen
7	Ermüdung	471	10.11	Toleranzen für Halbzeuge und für die Fertigung
7.1	Ermüdungsnachweis	471	11	Zusammenfassung und Ausblick
				Literatur

8	Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbrücken beim Heißeinbau des Fahrbelags	523		
	Gerhard Hanswille, Ingbert Mangerig			
1	Einleitung	525	5.2	System 1 – Deckblech der Stahlfahrbahn
2	Systeme für Fahrbelagdecken und Einbaubreiten der Fertiger	525	5.3	System 2 – Längsrippen
3	Messungen an Bauwerken und Schlussfolgerungen für eine rechnerische Erfassung der Beanspruchungen aus dem Aus- und Einbau des Belags	527	5.4	System 3 – Querträger
4	Numerische Simulation der Temperaturfelder aus klimatischen Temperatureinwirkungen in Kombination mit den Temperaturfeldern aus dem Heißeinbau des Belags	530	5.5	System 4 – Haupttragwerk
4.1	Allgemeines	530	6	Besondere Aspekte bei der Ermittlung der Beanspruchungen aus klimatischen Temperatureinwirkungen in Kombination mit dem Ausbau des Asphaltbelags
4.2	Grundlagen der Temperaturfeldberechnung bei klimatischen Temperatureinwirkungen und beim Heißeinbau des Belags	532	6.1	Allgemeines
4.3	Parameteruntersuchungen zu den klimatischen Temperatureinwirkungen	536	6.2	Haupttragwerkswirkung
4.3.1	Allgemeines	536	6.3	Querrahmen
4.3.2	Temperaturverläufe in den Längsrippen von orthotropen Fahrbelagplatten infolge klimatischer Einwirkungen	536	7	Einwirkungen aus Arbeitsbetrieb beim Ein- und Ausbau des Asphalts
4.3.3	Parameteruntersuchungen für die Deckbleche von Stahlbrücken	539	8	Einwirkungskombinationen in der vorübergehenden Bemessungssituation des Ein- und Ausbaus des Belags
4.4	Temperatureinwirkungen aus dem Heißeinbau des Belags	541	9	Teilsicherheitsbeiwerte für die Auswirkungen aus dem Heißeinbau des Belags
4.4.1	Allgemeines	541	10	Berechnungsbeispiel
4.4.2	Trapezsteifen von orthotropen Fahrbelagplatten	543	10.1	Allgemeines
4.4.3	Temperaturfelder aus dem Asphaltieren und aus klimatischen Temperatureinwirkungen in den Deckblechen	545	10.2	Globale Beanspruchungen aus dem Heißeinbau des Asphalts
4.4.4	Baupraktische Berechnung der Deckblechtemperaturen aus dem Heißeinbau des Belags	548	10.3	Lokale Beanspruchungen in der orthotropen Fahrbelagplatte aus dem Heißeinbau des Asphalts
5	Vereinfachte Temperaturfelder und Modelle zur Berechnung der Beanspruchungen beim Heißeinbau des Asphaltbelags bei Stahlbrücken	549	10.4	Spannungen im Deckblech aus dem Heißeinbau des Belags infolge lokaler und globaler Beanspruchungen
5.1	Allgemeines	549	10.5	Klimatische Temperatureinwirkungen
			10.6	Bewertung der Berechnungsergebnisse für das Beispiel Stahlbrücke
9	Neue Entwicklungen in prEN 1993-5:2023	581	11	Erfahrungen mit dem Heißeinbau des Belags bei ausgeführten Bauwerken
	Cécile Prüm, Jacobs Colin, Dirk Jan Peters, Alexander Enders		12	Zusammenfassung, Danksagung und Ausblick
1	Einführung	585		Literatur
1.1	Aktueller Stand	585	1.4.3	Harmonisierung der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
1.2	Nächste Generation	585	1.4.4	Schiefstellungen
1.3	Überarbeitungsprozess	585	1.4.5	Querschnittsklassifizierung
1.4	Zusammenfassung der wesentlichen Änderungen	585	1.4.6	Beanspruchbarkeit von Z- und U-Bohlen auf Biegung
1.4.1	Neuer Aufbau	585	1.4.7	Schubverbindungen von U-Bohlen
1.4.2	Bruchfähigkeit der Spundwände	585	1.4.8	Nachweis der Füllelemente

- 1.4.9 Beanspruchbarkeit von H-förmigen Tragbohlen auf Biegung und Normalkraft 587
- 1.4.10 Anhang D (normativ): Referenz-Gleichungen für die Bemessung von dünnwandigen Rohrpfählen mit Klasse-3- und -4-Querschnitt unter Biegebeanspruchung 587
- 1.4.11 Eigenschaften von semi-kompakten Rohrpfählen nach Anhang E (normativ) 587
- 1.4.12 Werkstoffeigenschaften für Stahlelemente von Anker und Zugpfählen 587
- 1.4.13 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Anker und Zugpfählen 587
- 1.4.14 Beanspruchbarkeit von Anker und Zugpfählen 587
- 2 Bruchzähigkeit der Spundwände 587
- 2.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 587
- 2.2 Vereinfachter Bruchzähigkeitsnachweis 588
- 2.3 Erläuterungen 589
- 3 Tragwerksmodellierung 590
- 3.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 590
- 3.2 Hintergrund zu den Änderungen 594
- 3.2.1 Tragwerksberechnung zur Bemessung von Stahlspundwänden im Grenzzustand der Tragfähigkeit 594
- 3.2.2 Imperfektionen 594
- 4 Festigkeitsnachweise nach prEN 1993-5:2023 599
- 4.1 Querschnittsklassifizierung 599
- 4.1.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 599
- 4.1.2 Kommentar zur Querschnittsklassifizierung 600
- 4.2 Beanspruchbarkeit von Z- und U-Bohlen auf Biegung nach prEN 1993-5:2023 Abs. 8.3.1 und Anhang E 601
- 4.2.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 601
- 4.2.2 Normtext zur Beanspruchbarkeit von Z- und U-Bohlen auf Biegung nach prEN 1993-5 Anhang E 603
- 4.2.3 Kommentar zur Beanspruchbarkeit von Spundwandbohlen auf Biegung 603
- 4.3 Schubverbindungen von U-Bohlen 605
- 4.3.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 605
- 4.3.2 Empfohlene Werte für Abminderungsfaktoren β_B und β_D zur Berücksichtigung des Grades der Schubkraftübertragung 606
- 4.3.3 Verschweißte Schubverbindungen 606
- 4.3.4 Nachweis von verpressten Schubverbindungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit 607
- 4.4 Bemessung von H-förmigen Bohlen als Tragelement 607
- 4.4.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 607
- 4.4.2 Kommentar zur Bemessung von H-förmigen Bohlen als Tragelement 614
- 4.4.2.1 Allgemeines 614
- 4.4.2.2 Beanspruchbarkeit auf Biegung und Normalkraft 614
- 4.4.2.3 Biegeknicke und Biegedrillknicken von H-förmigen Tragbohlen 616
- 4.4.3 Kombinierte Wirkung aus globaler Beanspruchung in Längsrichtung und lokaler Querbeanspruchung im Flansch von H-förmigen Tragbohlen 620
- 4.5 Bemessung von Füllbohlen mit FEM 620
- 4.5.1 Neuer Normtext aus DIN EN 1993-5:2023 620
- 4.5.2 Allgemeines zu Füllelementen 621
- 4.5.3 Allgemeines zur Sicherheit der Nachweise mit numerischer Simulation 622
- 4.5.4 Nachweis der Füllelemente laut prEN 1993-5:2023 623
- 4.6 Bemessung von Rohrprofilen 624
- 5 Verankerungen und Zugpfähle 634
- 5.1 Materialeigenschaften für Stahlelemente, die für Anker und Zugpfähle verwendet werden 634
- 5.1.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 634
- 5.1.2 Allgemeines 634
- 5.1.3 Duktilität 635
- 5.2 Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Anker und Zugpfählen 635
- 5.2.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 635
- 5.2.2 Diskussion der Änderungen 636
- 5.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit – Anker und Zugpfähle 636
- 5.3.1 Neuer Normtext aus prEN 1993-5:2023 636
- 5.3.2 Diskussion der Änderungen 638
- 5.3.3 Kommentar zu Abschnitt 8.11 (3) 639
- 5.3.4 Kommentar zu Abschnitt 8.11.2 – Bemessungswiderstand von Zuggliedern für Rückverankerungen 639
- 5.3.5 Unterschiede in der Definition für Streckgrenzwert und den Teilsicherheitsbeiwerten 639
- 5.3.6 Kalibrierfaktor k_t 640
- 5.3.7 Kommentar zum Absatz 8.11.2 (2) – k_b -Faktor 641
- 5.3.8 Anker und Zugpfähle, die einer Nachweisprüfung unterliegen 642
- Literatur 642

10	Tragstrukturen für Windenergieanlagen	645		
	Peter Schaumann, Manuela Böhm, Sebastian Kelma, Christopher Schierl			
1	Einleitung	647	5.2.4	Nachweis mit dem spannungsbasierten Verfahren
1.1	Bedeutung der Windenergie	647	5.2.5	Nachweis nach dem MNA/LBA Konzept
1.2	Normenentwicklung	648	5.2.6	Nachweis mit GMNIA
1.2.1	Onshore-Windenergie	648	5.2.7	Türöffnungen
1.2.2	Offshore-Windenergie	650	5.3	Ermüdungsnachweis
2	Übersicht über Varianten der Tragstruktur	650	5.3.1	Allgemeines
3	Einwirkungen	652	5.3.2	Nennspannungskonzept
3.1	Allgemeines	652	5.3.3	Strukturspannungskonzept
3.2	Einwirkungen aus Wind	653	5.3.4	Örtliche Konzepte
3.2.1	Allgemeines	653	5.3.5	Rissfortschrittskonzept
3.2.2	Windzonen	654	5.3.6	Schadensakkumulation
3.2.3	Windbedingungen nach DIN EN IEC 61400-1	655	5.3.7	Anwendung für Türme von Windenergieanlagen
3.2.4	Wirbelerregte Querschwingungen	656	5.4	Ringflansche
3.3	Sonstige Einwirkungen	657	5.4.1	Tragfähigkeit
3.3.1	Imperfektionen	657	5.4.2	Ermüdung
3.3.2	Temperatur	657	5.4.3	Einfluss von Imperfektionen
3.3.3	Erdbeben	657	5.4.4	Einfluss von Vorspannkraft
3.3.4	Eis	657	6	Fertigung und Montage
3.4	Lastarten	658	7	Offshore-Windenergie
3.5	Lastfälle	658	7.1	Aktuelle Entwicklung
3.6	Böenreaktion	660	7.2	Tragstrukturen für Offshore-WEA
4	Schnittgrößenermittlung	662	8	Forschung
4.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	662	8.1	Allgemeines
4.2	Grenzzustand der Ermüdung	665	8.2	Groutverbindungen
4.3	Sicherheitskonzept	667	8.3	Schraubenverbindungen
5	Bemessung	668	8.4	Schweißnähte
5.1	Eigenfrequenzen	668	8.5	Stabilität von Suction Buckets
5.2	Schalenbeulen	669	9	Zusammenfassung und Ausblick
5.2.1	Allgemeines	669	10	Formelzeichen
5.2.2	Ideale Beullast	669		Literatur
5.2.3	Reale Beullast	671		

Stichwortverzeichnis 711

(7) Sorgfalt sollte herrschen, wenn Symmetriebedingungen angewendet werden und die Symmetrieebene durch Auflager oder Lasten verläuft.

Anmerkung: Symmetrie kann nur ausgenutzt werden, wenn das erwartete Tragverhalten (Versagensmodus, Eigenform, Verformung, Last- und Auflagerbedingungen usw.) als symmetrisch nachgewiesen wurde.

5.2.2 Definition der Lasten

(1) Die im numerischen Modell aufgebrachte Belastung sollte konform mit dem gewählten Lösungsverfahren (last- oder weggesteuerte Berechnung) sein.

(2) Wenn eine nichtlineare Berechnung durchgeführt wird, sollte gemäß Abschnitt 7 überprüft und nachgewiesen werden, dass die Art der Lastdefinition zutreffend ist.

Anmerkung: Last- und weggesteuerte Berechnungen können zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, die sich aus den unterschiedlichen Lastübertragungs- und Lastverteilungsmodi im numerischen Modell ergeben.

3.3.2 Modellierung der Auflager und Lasten

Die genaue Definition der Auflager- und Lastbedingungen im numerischen Modell ist für die korrekte Modellierung des Tragverhaltens von großer Bedeutung. Die modellierten Auflager sollten dieselben Auswirkungen auf das modellierte Tragwerk haben und dieselbe Steifigkeit erzeugen wie die realen Auflager im betrachteten physischen Tragwerk. Analog dazu sollten die modellierten Lasten und Beanspruchungen die gleichen Auswirkungen haben wie die im physischen Tragwerk, aber auch kompatibel zu den DOFs des verwendeten Elementtyps sein. Zudem sollen durch diese Modellierung unerwünschte Sekundäreffekte wie Spannungskonzentrationen, erhöhte Steifigkeiten oder Einspannungen vermieden werden.

Die präzise Modellierung von Auflagerbedingungen (und Lasten) ist auch in den bereits o. g. Submodellen von Bedeutung. Diese Submodelle stellen einen kleineren Teil des Gesamttragwerks dar, mit identischem Tragverhalten und identischen Ausgangswerten. Die Vorteile der Anwendung solcher vereinfachten Modelle liegen vor allem in der Reduzierung des Rechenaufwands und der Rechenzeit. Die Submodelle ergeben sich entweder durch die Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften des Tragwerks (z. B. wird nur die Hälfte oder ein Viertel des Systems untersucht) oder durch die Betrachtung eines einzelnen, relevanten Tragwerksteils, beispielsweise eines Bauteils. In jedem Fall sollten an den Schnittstellen dieser Submodelle entsprechende Randbedingungen und Lasten definiert werden, sodass das Tragverhalten der Submodelle mit dem realen Verhalten dieser Teile innerhalb des Gesamttragwerks identisch ist.

Die Einführung von Einzellasten oder Punktlagern kann zu unrealistischen Spannungskonzentrationen in Platten-, Schalen- oder Volumenelementen führen (Beispiel im Bild 4). Es gibt mehrere Möglichkeiten, das Problem der Spannungskonzentrationen zu lösen. Einzellasten durch über den Querschnitt verteilte Lasten zu ersetzen, stellt häufig eine geeignete Möglichkeit dar. Auf diese Weise können große Spannungskonzentrationen, die im Lasteinleitungspunkt entstehen (Bild 4a), vermieden und eine gleichmäßige Spannungsverteilung erreicht werden (Bild 4b). Eine weitere Möglichkeit ist die Implementierung einer starren Membran, eines starren Körpers oder einer Zwangsgleichung an der Stelle, an der die Lasten oder Auflager angesetzt werden sollen. Dadurch wird sichergestellt, dass die Querschnitte der modellierten Bauteile eben bleiben und die resultierenden Schnittgrößen gleichmäßig verteilt werden. Ein Beispiel für die Anwendung einer Zwangsgleichung zur Bildung eines gelenkigen Auflagers ist im Bild 4d

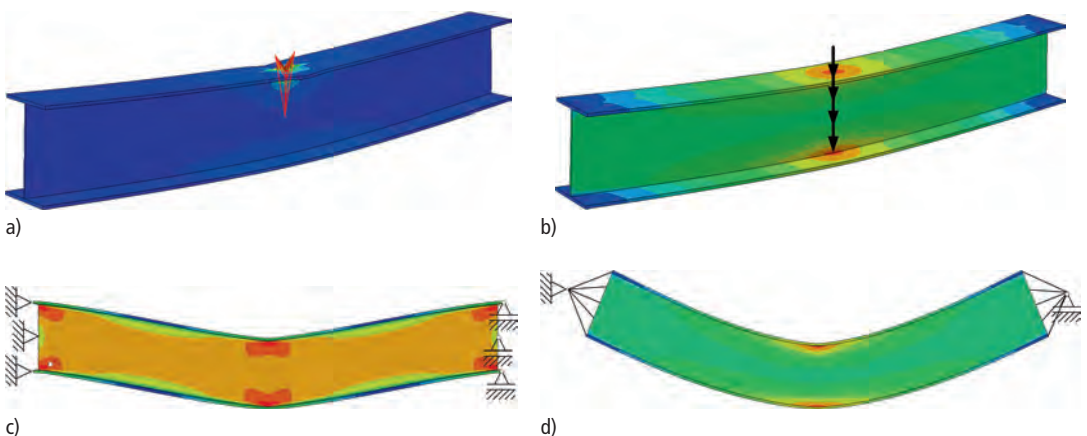


Bild 4. Beispiel für a) die nicht empfohlene und b) die empfohlene Aufbringung von Einzellasten sowie für c) die falsche und d) die richtige Umsetzung von punktuellen Auflagerbedingungen in numerischen Modellen

dargestellt. Dieser Ansatz kann zur Modellierung von eingespannten und gelenkigen Auflagern sowie nachgiebigen Verbindungen verwendet werden, wobei Federn oder Verbindungs-/Kontaktelemente eingesetzt werden. Es sollte besonders darauf geachtet werden, dass die starren Bauteile das Tragverhalten nicht ungewollt beeinflussen (unerwünschte Einspannung, eingeschränkte Verwölbung oder Vernachlässigung der Querschnittsverformung), insbesondere bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen. Die gleichen Klemmeffekte können entstehen, wenn die translatorischen DOFs für den gesamten Querschnitt eingeschränkt werden (s. Bild 4c). Besondere Modellierungssorgfalt ist erforderlich, wenn bei der Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften die Symmetrielinie/-ebene durch (die Wirkungslinie von) Lasten oder Auflager verläuft, da deren ungenaue Definition auf der Symmetrielinie/-ebene die Erfassung des tatsächlichen Tragverhaltens verhindern könnte. Für weitere Einzelheiten zum Umgang mit und Auswirkungen von Spannungskonzentrationen in numerischen Modellen wird auf Abschnitt 8 verwiesen.

Bei der Aufbringung der Lasten in einem numerischen Modell kann entweder eine kraftgesteuerte oder eine weggesteuerte Berechnung verwendet werden. Die beiden Ansätze können bei einer nichtlinearen Berechnung aufgrund der inhärent unterschiedlichen Lastübertragung und Lastverteilung im numerischen Modell zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Daher sollte die Anwendung von beiden Berechnungsverfahren sowie ihre Eignung und Zulässigkeit für das jeweilige Modell geprüft und die Genauigkeit untersucht werden. Es kann auch eine Kombination aus beiden Verfahren angewendet werden, sofern die Ergebnisse validiert und verifiziert werden.

3.4 Werkstoffmodelle

3.4.1 Normentext aus prEN 1993-1-14, 5.3.1(1), (2), (8), (9), (13)

5.3 Werkstoffmodelle

5.3.1 Allgemeines

(1) Die Werkstoffeigenschaften sollten als nominelle Werte angenommen werden, wenn die Berechnung zur Unterstützung numerischer Bemessungsverfahren verwendet wird.

(2) Bei Berechnungen, die der Modellvalidierung dienen, sollten die gewählten Werkstoffeigenschaften auf entsprechenden Werkstoffprüfungen (Messwerten) beruhen.

(8) Für Stahlsorten bis S700, die eine ausgeprägte Streckgrenze und ein Fließplateau aufweisen, dürfen die Werkstoffmodelle in 5.3.2 verwendet werden.

(9) Für Stahlsorten bis S700, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, darf das Werkstoffmodell in 5.3.3 verwendet werden.

(13) Wenn die Berechnung eine Querkontraktion beinhaltet (z. B. bei Volumenelementmodellen oder Schalen mit Dickenreduzierungseffekt), darf die wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve, die aus dem quad-linearen Spannungs-Dehnungs-Modell berechnet wird bis zur Gleichmaßdehnung oder eine gemessene technische Zugspannungs-Dehnungs-Kurve gemäß Formel (5.1) und Formel (5.2) verwendet werden.

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma \cdot (1 + \epsilon) \quad (5.1)$$

$$\epsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \epsilon) \quad (5.2)$$

3.4.2 Allgemeines

Angaben zur Anwendung von Werkstoffmodellen bei der numerischen Berechnung von Stahlbauten enthält der Abs. 5.3 der prEN 1993-1-14. Bei der Definition und Verwendung der Werkstoffeigenschaften wird zwischen denen, die zur Unterstützung numerischer Bemessungsverfahren, und denen, die zur Modellvalidierung, vgl. Abschnitt 5, verwendet werden, unterschieden. Bei den numerischen Bemessungsverfahren sind die Nennwerte von f_y , f_u , E und ϵ_u , die in den unterschiedlichen Teilen des Eurocode 3 und in den Produktnormen angegeben sind, zu verwenden. Zur Validierung des entwickelten numerischen Modells sollten Versuche zur Werkstoffcharakterisierung an Proben aus der gleichen Charge wie das geprüfte Tragelement und unter ähnlichen Bedingungen (z. B. Dehnrage, Temperatur) durchgeführt werden. Die experimentell ermittelten Werkstoffeigenschaften sind in das numerische Modell zu implementieren, um eine realistische Beschreibung des Tragverhaltens und des Versagensmechanismus zu ermöglichen.

Die für den Zugbereich definierten Spannungs-Dehnungs-Kurven können identisch für den Druckbereich berücksichtigt werden, sofern nicht anders angegeben ist. Darüber hinaus deckt die prEN 1993-1-14 die Werkstoffeigenschaften von Stählen, die Temperaturen bis zu 100 °C ausgesetzt sind, ab. Für den Brandfall dürfen die mechanischen Eigenschaften von Kohlenstoffstahl und nichtrostenden Stählen aus prEN 1993-1-2 [2] verwendet werden. Für warmgewalzte, kaltgeformte, höherfeste und nichtrostende Stähle sind die entsprechenden Werkstoffmodelle in Teil 1-14 selbst enthalten. Darüber hinaus wird für die Stahlsorten bis S700 zwischen Werkstoffmodellen mit scharf definierter Streckgrenze und solchen mit ausgerundeter Spannungs-Dehnungs-Kurve unterschieden, siehe Abs. 3.4.4 und 3.4.6. Diese Spannungs-Dehnungs-Kurven werden als sog. technische Spannungen und Dehnungen angegeben und können mit den Formeln (5.1) und (5.2) in sog. wahre Spannungen und Dehnungen umgerechnet werden. Technische Spannungen werden mithilfe des Ausgangsquerschnitts bestimmt, wahre Spannungen beziehen sich stets auf die aktuelle Querschnittsfläche. Eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die durch die wahre Spannungs-

Dehnungs-Kurve definiert wird, kann das reale Tragverhalten oftmals besser abbilden, während die technische Spannungs-Dehnungs-Kurve i. d. R. zu konservativen Bemessungsergebnissen führt.

Zusätzlich zu den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Standardmodellen ist die Definition von fortgeschrittenen Werkstoffmodellen möglich, z. B. Modelle, die nichtlineare Verfestigung, Entfestigung und Bruch beinhalten. Diese Werkstoffmodelle waren grundsätzlich bereits Bestandteil des Anhangs C der DIN EN 1993-1-5 [4]. Ein Beispiel davon stellt das bilineare Spannungs-Dehnungs-Werkstoffmodell dar, welches einen linear elastischen Bereich und einen linearen Verfestigungsbereich mit einer Steigung von $E/100$ umfasst. Dieses Modell kann das Verhalten bei der Verfestigung von Stählen angemessen darstellen, sollte aber mit Bedacht verwendet werden, da es die Spannungen am Ende des Fließplateaus bei warmgewalzten Stählen um bis zu 20% überschätzen kann. Darüber hinaus erfordern Berechnungen mit zyklischer Beanspruchung ggf. Werkstoffmodelle, welche den Bauschinger-Effekt sowie das Masing-Verhalten und Werkstoffgedächtnis berücksichtigen, vgl. [12]. Gerade zur Berücksichtigung des Bauschinger-Effektes im Bereich nicht reversibler, plastischer Dehnungen sollte ein Werkstoffmodell mit kinematischer oder kombinierter kinematischer und isotroper Verfestigung verwendet werden.

3.4.3 Normentext aus prEN 1993-1-14, 5.3.2(1-2)

5.3.2 Werkstoffmodelle für warmgewalzte Stähle

(1) Je nach Berechnungsverfahren und dessen Anforderungen an die Genauigkeit und die zulässigen Dehnungen dürfen die folgenden Modelle des Werkstoffverhaltens in materiell nichtlinearen Berechnungen verwendet werden, welche auch im Bild 5.1 dargestellt sind:

- a) linear elastisches – ideal plastisches Werkstoffmodell ohne Verfestigung,
- b) linear elastisches – ideal plastisches Werkstoffmodell mit einer Pseudowiederverfestigung für numerische Stabilität,
- c) linear elastisches – linear verfestigendes plastisches Werkstoffmodell (quad-lineares Werkstoffmodell mit Verfestigung),
- d) linear elastisches – nichtlinear verfestigendes Werkstoffmodell auf der Grundlage von Werkstoffprüfungen unter Verwendung einer technischen oder wahren Spannungs-Dehnungs-Kurve.

(2) Das quad-lineare Werkstoffmodell wird durch Formel (5.3) beschrieben und ist im Bild 5.1(c) dargestellt.

$$\sigma_{(e)} = \begin{cases} E_\epsilon & \text{für } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y & \text{für } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh} (\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{für } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_1 \epsilon_u \\ f_{C_1 \epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1 \epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1 \epsilon_u} (\epsilon - C_1 \epsilon_u) & \text{für } C_1 \epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (5.3)$$

wobei:

- f_y die Streckgrenze ist,
- $\epsilon_y = f_y/E$ die Fließdehnung ist,
- f_u die Zugfestigkeit ist,
- ϵ_{sh} die Verfestigungsdehnung ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_{sh} = 0,1 \frac{f_y}{f_u} - 0,055 \quad \text{aber} \quad 0,015 \leq \epsilon_{sh} \leq 0,03 \quad (5.4)$$

ϵ_u die totale Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_u = 0,6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \quad \text{aber} \quad 0,06 \leq \epsilon_u \leq A \quad (5.5)$$

wobei:

- A die Verlängerung nach dem Bruch ist, die in der jeweiligen Werkstoffspezifikation festgelegt ist,
- C_1 ein Werkstoffkoeffizient ist, der gegeben ist durch:

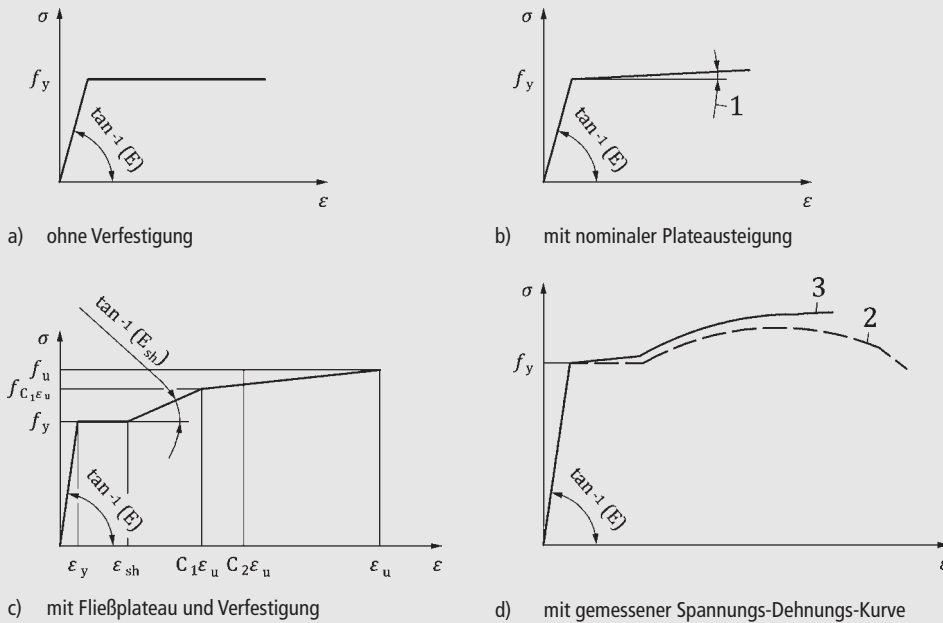
$$C_1 = \frac{\epsilon_{sh} + 0,25 (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (5.6)$$

E_{sh} ein Verfestigungsmodul ist, der gegeben ist durch:

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2 \epsilon_u - \epsilon_{sh}} \quad (5.7)$$

C_2 ein Werkstoffkoeffizient ist, der gegeben ist durch:

$$C_2 = \frac{\epsilon_{sh} + 0,4 (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (5.8)$$



Legende

- 1 $\tan^{-1}(E/10\,000)$
- 2 Spannungs-Dehnungs-Kurve aus dem Zugversuch
- 3 Wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve

Bild 5.1. Modellierung von warmgewalzten Stählen

3.4.4 Werkstoffmodelle für warmgewalzte Stähle

Je nach Anwendungszweck, Versagenskriterien und Berechnungsverfahren können verschiedene Werkstoffmodelle in nichtlinearen Berechnungen mit warmgewalzten Stählen eingesetzt werden:

- a) linear elastisches – perfekt plastisches Werkstoffmodell ohne Verfestigung,
- b) linear elastisches – perfekt plastisches Werkstoffmodell mit einer Pseudoverfestigung (nominelle Plateaussteigung) für numerische Stabilität,
- c) linear elastisches – linear verfestigendes plastisches Werkstoffmodell (quad-lineares Werkstoffmodell mit Verfestigung),
- d) linear elastisches – nichtlinear verfestigendes Werkstoffmodell auf der Grundlage von Ergebnissen von Versuchen zur Werkstoffcharakterisierung unter Verwendung von technischen oder wahren Spannungs-Dehnungs-Kurven.

Die ersten beiden Werkstoffmodelle, die in den Bildern 5.1a und b der Norm dargestellt sind, werden durch bilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven definiert, bei denen plastisches Verhalten ohne (werkstoffbedingte) Verfestigung angenommen und die Streckgrenze als Spannungsgrenze definiert wird. Bei einem bilinearen Modell mit Pseudoverfestigung (geringe Plateaussteigung, Bild 5.1b) sollte in materiell

nichtlinearen Berechnungen (MNA) eine Begrenzung der maximalen Dehnungen festgelegt werden, um zu verhindern, dass unangemessen hohe Widerstände erreicht werden, welche mit unrealistisch großen Dehnungen bzw. Stauchungen einhergehen. Eine Erweiterung der ersten beiden Werkstoffmodelle zeigen die Spannungs-Dehnungs-Kurven in den Bildern 5.1c und d der Norm. Das quad-lineare Werkstoffmodell im Bild 5.1c ermöglicht die zutreffende Beschreibung der gesamten Spannungs-Dehnungs-Kurve von warmgewalzten Stählen. Dieses Modell und seine Parameter wurden für Stahlorten von S235 bis S690 [13] kalibriert und in Abs. 5.3.2(2) definiert. Zu den erforderlichen Eingabegrößen gehören die Streckgrenze, der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit, die anderen Größen sind als Funktionen und somit abhängig von ihnen angegeben. Für die Validierung von FE-Modellen mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen ist es zielführend, experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungs-Kurven aus Versuchen zur Werkstoffcharakterisierung direkt in das FE-Modell zu implementieren, vgl. Bild 5.1d.

Zusätzlich zu den verschiedenen bestehenden Werkstoffmodellen, die Entfestigung enthalten, können die Tragwerksplaner:innen das strukturmechanische Werkstoffmodell, wie im Bild 5 gezeigt, innerhalb des

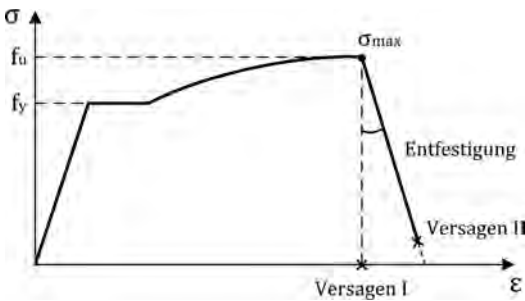


Bild 5. Allgemeine Definition des Werkstoffmodells mit Verfestigung und Entfestigung [13]

numerischen Modells definieren. Dieses Werkstoffmodell umfasst den elastischen Bereich der Werkstoffkurve für kleine Dehnungen, das Fließplateau, die Verfestigung und die Werkstoffentfestigung bis zum Versagen (oder maximale plastische Verformungen). Es können zwei Versagensarten unterschieden werden: Versagen I und Versagen II. Versagen I stellt das sog. kumulierte Schädigungsmodell dar, bei dem das Versagen als das Dehnungsniveau beim Erreichen der Zugfestigkeit des Werkstoffs definiert ist. Versagen II hingegen berücksichtigt die Abnahme der (technischen) Spannung im Entfestigungsbereich, nach Erreichen der Zugfestigkeit. Die Werkstoffentfestigung kann einen wichtigen Aspekt bei der Bemessung darstellen und muss bei der Berechnung der Widerstände ggf. berücksichtigt werden. Um jedoch erweiterte Werkstoffmodelle anzuwenden, beispielsweise um Entfestigung zu erfassen, sollte ein geeigneter Elementtyp gewählt werden, der große plastische Verformungen, Einschnürungen und Schäden zulässt. Zur adäquaten Erfassung von Rissbildung und -fortschritt sind zusätzliche Aspekte zu berücksichtigen, welche nicht Gegenstand des vorliegenden Beitrags sind.

Das oben beschriebene strukturmechanische Werkstoffmodell sollte im Rahmen der Von-Mises-Plastizität implementiert werden. Das Modell kann alle zuvor erwähnten Werkstoffeigenschaften beinhalten, z. B. Verfestigung, Entfestigung und Versagen. Das Modell ist jedoch von den anderen gängigen Werkstoffmodellen mit isotroper Plastizität, wie Drucker-Prager, Tresca, Mohr-Coulomb [14], zu unterscheiden, da diese für Werkstoffe gelten, die andere Fließkriterien und ein anderes Versagen als Baustähle aufweisen.

3.4.5 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.3(1), (2), 5.3.4(1), (2)

5.3.3 Werkstoffmodelle für kaltgeformten Stahl, hochfesten Stahl und nichtrostende Stähle

(1) Für kaltgeformte, nichtrostende Stähle und für Stähle bis S700, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, darf das zweistufige Ramberg-Osgood-Modell, das in Formel (5.9) angegeben

und im Bild 5.2 dargestellt ist, für materiell nichtlineare Berechnungen verwendet werden.

$$\epsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^n & \text{für } \sigma \leq f_y \\ \frac{\sigma - f_y}{E_{0,2}} + \left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}} \right) \left(\frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y} \right)^m + \epsilon_{0,2} & \text{für } f_y < \sigma \leq f_u \end{cases} \quad (5.9)$$

wobei:

σ die Spannung ist,

ϵ die Dehnung ist,

E, f_y und f_u in EN 1993-1-1 für Kohlenstoffstähle und in EN 10088 für nichtrostende Stähle angegeben sind,

n ein Koeffizient ist, der aus Tabelle 5.1 entnommen oder anhand gemessener Eigenschaften berechnet werden darf und sich wie folgt berechnet:

$$n = \frac{\ln(4)}{\ln\left(\frac{f_y}{\sigma_{0,05}}\right)} \quad (5.10)$$

wobei

$\sigma_{0,05}$ die Spannung mit Bezug auf die 0,05%-Dehngrenze ist.

$E_{0,2}$ der Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungs-Kurve bei der Streckgrenze ist, definiert als:

$$E_{0,2} = \frac{E}{1 + 0,002 n \frac{E}{f_y}} \quad (5.11)$$

ϵ_u die totale Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_u = \begin{cases} 0,6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) & \text{für kaltgeformte Stähle und ferritische nichtrostende Stähle} \\ 1 - \frac{f_y}{f_u} & \text{für nichtrostende austenitische und Duplexstähle} \end{cases} \quad (5.12)$$

Tabelle 5.1. Werte von n

Stahl	Koeffizient n
Kaltgeformte Stähle	8
Austenitische nichtrostende Stähle	7
Ferritische nichtrostende Stähle	14
Nichtrostende Duplexstähle	8
Stahlsorten von S500–S700	14

aber $\epsilon_u \leq A$, wobei A die in den Werkstoffspezifikationen angegebene Bruchdehnung ist.

m der zweite Verfestigungsexponent ist, der mit Formel (5.13) bestimmt werden darf

$$m = \begin{cases} 1 + 3,3 \frac{f_y}{f_u} & \text{für kaltgeformte Stähle} \\ 1 + 2,8 \frac{f_y}{f_u} & \text{für alle nichtrostenden Stähle} \end{cases} \quad (5.13)$$

oder aus gemessenen Eigenschaften wie folgt berechnet wird:

$$m = \frac{\ln \left(0,008 + \frac{\sigma_{1,0} - f_y}{E} - \frac{\sigma_{1,0} - f_y}{E_{0,2}} \right)}{\ln (\sigma_{1,0} - f_y) - \ln (f_u - f_y)} - \frac{\ln \left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}} \right)}{\ln (\sigma_{1,0} - f_y) - \ln (f_u - f_y)} \quad (5.14)$$

wobei $\sigma_{1,0}$ die Spannung zugehörig zur 1%igen Dehngrenze und $\epsilon_{1,0}$ die entsprechende Gesamtdehnung bei $\sigma_{1,0}$ ist.

Anmerkung: Für duktilere Werkstoffe kann die angenäherte Beziehung $\left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}} \right) \approx \epsilon_u$ eine einfachere Version von Formel (5.9) liefern.

(2) Als Alternative zum zweistufigen Ramberg-Osgood-Modell dürfen die oben genannten Kurven durch multilineare Werkstoffmodelle dargestellt werden.

Anmerkung: Ist das Tragwerk im Verfestigungsbereich stabilitätsgefährdet und reagiert es empfindlich auf kleine Änderungen des Tangentenmoduls (z. B. bei Schalen), führt ein mehrlineares Modell häufig zu numerischen Konvergenzproblemen und abrupten Tragfähigkeitsänderungen bei kleinen Änderungen der Belastung oder Geometrie.

5.3.4 Fortgeschrittene Werkstoffmodelle

(1) Wenn der maßgebende Versagensmodus Bruch ist (Zugelemente, Schrauben, Bleche mit großen plastischen Verformungen) und die Beanspruchbarkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einem nichtlinearen Werkstoffmodell berechnet wird, sollten kumulative Schädigungsmodelle verwendet werden, wenn keine Dehngrenze gemäß Kriterium C2 in 8.1.5(2) verwendet wird.

(2) Bei Berechnungen mit zyklischer Belastung, die plastisches Verhalten hervorruft, ist die Form der Verfestigungsregel aufgrund des Bauschinger-Effekts von wesentlicher Bedeutung. Bei solchen Berechnungen sollte ein Werkstoffmodell mit kinematischer oder kombinierter kinematischer und isotroper Verfestigung verwendet werden.

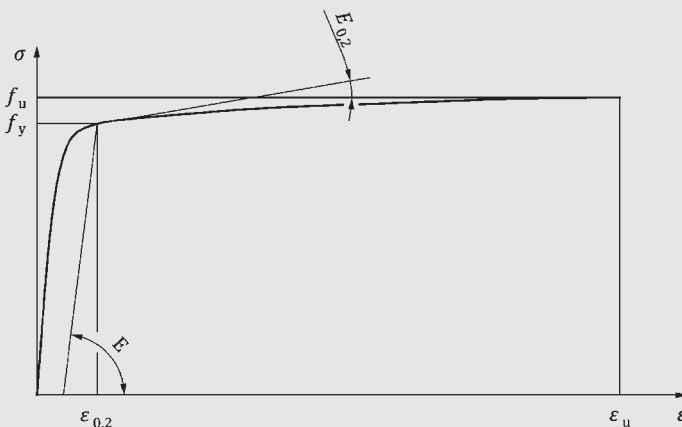


Bild 5.2. Zweistufiges Ramberg-Osgood-Modell

3.4.6 Werkstoffmodelle für kaltgeformten Stahl, hochfesten Stahl und nichtrostende Stähle

Bei kaltgeformten, hochfesten und nichtrostenden Stählen, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, wird bei materiell nichtlinearen Berechnungen ein zweistufiges elasto-plastisches Ramberg-Osgood-Modell empfohlen, das im Bild 5.2 der Norm dargestellt und in Formel (5.9) definiert ist. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve wird durch das klassische Ramberg-Osgood-Modell bis einschließlich der

0,2%-Fließspannung und einem weiteren, neueren Ansatz nach [15] für größere Spannungen gebildet. Am Übergang ist der Kurvenverlauf stetig und berücksichtigt eine kontinuierliche Abnahme der Steifigkeit. Neben den typischen Werkstoffkennwerten f_y , f_u , E und ϵ_u wird die Form und insbesondere die Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Kurven durch die Verfestigungsexponenten m und n beeinflusst, die für verschiedene Stähle kalibriert wurden. Zur Vereinfachung und beim Fehlen des entsprechenden vorimplementier-

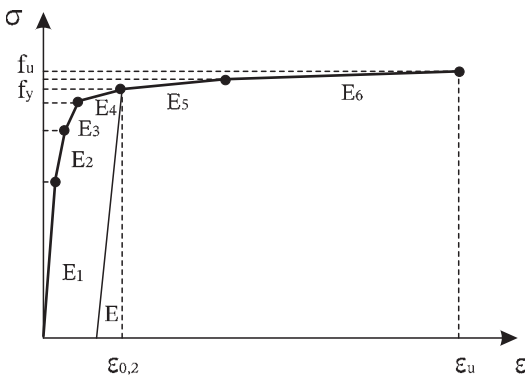


Bild 6. Multilineare Spannungs-Dehnungs-Kurve als Approximation der Ramberg-Osgood-Kurve

ten Werkstoffmodells in den verwendeten Programmen wird die Ramberg-Osgood-Formulierung gelegentlich als multilineare Beziehung verwendet. Dabei sollte eine ausreichende Anzahl von Stützstellen berücksichtigt werden, um den Verlauf der Ramberg-Osgood-Kurve zutreffend zu erfassen (ein Beispiel hierfür ist im Bild 6 dargestellt). Dies kann im Bedarfsfall auch die numerische Stabilität in den Finite-Elemente-Programmen gewährleisten.

3.5 Imperfektionen

3.5.1 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.1(1)–(3), (8)

5.4 Imperfektionen

5.4.1 Imperfektionstypen

(1) Wenn Imperfektionen im FE-Modell berücksichtigt werden, sollten sie die Auswirkungen geometrischer Abweichungen von der perfekten Form, Eigenspannungen und Randbedingungsfehler (z. B. unebenes Fundament usw.) berücksichtigen.

(2) Es darf einer der folgenden Imperfektionsansätze verwendet werden:

- geometrische Imperfektionen (siehe 5.4.2) und zusätzliche Eigenspannungen infolge der Herstellung (siehe 5.4.3),
- äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen (siehe 5.4.4) durch Änderung der perfekten Form des Tragwerks; diese Ersatzimperfektionen sollten die Auswirkungen sowohl der geometrischen Imperfektionen als auch der Eigenspannungen abdecken und sind größer als rein geometrische Imperfektionen.

(3) Geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen dürfen im FE-Modell wie folgt definiert werden:

- gemessene Imperfektionsform des Tragelements (nur für geometrische Imperfektionen zulässig),

b) Imperfektionsformen auf der Grundlage der in 5.4.4 definierten Funktionen oder Modifikation der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung (zulässig sowohl für geometrische als auch für äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen),

c) Imperfektionsform auf der Grundlage der linear elastischen Verzweigungs-(Eigenwert-)berechnung (LBA), die der Eigenform entspricht, die mit dem erwarteten Versagensmodus oder einer Kombination von Eigenformen verbunden ist (zulässig sowohl für geometrische als auch für äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen).

(8) Die Richtung der gewählten Imperfektion(en) (Imperfektionskombinationen) sollte so gewählt werden, dass die geringste Beanspruchbarkeit ermittelt wird. Wenn die relevante Imperfektionsrichtung nicht offensichtlich oder durch andere Regeln definiert ist, sollten Imperfektionen mit unterschiedlichen Richtungen untersucht werden, sofern dies physikalisch möglich ist.

3.5.2 Allgemeines

Durch den Herstellungsprozess sowie die Montage sind Imperfektionen unvermeidlich. So entstehen beispielsweise Eigenspannungen und geometrische Imperfektionen wie Vorkrümmungen und Anfangsschiefstellung. Diese Imperfektionen beeinflussen das Tragverhalten von Stahltragwerken, insbesondere die Beanspruchbarkeit stabilitätsgefährdeter Tragwerke. Die korrekte Implementierung von Imperfektionen in das numerische Modell (Form und Größe) ist daher von Bedeutung. Ausgehend von der allgemeinen Definition der unterschiedlichen Imperfektionsursachen, unterscheidet prEN 1993-1-14 in der Berücksichtigung von Imperfektionen zwischen (a) geometrischen Imperfektionen und zusätzlichen Eigenspannungen und (b) äquivalenten geometrischen Ersatzimperfektionen. Ersteres Vorgehen erlaubt die getrennte Berücksichtigung von geometrischen Imperfektionen und Eigenspannungen, während letzteres dazu dient, alle Typen von Imperfektionen in Form von geometrischen Ersatzimperfektionen zu erfassen. Durch (äquivalente) geometrische Ersatzimperfektionen wird die ursprüngliche, perfekte Form des Stabtragwerks auf der Grundlage der in EN 1993-1-1 [1] und prEN 1993-1-14 [9] definierten Regeln und Definitionen verändert. Die Formen und Größenordnungen der geometrischen Imperfektionen basieren auf früheren experimentellen und numerischen Untersuchungen und Erkenntnissen [16–20].

3.5.3 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.2(1)

5.4.2 Geometrische Imperfektionen

(1) Geometrische Imperfektionen dürfen unter Berücksichtigung der Herstellungs- und Montageprozesse und der damit verbundenen Herstellungs- und Montagetoleranzen gewählt werden. Die Imperfektionsformen dürfen nach 5.4.1(3) gewählt werden.

Tabelle 1. Anwendung verschiedener Formen von Imperfektionen in numerischen Modellen

Definition in prEN 1993-1-14	Geometrische Imperfektionen	Eigenspannungen
	<ul style="list-style-type: none"> – geometrische Abweichungen des Tragwerks von der perfekten Geometrie, die sich aus der Herstellung und Konstruktion ergeben 	<ul style="list-style-type: none"> – Herstellungsprozess von Stahlbauteilen (Walzen von Stahlplatten, Brennschneiden, Schweißen)
Berücksichtigung im numerischen Modell	<ul style="list-style-type: none"> – gemessene Imperfektionsform des Bauteils – Imperfektionsformen auf der Grundlage der in prEN 1993-1-14:2023, 5.4.2, 5.4.4 [9] und in EN 1993-1-1:2022, 7.3.2 und 7.3.3 [1] definierten Regeln und Funktionen oder Modifikation der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung – Imperfektionsform auf der Grundlage der linearen Eigenwertberechnung (LBA), die der Eigenform entspricht, die mit dem erwarteten Versagensmodus oder einer Kombination von Eigenformen verbunden ist 	<ul style="list-style-type: none"> – dargestellt durch anfängliche Dehnungen oder Spannungen im Modell – Eigenspannungsmodelle werden gemäß den Regeln und Werten in prEN 1993-1-14:2023, 5.4.3 definiert
	Äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen	
	<ul style="list-style-type: none"> – Berücksichtigung sowohl von geometrischen Imperfektionen als auch von Eigenspannungen als geometrische Imperfektionen mit erhöhter Größe – Regeln und Werte werden in EN 1993-1-1:2022, 7.3.2, 7.3.3 [1] und prEN 1993-1-14:2023, 5.4.4 [9] definiert 	

Anmerkung 1: Für Querschnitts- und Bauteilimperfektionen können 80 % der in EN 1090-2 angegebenen geometrischen Herstellungstoleranzen (mindestens $L/1000$) verwendet werden, sofern der Nationale Anhang keine anderen Werte angibt.

Anmerkung 2: Für Schalen enthält EN 1993-1-6 die entsprechenden Angaben

3.5.4 Geometrische Imperfektionen

Um geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen in numerischen Modell zu berücksichtigen, können die Tragwerksplaner:innen entweder (a) eine imperfekte Geometrie modellieren, um ein anfänglich verformtes System zu bilden, oder (b) äquivalente Kräfte auf ein anfänglich unverformtes System aufbringen, um den Einfluss von Imperfektionen adäquat zu berücksichtigen. prEN 1993-1-14 schlägt drei Möglichkeiten vor, um geometrische Imperfektionen im FE-Modell zu berücksichtigen (siehe 5.4.1(3)). Der erste Ansatz beinhaltet die Messung der tatsächlichen vorhandenen geometrischen Imperfektionen (Form und Größe) eines Bauteils mittels Laserscanning oder anderer zuverlässiger Messmethoden. Diese Imperfektionen werden dann zur Modellierung geometrischer Imperfektionen in das FE-Modell implementiert. Zur Validierung des numerischen Modells können die gemessenen geometrischen Imperfektionen mit Eigenspannungen kombiniert werden, die insbesondere aus entsprechenden Messungen begleitender Versuche stammen, vgl. Abschnitt 11.3. Darüber hinaus kann bei numerischen Berechnungen mit direktem Nachweis der Beanspruchbarkeit oder numerischen Simulationen die gemessene Imperfektionsform zur Bestimmung

der Tragfähigkeit des Tragwerks verwendet werden. Die Größe der Imperfektion sollte in diesem Fall aus den entsprechenden Angaben der Norm übernommen werden. Das Vorgehen des ersten Ansatzes wird heutzutage in der versuchsgestützten Forschung regelmäßig eingesetzt, stellt für die tägliche Ingenieurpraxis jedoch gegenwärtig keine praktische Möglichkeit dar. Bei dem zweiten Ansatz werden geometrische oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen im FE-Modell auf der Grundlage der in Abs. 5.4.4 der Norm beschriebenen Imperfektionsformen oder durch Veränderung der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung definiert. Diese Imperfektionen stammen aus Eigenformen oder gemessenen Imperfektionsformen in Tragwerken nach der Herstellung und sind unabhängig von den berücksichtigten Lasten und Auflagerbedingungen sowie dem Versagensmodus des Tragwerks. Die manuell definierten Imperfektionsformen umfassen polynomische, trigonometrische oder andere, komplexere mathematische Funktionen. Der dritte Ansatz ist die Anwendung von skalierten eigenformaffinen Imperfektionen, die aus einer vorherigen (elastischen) linearen Verzweigungs-(Eigenwert-)berechnung (LBA) gewonnen wurden. Die Eigenform kann skaliert werden, um geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen abzubilden. prEN 1993-1-14 erlaubt die Verwendung der zum niedrigsten Eigenwert zugehörigen Eigenform als Imperfektionsform, solange diese Form den Verformungen des gesamten Tragwerks im Versagenszustand grundsätzlich entspricht. Wenn als Ergebnis einer nichtlinearen Berechnung herauskommt, dass der Versagensmodus von der verwendeten Imperfektionsform abweicht oder z. B. ein anderer Teil des Tragwerks hinsichtlich der Beanspruchbarkeit kritisch

ist, wird den Tragwerksplaner:innen empfohlen, höhere, besser geeignete Eigenformen zu prüfen, die als Imperfektionen angesetzt werden können.

Im Allgemeinen sollten bei der Untersuchung möglicher Versagensmodi verschiedene relevante Imperfektionen in verschiedenen Richtungen untersucht werden, um die kritischste(n), aber auch realistisch möglichen Imperfektionen zu ermitteln, die im Modell zu berücksichtigen sind. Eine Kombination verschiedener Imperfektionsformen kann ebenfalls erforderlich

sein, und zwar gemäß den in Abs. 3.5.10 definierten Kombinationsregeln, die für den jeweiligen Tragwerkstyp (Balken, Rahmen, plattenförmige Tragwerke usw.) spezifisch sind. Ziel sollte es sein, die Imperfektionsform(en) zu ermitteln, welche zur geringsten Beanspruchbarkeit des untersuchten Tragwerks führt.

3.5.5 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.3(3)–(5), (7)

5.4.3 Eigenspannungen

(3) Bei geschweißten Bauteilen darf der Maximalwert der Zugeigenspannung bei Stahlsorten zwischen S235 und S700 mit der Streckgrenze des Werkstoffs gleichgesetzt werden. Der Maximalwert der Druckeigenspannung hängt vom Herstellungsprozess und von der Geometrie des Querschnitts ab.

(4) Eigenspannungsverteilungen für warmgewalzte und geschweißte I-Profile aus Kohlenstoffstahl sowie für geschweißte Kastenprofile dürfen den Bildern 5.4 bis 5.6 entnommen werden.

(5) Die Eigenspannungsverteilungen für kreisförmige und rechteckige Hohlprofile dürfen den Bildern 5.6 und 5.7 entnommen werden.

(7) Eigenspannungen, die auf Laborversuchen beruhen, dürfen ebenfalls im Modell verwendet werden.

Anmerkung: Positive Auswirkungen von Nachbehandlungsverfahren auf die Eigenspannungsverteilung (z. B. bei warmgewalzten Profilen, die durch Rollrichten kontinuierlich gerichtet werden) können berücksichtigt werden.

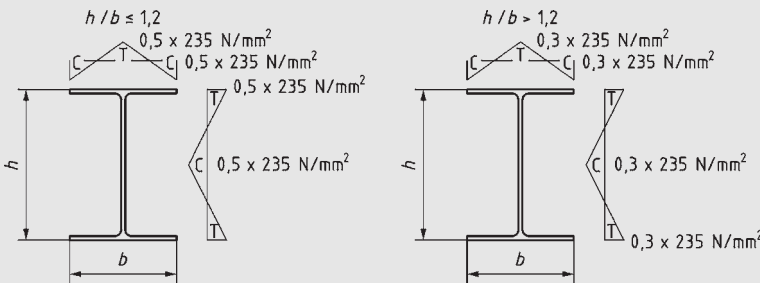


Bild 5.4. Eigenspannungen für warmgewalzte I-Profile

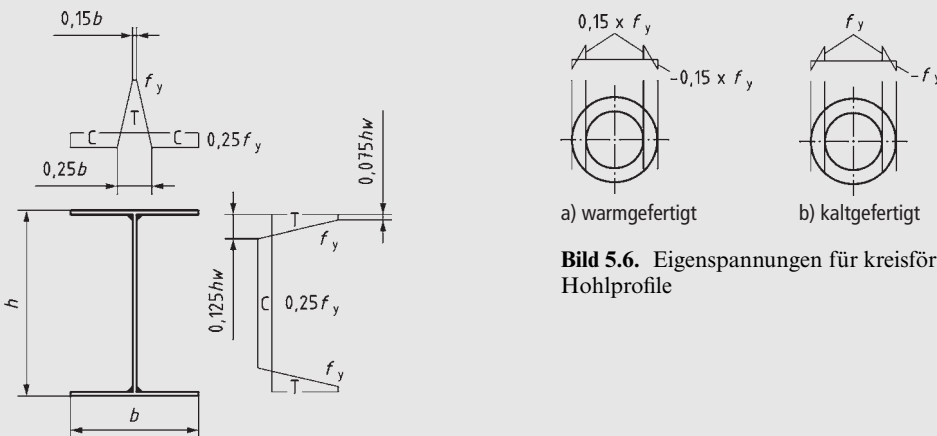
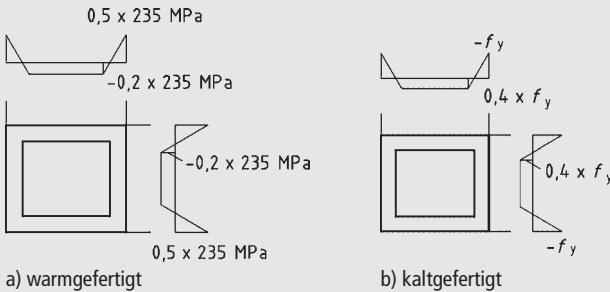
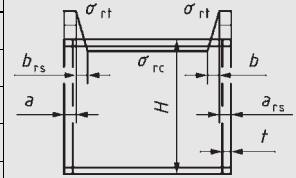


Bild 5.5. Eigenspannungen für geschweißte I-Profile

Bild 5.6. Eigenspannungen für kreisförmige Hohlprofile

Tabelle 5.2. Eigenspannungen für geschweißte Kastenprofile

H/t	Art der Verschweißung	σ_{rt}/f_y	σ_{rc}/f_y	a_{rs}	b_{rs}
10	–	1,0	-0,60	0	aus dem Gleichgewicht
20	Dicke Schweißnähte	1,0	-0,82	$3t$	$3t$
20	Dünne Schweißnähte	1,0	-0,29	$1,5t$	$1,5t$
40	Dicke Schweißnähte	1,0	-0,29	$3t$	$3t$
40	Dünne Schweißnähte	1,0	-0,13	$1,5t$	$1,5t$

**Bild 5.7.** Eigenspannungen für rechteckige Hohlprofile

3.5.6 Eigenspannungen

Eigenspannungen resultieren aus der Herstellung der Stahlkonstruktionen, insbesondere aus dem Walzen, dem Brennschneiden und dem Schweißen. Im Allgemeinen wird zwischen membranartigen und biegeartigen Eigenspannungen unterschieden. Diese beiden Arten von Eigenspannungen haben unterschiedliche Auswirkungen auf das Trag- und Stabilitätsverhalten von Stahlbauten und sollten daher im numerischen Modell sorgfältig berücksichtigt werden. Membranartige Eigenspannungen sind bei geschweißten schlanken Konstruktionen vorherrschend. Die maximalen Zugeigenspannungen befinden sich in der Nähe der Schweißnähte, und die maximalen Druckeigenspannungen treten (abhängig von der Geometrie und dem Herstellungsverfahren des Trägers) in der Mitte der einzelnen Querschnittselemente auf [21]. Biegeartige Eigenspannungen entstehen üblicherweise bei kaltgeformten Stahlträgern, Stahlrohren oder rechteckigen Hohlprofilen, die aus Profilen mit quadratischem Querschnitt durch Umformen hergestellt werden. Die biegeartigen Eigenspannungen ändern sich über die Dicke der Elemente als Folge der Umformung.

Die prEN 1993-1-14 definiert Eigenspannungsverläufe für warmgewalzte und geschweißte I-Profile aus Baustahl in den Bildern 5.4–5.6 in 5.4.3(4). Geschweißte Kastenprofile werden im selben Abschnitt behandelt und in Tabelle 5.2 zusammengefasst, wobei das Verhältnis H/t und die Energieeintragung der Schweißung die resultierenden Eigenspannungen beeinflussen. Darüber hinaus werden die Eigenspannungen von kreis-

förmigen und rechteckigen Hohlprofilen in den Bildern 5.6 und 5.7 von 5.4.3(5) dargestellt, wobei zwischen warm- und kaltgefertigten Profilen unterschieden wird.

Im FE-Modell sollten die Eigenspannungen durch initiale Spannungen oder Dehnungen berücksichtigt werden, die sich im Gleichgewicht befinden, ohne dass äußere Lasten aufgebracht werden. Um diesen Gleichgewichtszustand zu gewährleisten und zu überprüfen, wird empfohlen, einen separaten Berechnungsschritt im FE-Modell durchzuführen, bevor die eigentliche Belastung aufgebracht wird. Wenn sich die Eigenspannungen nicht im Gleichgewicht befinden, werden die Elemente verformt und die ursprünglichen geometrischen Imperfektionen verändert, was zu unerwünschten Sekundäreffekten bei Lastaufbringung führt.

Anstelle der Eigenspannungsverläufe, die in 5.4.3(4) und (5) von prEN 1993-1-14 definiert sind, können auch in experimentellen Untersuchungen ermittelte Eigenspannungen in das numerische Modell implementiert werden. Diese Methode findet insbesondere bei numerischen Simulationen in der Forschung sowie bei numerischen Bemessungsverfahren mit direktem Nachweis der Beanspruchbarkeit (ggf. einschließlich Modellvalidierung und -verifizierung, vgl. Abschnitt 5) Anwendung und zielt nicht primär auf die Aufgaben der täglichen Ingenieurpraxis ab. Darüber hinaus bietet der Stand der Technik in der Literatur Eigenspannungsmodelle, die über die Grenzen der Norm hinaus in numerische Modelle implementiert werden können, z. B. [16].

3.5.7 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.4(1), (5)–(7)

5.4.4 Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen

(1) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen werden in die folgenden Untergruppen eingeteilt:

- a) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für globale Tragwerke (z. B. Rahmen),
- b) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Bauteile,
- c) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte (Bleche),
- d) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Schalen.

(5) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen zur Verwendung bei der geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung (GMNIA) von Bauteilen für das Biegeknicken dürfen nach Formel (5.15) bestimmt werden. Die äquivalente Ersatzimperfectionsform darf entweder eine Vorkrümmung (Halbsinuswelle) oder eine Knickbiegeline sein.

$$e_0 = \frac{\alpha L}{150} \quad \text{aber} \quad e_0 \geq \frac{L}{1000} \quad (5.15)$$

wobei:

L die Bauteillänge ist,

α der Imperfektionsbeiwert ist, entnommen aus EN 1993-1-1 oder EN 1993-1-4.

Anmerkung: Im Falle von Bauteilen mit starren Zwischenlagern kann L gleich dem Abstand zwischen den starren Lagern gewählt werden.

(6) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen zur Verwendung bei der geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung (GMNIA) von Bauteilen für Biegedrillknicken dürfen nach Formel (5.16) bestimmt werden.

$$e_0 = \alpha \cdot L \cdot \beta_{LT} \quad \text{aber} \quad e_0 \geq \frac{L}{1000} \quad (5.16)$$

wobei:

α der Imperfektionsbeiwert für das Biegeknicken um die schwache Achse ist, entnommen aus EN 1993-1-1 oder EN 1993-1-4,

β_{LT} die relative bezogene Vorkrümmung für das Biegedrillknicken nach Tabelle 5.5 ist, die senkrecht zur Biegeebene anzusetzen ist.

(7) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte von plattenförmigen Bauteilen dürfen aus Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7 entnommen werden.

Tabelle 5.5. Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen von Bauteilen für Biegedrillknicken

Form	β_{LT}
Vorkrümmung	Kombination von 1/150 (Sinushalbwellen) und 1/215 (volle Sinuswellen)
Eigenform	1/150

Tabelle 5.6. Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte von plattenförmigen Bauteilen

Bauteil/Imperfektionsansatz	Form	Größe
Längssteife der Länge a	Vorkrümmung	$\min(a/400, b/400)$
Teilfeld oder Einzelfeld mit kurzer Länge a oder b	Eigenform	$\min(a/200, b/200)$
Verdrehung von Steifen und Flanschen	Bogen	1/50
Einseitig gestützte Elemente von kaltgeformten Bauteilen – lokal	Eigenform	$b/125$
Einseitig gestützte Elemente von kaltgeformten Bauteilen – distortional	Eigenform	siehe Formel (5.17)

1 Einleitung

1.1 Bemessungsregeln bei Stahlbrücken

Brücken sind seit jeher besondere Ingenieurbauwerke. Bei einer geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren müssen sie besonderen Anforderungen der Dauerhaftigkeit und vielleicht auch Robustheit genügen. Ein Sanierungsstau und gestiegene Verkehrsbelastung führen zu einem hohen zeitlichen Druck, neue Brücken als Ersatz oder in Ergänzung in möglichst kurzer Bauzeit entstehen zu lassen. Die finanzielle Situation führt nach wie vor dazu, dass Wirtschaftlichkeit oder geringe Erstellungskosten den Wettbewerb entscheiden. Gleichzeitig werden aber an Brücken immer wieder auch besondere ästhetische Ansprüche gestellt, sie sollen architektonisch ein Zeichen setzen. Insofern fließen mit Recht auch die Umgebungsbedingungen hinsichtlich Landschaft, Bebauung und Nachhaltigkeitsaspekten in den Entwurf mit ein.

Diese Besonderheiten spiegeln sich auch in den Bemessungsregeln für Stahlbrücken wider, die Schwerpunkt dieses Beitrags sind. Neue Entwicklungen wie der Einsatz hochfester Stähle oder neue Bauweisen wie Hybridbauweisen aus Stahl und Beton haben zu neuen Erfordernissen auch in der Normung geführt. Nicht zuletzt hat sich die Entwicklung der zweiten Eurocode-Generation auch vorgenommen, innovative Entwicklungen aufzugreifen und zu ermöglichen.

Es gab in den vergangenen Jahren immer wieder im Stahlbau-Kalender Beiträge zum Thema Brücken. Der letzte Beitrag, der direkt einen Kommentar zur gültigen Stahlbrückennorm darstellt, wurde im Kalender 2013 [32] veröffentlicht. Hier wird u. a. betont, dass es nicht nur um reine Stahlbrücken geht, sondern mindestens die Bemessung der Stahlteile im Verbundbrückenbau von ebenso großer Bedeutung ist. Inzwischen ist die zweite Normengeneration von Eurocodes so weit entwickelt, dass sie kurz vor der Fertigstellung steht. Diese Überarbeitung hatte zum einen die Harmonisierung und „Ease of Use“ (Nutzerfreundlichkeit) zum Ziel, aber zum anderen auch die Einbeziehung von Innovationen und Weiterentwicklungen, um diese über die Normung dem Anwender auch zugänglich zu machen. Dieser Beitrag konzentriert sich auf die Änderungen gegenüber der jetzt gültigen Norm. Er schließt damit an vergleichbare Einführungen in die neue Normengeneration in früheren Stahlbau-Kalendern an, siehe zu EN 1993-1-1 [30], EN 1993-1-5 [36], EN 1993-1-9 [23] und EN 1993-1-10 [26].

1.2 Überblick zu der Entwicklung und den Änderungen in prEN 1993-2

1.2.1 Entwicklungsprozess

Die Überarbeitung der Eurocodes in der zweiten Generation folgt einem strukturierten Prozess, der in einem ersten Teil durch die Arbeit von sogenannten Project Teams bestimmt wurde, die im Rahmen des

Mandats [*European Commission M1515 – Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of structural Eurocodes. Brussels, 12. December 2012*] den Text des neuen Eurocode-Teils verfasst haben, auf der Basis von Kommentaren und Änderungswünschen (Systematic Review) zu den jetzt gültigen Eurocode-Teilen und auf Grundlage eines Vertrags, den CEN mit der Europäischen Kommission geschlossen hat. Das Project Team, das für Eurocode 3 Teil 2 Stahlbrücken tätig war, setzte sich zusammen aus Alain Bureau (F) (Project Team Leader), Chris Hendy (UK), José Oliveira Pedro (PT), José M. Simón-Talero (ES) und Hans de Backer (B). Ulrike Kuhlmann (D) hat als Vorsitzende des zuständigen Subcommittee 3 (TC 250/SC 3) für Stahlbau ebenfalls die Gruppe aktiv unterstützt. Nach Fertigstellung des endgültigen Dokuments [14] und eines Hintergrundberichts [11] erfolgte die Weiterbearbeitung im Rahmen der verantwortlichen Arbeitsgruppe (Working Group TC 250/SC 3/WG 13) unter Leitung von Ian Palmer (UK). Zur Vorbereitung der Entscheidungen in der Working Group und Ausarbeitung der Normtextänderungen bzw. Beantwortung der Kommentare wurde als Vertretung der WG 13 eine kleine Expertengruppe ernannt, die Reference Group, die sich in diesem Fall aus 5 Mitgliedern zusammensetzt: Alain Bureau (Reference Group Leader), Chris Hendy, José Oliveira Pedro, Ian Palmer und Ulrike Kuhlmann. In Bild 1 ist der zeitliche Ablauf der Überarbeitung und des Entscheidungsprozesses dargestellt. Das in der WG 13 mithilfe der Reference Group überarbeitete Dokument wurde in einem ersten Schritt dem zuständigen Subcommittee 3 (TC 250/SC 3) für Stahlbau zur Entscheidung vorgelegt, dieses Dokument zum CEN Enquiry einzureichen. Dieses Dokument [SC 3/N3758] ist die Basis dieses Beitrags. Mit einer positiven Entscheidung im März 2023 kommt das Dokument zur weiteren Bearbeitung an TC 250 und die Editoren von CEN, gleichzeitig werden Übersetzungen in Deutsch und Französisch erstellt. Im März 2024 wird voraussichtlich die öffentliche Umfrage CEN Enquiry starten. Hierbei können die Nationalen Normungsgremien dem Dokument zustimmen oder es ablehnen, aber auch eine Liste von editorischen und auch technischen Änderungswünschen einreichen. Nach Abschluss der Umfrage CEN Enquiry gehen die Kommentarlisten wieder zurück an TC 250/SC 3 und die entsprechende Arbeitsgruppe TC 250/SC 3/WG 13 zur Beantwortung der Kommentare und ggf. Änderung des Normentextes. Nach einem vergleichbaren Vorgang wie zuvor wird dann eine zweite öffentliche Umfrage gestartet, das sogenannte Formal Vote, das für den Eurocode 3 Teil 2 voraussichtlich im Oktober 2025 erfolgen wird. Hierbei können die nationalen Normungsgremien dem überarbeiteten Dokument praktisch nur noch zustimmen oder es ablehnen, technische und zum Teil auch editorische Änderungen sind in der Situation nicht mehr möglich. Wenn diese Entscheidung positiv ausfällt, erfolgt direkt die Veröffentlichung des Dokuments durch CEN. Der letzte Schritt zur Veröffent-

REVISION OF EUROCODES | PROCEDURE | prEN 1993-2

TC 250 Outline of Publication Plan (CEN/TC 250/N3249) dated 09/2022

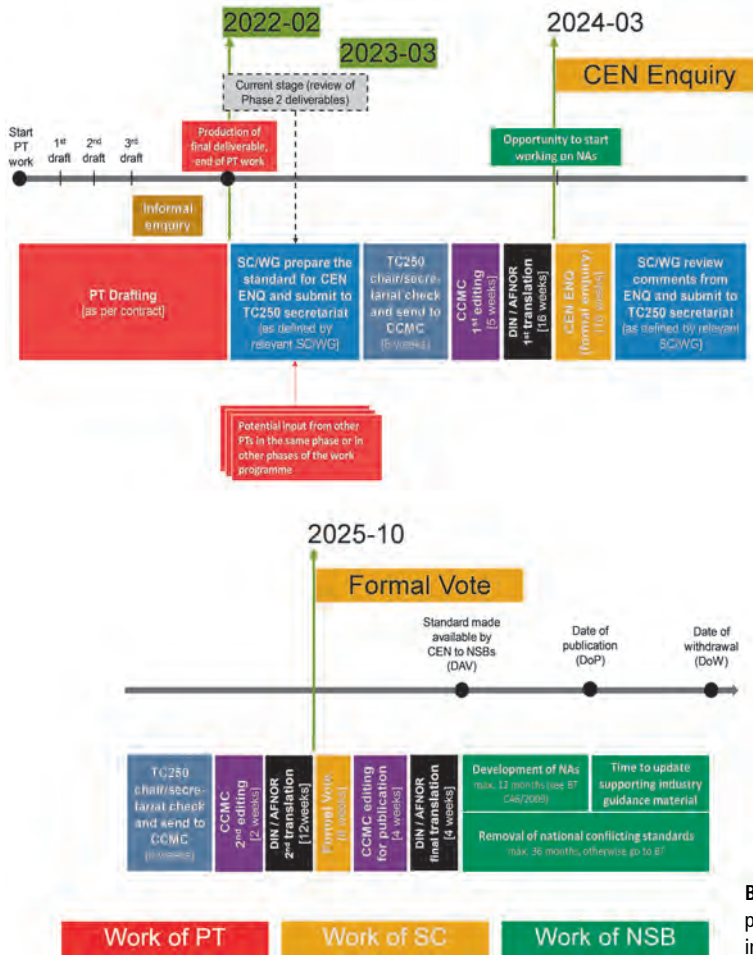


Bild 1. Übersicht über den Entwicklungsprozess der neuen Eurocode-Teile, insbesondere von prEN 1993-2

lichung auf der nationalen Ebene liegt ganz im Ermessen der nationalen Spiegelgremien, die einen entsprechenden nationalen Anhang verfassen und als letzten Schritt die frühere Eurocode-Fassung zurückziehen und die neue Norm veröffentlichen müssen.

1.2.2 Übersicht über die Änderungen

Grundsätzlich gibt es einige formale Änderungen im Vergleich zur vorherigen Normenfassung. So wurde in allen neuen Eurocode-Teilen die Gliederung geändert, siehe Tabelle 1 und Tabelle 2. Es wurden die Kapitel 2 Normative Verweisungen und Kapitel 3 Begriffe und Symbole eingeschoben, sodass am Ende die meisten Kapitel bei gleicher Überschrift eine um 2 erhöhte Kapitelnummer erhalten.

Außer einigen kleineren Verschiebungen hat es die größten Änderungen im Bereich der Anhänge gegeben. Die Inhalte der Anhänge A und B zu den Lagern und Fahrbahnübergängen sind jetzt Bestandteil des neuen Grundlagen-Eurocodes EN 1990 [8], dort A.2.11.4 für Fahrbahnübergänge und Anhang G (normativ) Bemessungsgrundlagen für Lager. Anhänge C und E wurden im Wesentlichen nicht geändert; Anhang D wurde verkürzt, da es in der neuen Normengeneration einen Technical Report für die Knicklasten gibt [15]. Anhang F ist als informativer Anhang neu hinzugekommen, da es nun zwei Sätze von Schadensäquivalenzbeiwerten λ gibt, aus denen der Nationale Anhang den für das Land maßgebenden Satz auswählen kann.

Tabelle 1. Gliederung von DIN EN 1993-2:2010 [6]

Vorwort, Hintergrund des Eurocode-Programms, Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes, Nationale Fassungen der Eurocodes, Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs), Besondere Hinweise zu EN 1993-2, Nationaler Anhang zu EN 1993-2

1	Einführung
2	Grundlagen der Tragwerksplanung
3	Werkstoffe
4	Dauerhaftigkeit
5	Tragwerksberechnung
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
8	Verbindungsmitel, Schweißnähte, Verbindungen und Anschlüsse
9	Ermüdungsnachweise
10	Versuchsgestützte Bemessung
Anhang A [informativ]	Technische Anforderungen für Lager
Anhang B [informativ]	Technische Anforderungen an Fahrbahnübergänge für Straßenbrücken
Anhang C [informativ]	Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen
Anhang D [informativ]	Knicklängen von Bauteilen und Annahmen für geometrische Imperfektionen
Anhang E [informativ]	Kombination der Wirkungen aus lokalen Radlasten und globalen Verkehrslasten bei Straßenbrücken

Tabelle 2. Gliederung von prEN 1993-2:2023 [14]

European Foreword – Europäisches Vorwort

Introduction – Einleitung

1	Scope – Anwendungsbereich
2	Normative references – Normative Verweisungen
3	Terms, definitions and symbols – Begriffe und Symbole
4	Basis of design – Grundlagen für die Tragwerksplanung
5	Materials – Werkstoffe
6	Durability – Dauerhaftigkeit
7	Structural analysis – Tragwerksberechnung
8	Ultimate limit states – Grenzzustände der Tragfähigkeit
9	Serviceability limit states – Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
10	Fatigue – Ermüdung
11	Fasteners, welds, connections and joints – Verbindungsmitel, Schweißnähte, Verbindungen und Anschlüsse
Annex A [normative]	Design of hangers for tied-arch bridges – Bemessung von Hängern bei Stabbogenbrücken
Annex B [normative]	Supplementary rules for the design of plate girders curved in plan with rigid restraints to the compression flange – Ergänzende Regeln für die Bemessung von im Grundriss gekrümmten Hauptträgern mit steifer Lagerung des Druckflansches
Annex C [informative]	Recommendations for the structural detailing of steel bridge decks – Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen
Annex D [normative]	Equivalent geometrical imperfections for arched bridges – Geometrische Ersatzimperfektionen für Bogenbrücken
Annex E [normative]	Combination of effects from local wheel and tyre loads and from global traffic loads on road bridges – Kombination der Wirkungen aus lokalen Radlasten und globalen Verkehrslasten bei Straßenbrücken
Annex F [informative]	Damage equivalent factors λ for fatigue verification of road bridge decks – Schadensäquivalenzbeiwerte λ für den Ermüdungsnachweis von Fahrbahnkonstruktionen für Straßenbrücken

1.3 Gegenstand und Verständnis des Beitrags

Im Folgenden werden die wesentlichen Teile des Normtextes von prEN 1993-2 [14] in ihrer deutschen Übersetzung wiedergegeben und kommentiert. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei den in diesem Beitrag grau hinterlegten Normtexten um die Übersetzung der Autoren handelt, die nach bestem Wissen auf der Grundlage des derzeitigen Arbeitsstands von prEN 1993-2 [14] erstellt wurde. Es ist davon auszugehen, dass die endgültige offizielle Übersetzung an einigen Stellen Abweichungen aufweisen wird, auch weil der englischsprachige Normtext textlich stellenweise noch redigiert wird.

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

2.1 Grundlegende Anforderungen

Neuer Normtext

4 Grundlagen für die Tragwerksplanung

4.1 Allgemeine Regeln

4.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Die Tragwerksplanung von Stahlbrücken und Stahlbauteilen von Verbundbrücken muss den allgemeinen Regeln von EN 1990, EN 1991 (alle Teile) und EN 1998 (alle Teile) und den spezifischen Bemessungsregeln für Stahlbauten nach den maßgebenden Teilen von EN 1993-1 (alle Teile) entsprechen.

(2) Stahlbrücken und Stahlbauteile von Verbundbrücken, die nach diesem Dokument bemessen werden, müssen in Übereinstimmung mit EN 1090-2 und/oder EN 1090-4 mit Baustoffen und Bauprodukten ausgeführt werden, die den Festlegungen in den maßgebenden Teilen von EN 1993 oder in den einschlägigen Baustoff- und Bauproduktspezifikationen entsprechen.

Anmerkung: Zusätzliche Hinweise für orthotrope Stahl-fahrbahnen sind in Anhang C gegeben.

Kommentar

Es wird klargestellt, dass grundsätzlich alle Teile von EN 1990, EN 1991 und EN 1998 und EN 1993-1 gelten. Insbesondere der Verweis auf EN 1993-1 ist wichtig, weil in EN 1993-2 nur abweichende oder ergänzende Regeln zu EN 1993-1 aufgeführt werden. In Bezug auf EN 1993-1-1 wird sogar die Struktur der Abschnitte und Unterabschnitte mit den jeweiligen Überschriften weitestgehend beibehalten. So gibt es in beiden Teilen die Abschnitte: 4.1.1 Grundlegende Anforderungen, 4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit, 4.1.3 Robustheit usw. Das hilft einerseits für das Auffinden der Regeln und das Zusammenfügen, wie es seinerzeit auch schon für die bisherigen Normen mit dem *Normen-Handbuch Eurocode 3 – Stahlbau. Band 3: Brücken* [22] erfolgt ist. Andererseits macht es die Norm an sich schwer lesbar.

Es ist also zu begrüßen, dass das BMDV voraussichtlich wieder die Erstellung solcher Handbücher fördern wird, in denen die verschiedenen für den Brückenbau relevanten Normenteile und ihre nationalen Anhänge zusammengefügt sind.

2.2 Tragwerkszuverlässigkeit und Robustheit

Neuer Normtext

4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit

(1) Es gelten die Regeln in EN 1993-1-1.

(2) Die Wahl der Ausführungsklasse kann durch die zuständigen Behörde festgelegt werden oder sollte, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

4.1.3 Robustheit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.1.3.

(2) Für die Robustheit sollte die Bemessung und Konstruktion der Brücke sicherstellen, dass, wenn ein Versagen eines einzelnen Bauteils infolge von außergewöhnlichen Einwirkungen auftritt, das verbleibende Tragwerk zumindest die außergewöhnliche Einwirkungskombination aufnehmen kann.

Anmerkung 1: EN 1990 gibt zusätzliche Informationen über die außergewöhnlichen Bemessungssituationen und Robustheitskriterien.

Anmerkung 2: Der Nationale Anhang kann Bauteile definieren, die einer außergewöhnlichen Bemessungssituation unterliegen und auch Details für die Nachweise angeben. Beispiele für solche Bauteile sind Hänger, Zugglieder oder Lager.

Kommentar zu 4.1.3 Anmerkung 2

Unter dem Stichwort Robustheit wird auf gesonderte Nachweise unter außergewöhnlicher Bemessungssituation für Hänger, Zugglieder oder Lager verwiesen. So etwas Ähnliches gab es bisher im Nationalen Anhang [7] als NDP zu 2.1.3.4 Robustheit und Redundanz:

Für die außergewöhnliche Einwirkung „Fahrzeuganprall“ darf der Nachweis bei Straßen- und Eisenbahnbrücken wie folgt geführt werden:

- 1) durch Anordnung von Schutzeinrichtungen, die einen Anprall verhindern;
- 2) durch den Nachweis der Bauteile unter Anpralllasten nach DIN EN 1991 bzw. projektspezifischer Angaben; oder
- 3) durch den Nachweis der Standsicherheit des Gesamtbauwerkes bei Ausfall der betroffenen Bauteile als außergewöhnliche Bemessungssituation.

Es ist anzunehmen, dass die bisherige Regel entsprechend übertragen wird. Vorteil ist, dass es jetzt auch eindeutige Empfehlungen für Teilsicherheitsbeiwerte für die außergewöhnliche Bemessungssituation gibt, siehe Anmerkung 2 zu Tabelle 4.1

2.3 Nutzungsdauer bei Brücken

Neuer Normtext

4.1.4 Nutzungsdauer bei Brücken

(1) Die Nutzungsdauer von Brücken sollte in Übereinstimmung mit EN 1990, A2, Tabelle A.2.2 festgelegt werden.

(2) Die geforderte Nutzungsdauer sollte erreicht werden durch eine Ermüdungsbemessung nach Abschnitt 10 und/oder entsprechende bauliche Durchbildung nach Anhang C und durch Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach Abschnitt 9.

(3) Für Bauteile, die nicht für die gesamte Nutzungsdauer der Brücke bemessen werden können, sollten 6(5) und 6(6) beachtet werden.

Kommentar

Die Nutzungsdauer von Brücken wird in EN 1990 [8] A2, Tabelle A.2.2 mit 100 Jahren festgelegt. Die verschiedenen Verweise auf Abschnitt 6 Dauerhaftigkeit verweisen nicht auf grundsätzlich andere Regeln als bisher auch. Zum Teil sind diese aber jetzt im Anhang A2 von EN 1990 für alle Brücken zusammengefasst wiedergegeben.

2.4 Dauerhaftigkeit, Basisvariablen und Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Neuer Normtext

4.1.5 Dauerhaftigkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.1.5.

(2) Für Dauerhaftigkeit gilt Abschnitt 6.

4.2 Basisvariablen

4.2.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.3.1.

(2) Die Einwirkungen für die Bemessung von Brücken sollten EN 1991 (alle Teile) entnommen werden. Für die Einwirkungskombination und die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen siehe Anhang A.2 von EN 1990.

(3) Kombinationen von Beanspruchungen aus lokaler und globaler Belastung auf den Stahlfahrbahnen bei Straßenbrücken sollten nach Anhang E bestimmt werden.

(4) Für Einwirkungen, die nicht in EN 1991 (alle Teile) definiert sind, können zusätzliche Regeln durch die zuständige Behörde festgelegt werden, oder sollten, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

Anmerkung: Für Einwirkungen auf Lager gilt EN 1990.

4.2.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften

(1) Es gilt Abschnitt 5 und EN 1993-1-1.

4.3 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.4.

(2) Die charakteristischen Beanspruchbarkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sollten mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} in Tabelle 4.1 abgemindert werden.

Tabelle 4.1. Teilsicherheitsbeiwerte

a) Beanspruchbarkeit von Bauteilen und Querschnitten	
– Beanspruchbarkeit von Querschnitten unter ausgeprägtem Fließen einschließlich Beulen	γ_{M0}
– Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen bei Anwendung von Bauteilnachweisen	γ_{M1}
– Beanspruchbarkeit bei Querschnitten bei Erreichen der Zugfestigkeit	γ_{M2}
b) Beanspruchbarkeit von Anschlüssen	
– Beanspruchbarkeit bei Schrauben	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit bei Nieten	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit bei Bolzen	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit beim Schweißen	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit von Blechen auf Lochleibung	γ_{M2}
Gleitwiderstand	
– im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kategorie C)	γ_{M3}
– im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{M3,ser}$
– Lochleibungsbeanspruchbarkeit von Injektionsschrauben	γ_{M4}
– Beanspruchbarkeit von Knotenanschlüssen bei Hohlprofilträgern	γ_{M5}
– Beanspruchbarkeit von Bolzen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{M6,ser}$
– Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchbarkeit von Komponenten für den Nachweis der Bauwerksintegrität (Verankerungswiderstand)	γ_{Mu}
– Beanspruchbarkeit von Zuggliedern	Siehe EN 1993-1-11
– Beanspruchbarkeit von Beton	γ_c Siehe EN 1992
c) Gebrauchstauglichkeit	
– Spannungsbegrenzung (siehe 9.3)	$\gamma_{M,ser}$

Anmerkung 1: Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Brücken können durch den Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte werden für die nicht außergewöhnlichen Bemessungssituationen empfohlen.

$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_{M3,ser} = 1,10$	$\gamma_{Mu} = 1,10$
$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M4} = 1,10$	$\gamma_{M,ser} = 1,00$
$\gamma_{M2} = 1,25$	$\gamma_{M5} = 1,10$	
$\gamma_{M3} = 1,25$	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$	

Anmerkung 2: Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Brücken für die außergewöhnlichen Bemessungssituationen können im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte werden empfohlen:

$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_{M1} = 1,00$	$\gamma_{M2} = 1,15$
----------------------	----------------------	----------------------

Für alle anderen Teilsicherheitsbeiwerte werden die Werte gemäß Anmerkung 1 empfohlen.

Kommentar zu 4.3

Anders als bisher werden mit Tabelle 4.1 alle Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zusammengefasst. Das betrifft sowohl die Nachweise für Bauteile und Querschnitte, wie sie in EN 1993-1-1 geregelt sind, wie die Nachweise für Anschlüsse nach EN 1993-1-8.

2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdungsnachweise und Versuchsgestützte Bemessung

Neuer Normtext

4.4 Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdungsnachweise

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungslasten sollte zu γ_{FF} angenommen werden.

Anmerkung: Der Wert des Teilsicherheitsbeiwertes ist $\gamma_{FF} = 1,0$ nach EN 1990, Anhang A.2, es sei denn, der Nationale Anhang enthält einen anderen Wert.

(2) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand sollte zu γ_{Mf} angenommen werden.

Anmerkung: Die Werte des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Mf} sind in EN 1993-1-9 angegeben, es sei denn, der Nationale Anhang enthält andere Werte.

4.5 Versuchsgestützte Bemessung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.5.

(2) Versuche sollten genutzt werden, um die Bemessung einer Brücke unter Windbeanspruchungen nachzuweisen, wo Berechnung oder die Nutzung bekannter Ergebnisse keinen ausreichenden Nachweis der Tragsicherheit während des Bauzustands oder der geplanten Nutzungsdauer liefert.

Anmerkung: EN 1991-1-4, Anhang K, gibt Hinweise zur Herleitung von Bemessungsparametern aus Windkanalversuchen und numerischen Berechnungen.

Kommentar zu 4.4

Auch für den Ermüdungsnachweis wird ein entsprechender Hinweis bezüglich der anzunehmenden Teilsicherheitsbeiwerte gegeben. Dabei wird zwischen γ_{FF} für die Einwirkungen, der mit 1,0 nach EN 1990, Anhang A.2 empfohlen ist, und γ_{Mf} als Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand nach EN 1993-1-9 unterschieden. In 8.3.3.6 von EN 1990 werden die Ermüdungseinwirkungen festgelegt. Dort eröffnet die Anmerkung 2 die Möglichkeit einer Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts um 10 %:

Anmerkung 2: Der Nationale Anhang enthält die Teilsicherheitsbeiwerte für Modelle für Ermüdungseinwirkungen. Der Wert von γ_{FF} beträgt 1,0, wenn die Modelle für Ermüdungseinwirkungen in einer solchen Weise auf der sicheren Seite sind, dass Unsicherheiten der Einwirkungsauswirkungen von bis zu 10 % abgedeckt sind. Anderenfalls beträgt der Wert 1,1.

Es ist Sache der Nationalen Anhänge zu EN 1990, ob von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht wird, weil tatsächlich die normativen Ansätze der Straßenverkehrslasten von den realen Lasten für bestimmte Bauwerke zu gering erscheinen. Für den Ermüdungswiderstand unterscheidet EN 1993-1-9 zwischen verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mf} unter Berücksichtigung der Schadensfolgen und der genutzten Bemessungsphilosophie. Als Bemessungsphilosophie besteht die Wahl zwischen „schwingbruchsichere Konstruktionen (safe life)“ oder „schadenstolerante Konstruktionen (damage tolerance)“. Der Nationale Anhang hat bisher mit NDP zu 2.1.3.4(2), Anmerkung 2 festgelegt: Im Regelfall ist das Konzept der Schadens-toleranz anzuwenden.

3 Tragwerksberechnung

Neuer Normtext

7 Tragwerksberechnung

7.1 Statische Systeme

7.1.1 Grundannahmen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.1.1.

(2) Für die Berechnung von Seiltragwerken gilt EN 1993-1-11.

7.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.1.2.

(2) Bei Brücken sollten die Anschlüsse und deren Bemessungsmodelle so gewählt werden, dass die erforderliche Lebensdauer erreicht wird.

Anmerkung: Kerbfälle nach EN 1993-1-9 sind geeignet für biegesteife Anschlüsse zwischen Brückenbauteilen, ausgenommen Lager, Augenstab-Verbindungen und Seile.

7.2 Untersuchung von Gesamttragwerken

7.2.1 Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung

(1) EN 1993-1-1, 7.2.1, gilt unter der Annahme, dass die Regeln für verschiebbliche Systeme auch für das Gesamttragwerk gelten.

7.2.2 Art der Tragwerksberechnung in Abhängigkeit von der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.2.2.
 (2) Wenn das Verhalten einer Brücke oder ihrer Bauteile durch die erste Knickbiegeline bzw. Eigenform bestimmt wird, darf auf Grundlage einer elastischen Tragwerksberechnung das Biegemoment nach Theorie II. Ordnung M_{II} infolge der aufgetragenen Normalkraft berechnet werden, indem die Imperfektionen und sonstigen Verformungen nach Theorie I. Ordnung um den Faktor k_α aus Gleichung (7.1) erhöht werden:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (7.1)$$

vorausgesetzt, dass: $3 \leq \alpha_{cr} < 10$.

mit

α_{cr} der Faktor, mit dem der Bemessungswert der Belastung erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast im Gesamttragwerk zu erreichen

Für $\alpha_{cr} < 3$ sollte eine genauere Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt werden.

Für $\alpha_{cr} \geq 10$ können die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden, siehe EN 1993-1-1.

7.3 Imperfektionen

7.3.1 Grundlagen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.1.

7.3.2 Schiefstellungen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.2.

Anmerkung: Für Stützen ist α_m anwendbar, wenn durch Zusammenwirken verschiedener Stützen deren Einflüsse sich überlagern (z. B. für Stützen, die mit dem Überbau einen Rahmen bilden).

(2) Für Bogenbrücken sollten die Regeln in Anhang D angewendet werden.

7.3.3 Äquivalente Vorkrümmung für die Tragwerks- und Bauteilberechnung

7.3.3.1 Biegeknicke

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.3.1.

7.3.3.2 Biegedrillknicken

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.3.2.

7.3.4 Überlagerung von Anfangsschiefstellung und Stabvorkrümmung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.4.

7.3.5 Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.5.

7.3.6 Imperfektionen auf der Grundlage von Knickbiegeline nach der Elastizitätstheorie

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.6.

7.4 Berechnungsverfahren

7.4.1 Allgemeines

(1) Die Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie sollte zur Bestimmung der Schnittkräfte und Biegemomente für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen angewendet werden.

(2) Die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie nach EN 1993-1-1, 7.4.3 sollte für außergewöhnliche Bemessungssituationen angewendet werden.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann Einschränkungen für die Anwendung der Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie festlegen

(3) Wird eine Finite-Elemente-Analyse (FEM) durchgeführt, sollte EN 1993-1-14 angewendet werden.

7.4.2 Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.4.2.

(2) Wenn alle Querschnitte der Querschnittsklasse 1 angehören und die Bauteilbeanspruchbarkeit nicht durch Biegeknicke oder Biegedrillknicken verringert wird, dürfen die Auswirkungen von Temperaturunterschieden, Schwinden und Setzungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden.

7.5 Klassifizierung von Querschnitten

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.5.

Kommentar

Die Tragwerksberechnung erfolgt genau wie in EN 1993-1-1 [9]. Das Besondere im neuen Entwurf von EN 1993-1-1 gegenüber den jetzigen Regeln in DIN EN 1993-1-1 [3] ist, dass es eine genaue Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Art und Weise der Tragwerksberechnung und der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt. Es gibt insgesamt 6 unterschiedliche Verfahren, die vor allem davon abhängen, ob eine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist oder nicht. Danach entscheiden sich auch die anzunehmenden Imperfektionen. Zur Vereinfachung ist sogar ein Entscheidungsbaum bzw. Ablaufdiagramm in Bild 7.3 von [9] angegeben. Im Stahlbau-Kalender 2020 gibt es einen ausführlichen Kommentar zur neuen EN 1993-1-1 [30], auf den hier verwiesen wird.

In Bezug auf die Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens ist einschränkend gegenüber der Anwendung im Hochbau bei Brücken keine Schnittgrößenermittlung nach Plastizitätstheorie möglich, es sei denn im Fall von außergewöhnlichen Bemessungs-

situationen. Das war auch die bisherige Regel, siehe DIN EN 1993-2, 5.4.1 [6]. Ebenfalls gab es die Erleichterung für Querschnittsklasse 1, im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf die Berücksichtigung von Zwängungsschnittgrößen aus Temperaturunterschieden, Schwinden und Setzungen verzichten zu können, siehe [6] 5.4.2(4). Für die Praxis ist diese Erleichterung tatsächlich wenig relevant, weil in den meisten Fällen Klasse-3- oder Klasse-4-Querschnitte vorliegen und man für die Ermüdungsnachweise ohnehin auch Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie mit Berücksichtigung all dieser Effekte braucht.

Neu ist der Verweis auf EN 1993-1-14 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis [13]. Ausgehend von einer ursprünglichen Regel im Anhang C von DIN EN 1993-1-5 [4] werden mit diesem neuen Teil von Eurocode 3 Regelungen für die Nachweisführung mithilfe von numerischen Methoden bzw. auf der Basis von Finite-Elemente-Modellen gegeben. Insbesondere wird auch darauf eingegangen, wie Modelle zu verifizieren sind, das heißt die mathematische Korrektheit der Ergebnisse nachzuweisen bzw. auch zu validieren sind, wenn es darum geht, in komplizierteren Fällen vielleicht anhand der Nachrechnung von Versuchen die physikalische Plausibilität der Ergebnisse zu beweisen. In diesem Stahlbau-Kalender wird mit dem Beitrag von Knobloch u. a. [27] ausführlicher auf die Möglichkeiten der EN 1993-1-14 eingegangen.

4 Teilsicherheitsbeiwerte und Querschnittsbeanspruchbarkeit

4.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Allgemeines

Neuer Normtext

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

8.1 Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchbarkeiten sollten aus 4.3 entnommen werden.

8.2 Querschnittsbeanspruchbarkeit

8.2.1 Allgemeines

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.1.

8.2.2 Querschnittswerte

8.2.2.1 Bruttoquerschnitte

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.1.

8.2.2.2 Nettofläche

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.2.

8.2.2.3 Einfluss der Schubverzerrung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.3 und EN 1993-1-5.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann Einschränkungen für die Berechnung zur Berücksichtigung des Einflusses der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit festlegen

8.2.2.4 Wirksame Querschnittswerte von Querschnitten mit Stegen der Klasse 3 und Flanschen der Klasse 1 oder 2

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.4.

8.2.2.5 Wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4

(1) Die Auswirkungen des lokalen Plattenbeulens sollten mit einer der beiden folgenden Verfahren, die in EN 1993-1-5 beschrieben sind, berücksichtigt werden:

- wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4 nach EN 1993-1-5
- Begrenzung der Spannungen am Bruttoquerschnitt nach EN 1993-1-5, Abschnitt 12 Methode der reduzierten Spannungen.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann die zu verwendenden Verfahren festlegen. Im Falle der Anwendung des Verfahrens b) kann der Nationale Anhang weitere Hinweise geben.

(2) Bei kreisförmigen Hohlprofilen der Klasse 4 sollten die Auswirkungen des lokalen Beulens nach einem der beiden folgenden Verfahren berücksichtigt werden:

- wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4 nach EN 1993-1-1
- Begrenzung der Spannungen am Bruttoquerschnitt nach EN 1993-1-6.

8.2.2.6 Querschnittswerte für die charakteristische Beanspruchbarkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.6.

Kommentar

Die Regeln für die Querschnittsbeanspruchbarkeit folgen ganz den entsprechenden Teilen in EN 1993-1-1 [9]. Mit 8.2.2.3 wird unter „Einfluss der Schubverzerrung“ auf die Ermittlung der mittragenden Breite nach EN 1993-1-5 [10] hingewiesen. Man konnte sich nicht entschließen, diesen eigentlich grundlegenden Teil, der im Prinzip nichts mit Plattenbeulen zu tun hat, in EN 1993-1-1 zu integrieren. Die Bedeutung ist vielleicht aber auch für schlanke Bauteile und Brücken wichtiger als für typische Hochbauten.

Im Rahmen der Übersetzung von DIN EN 1993-1-5 hat man sich seinerzeit dazu entschlossen, b_{eff} zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei elastischem Werkstoffverhalten als mittragende Breite zu bezeichnen und die Abminderung infolge Beulens mit $A_{c,\text{eff}}$ als wirksame Querschnittsfläche. In den Fällen, wo beides gleichzeitig berücksichtigt wird, spricht man in der deutschen Übersetzung von EN 1993-1-5 auch von A_{eff} oder der effektiven Querschnittsfläche.

Üblicherweise werden im Stahlbrückenbau nur die Werte der elastischen Schubverzerrung nach 5.2 in EN 1993-1-5 [10] angesetzt. Es gibt erhöhte Werte, die auch Teilplastizierungen berücksichtigen, siehe 5.3.1 (1) b) und (2). Im zurzeit gültigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2 [7] werden diese erhöhten Werte nur für den Nachweis bei außergewöhnlichen Bemess-

sungssituationen zugelassen, siehe NDP zu 6.2.2.3(1) Anmerkung in [7].

Die Nachweisführung in EN 1993-1-5 unterscheidet den Nachweis nach der Methode der wirksamen Breiten bzw. Flächen und als Alternative die Methode der reduzierten Spannungen. Hierzu heißt es in EN 1993-1-5, 4.5 „Als Alternative zur Verwendung der Modelle wirksamer Breiten für Spannungszustände nach Abschnitt 6 bis Abschnitt 9 dürfen die Querschnitte der Querschnittsklasse 3 zugeordnet werden, sofern die Spannungen für jedes Blechfeld die in Abschnitt 12 festgelegten Grenzwerte nicht überschreiten“.

Diese Formulierung, die aus Querschnitten der Klasse 4 „fiktive“ Querschnitte der Klasse 3 macht, kollidiert etwas mit der Möglichkeit, einen Gesamtquerschnitt in Klasse 1 oder 2 einzuordnen, wenn der Steg Klasse 3 ist und man diesen nur reduziert (nach Bild 8.3 in EN 1993-1-1 [9]) berücksichtigt. Zur Klarstellung hat der Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2 diese Höhergruppierung von Klasse-3-Stegen für die „fiktiven“ Klasse-3-Stege nach der Methode der reduzierten Spannungen ausgeschlossen, siehe NCI zu 6.2.2.4(1) in [7].

Der bisherige Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2 [7] behandelt die Methode der wirksamen Breiten/Flächen, obwohl das die im europäischen Ausland hauptsächlich angewandte Methode ist, restriktiv. So ist sie mit NDP zu 6.2.2.5(1) Anmerkung [7] auf nicht längsausgesteifte Stegbleche beschränkt und es werden zusätzliche Gebrauchstauglichkeitsnachweise gefordert. Der Hintergrund ist die günstige Möglichkeit von Spannungumlagerungen im Querschnitt bei der Methode der wirksamen Breite, die die Methode der reduzierten Spannungen nicht zulässt. Es ist zu hoffen, dass, durch die gründliche Überarbeitung von EN 1993-1-5 und die langjährigen positiven Erfahrungen, es auch im Brückenbau zu einer Öffnung des vorteilhafteren Verfahrens kommt.

Der Entwurf der neuen Norm EN 1993-2 [14] sieht eigentlich konsequent immer beide Formen der Nachweisführung vor, siehe zum Beispiel 8.2.2.5(1) a) und b).

Neu ist eine ähnliche Doppelnachweismöglichkeit für Hohlprofile, nachdem es in EN 1993-1-1 [9] jetzt auch wirksame Querschnitte für runde und elliptische Hohlprofilquerschnitte der Klasse 4 gibt, siehe 8.2.2.5(5) in [9]. Der Hinweis bisher auf DIN EN 1993-1-6 [5] für schalenförmige Bauteile hat im Regelfall ins Leere geführt, da es in DIN EN 1993-1-6 [5] keine solche Klassifizierung von Querschnitten gibt.

4.2 Zug-, Druck- und Biegebeanspruchung

Neuer Normtext

8.2.3 Zugbeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.3.
- (2) Für die Bemessung von Zuggliedern aus Stahl, einschließlich Stäbe, Seile und Drahtbündel, gilt EN 1993-1-11.
- (3) Für bestimmte Arten von Hängern in Stabbogenbrücken sollten zusätzliche Regeln gemäß Anhang A angewendet werden.

8.2.4 Druckbeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.4.
- (2) Alternativ darf der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit für Querschnitte der Klasse 4 wie folgt nach Gleichung (8.1) berechnet werden:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \sigma_{limit}}{\gamma_{M1}} \quad (8.1)$$

mit

$\sigma_{limit} = \rho_{c,x} f_y$ ist der Grenzwert der bezogenen Spannung für den schwächsten Teil des Querschnitts unter Druck;

$\rho_{c,x}$ ist der Abminderungsbeiwert nach EN 1993-1-5, 12.4

8.2.5 Biegebeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.5.
- (2) Alternativ darf der Bemessungswert der Biegebeanspruchbarkeit für Querschnitte der Klasse 4 wie folgt nach Gleichung (8.2) berechnet werden:

$$M_{c,Rd} = \min \left(\frac{W_{el,com} \sigma_{limit}}{\gamma_{M1}}; \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (8.2)$$

mit

$\sigma_{limit} = \rho_{c,x} f_y$ ist der Grenzwert der bezogenen Spannung für den schwächsten Teil des Querschnitts unter Druck;

$\rho_{c,x}$ ist der Abminderungsbeiwert nach EN 1993-1-5, 12.4;

$W_{el,com}$ ist das elastische Widerstandsmoment, das der Faser entspricht, bei der die Grenzdruckspannung erreicht wird;

$W_{el,min}$ elastisches Widerstandsmoment, das der Faser mit der höchsten Spannung (Zug oder Druck) entspricht.

Kommentar

Für Klasse-4-Querschnitte werden jeweils alternativ zu den in EN 1993-1-1 [9] angegebenen Regeln, die im Wesentlichen auf der Methode der wirksamen Breite nach EN 1993-1-5 [10], Abschnitt 4 bis 9 beruhen, auch die Grenzschnittgrößen angegeben, wenn der Beulnachweis nach der Methode der reduzierten Spannungen nach EN 1993-1-5, Abschnitt 12 geführt wird, siehe Gleichung (8.1), (8.2) und (8.3).

4.3 Querkraftbeanspruchung, Torsion und weitere Beanspruchungen

Neuer Normtext

8.2.6 Querkraftbeanspruchung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.6 und EN 1993-1-5.

8.2.7 Torsion

8.2.7.1 Grundlagen

(1) Bei torsionsbeanspruchten Bauteilen sollten sowohl die Auswirkungen aus Torsion wie aus Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.

(2) Es sollte ein geeignetes elastisches Modell (z. B. ein Trägerrostmodell, ein Schalenmodell, ein Balkenmodell höherer Ordnung oder ein elastisch gelagertes Balkenmodell), das den Stabquerschnitt und die Steifigkeit sowie die Lage der vorhandenen Querrahmen und Queraussteifungen berücksichtigt, verwendet werden, um die gemeinsame Wirkung von Biegung, Torsion und Querschnittsverformung zu ermitteln.

(3) Querschnittsverformungen in Hohlkästen dürfen vernachlässigt werden, wenn die Längsspannungen an jedem Querschnitt, die durch die Querschnittsverformung unter der maßgebenden exzentrischen Kombination von Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GLT) entstehen, entweder nicht mehr als 10 % der Längsspannungen aus dem Biegemoment in Bauteillängsrichtung oder nicht mehr als $0,05 f_{yd}$ überschreiten, je nachdem, was größer ist bei gleicher Kombination von Einwirkungen und am gleichen Querschnitt.

(4) Querrahmen und Queraussteifungen sollten so bemessen werden, dass die Auswirkungen aus Torsions- und Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.

8.2.7.2 Torsion, für die Querschnittsverformungen vernachlässigt werden dürfen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.7.

8.2.8 Beanspruchung aus Biegung und Querkraft

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.8.

8.2.9 Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft

8.2.9.1 Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.1.

8.2.9.2 Querschnitte der Klasse 3

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.2.

8.2.9.3 Querschnitte der Klasse 4

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.3.

(2) Bei Anwendung der Grenzspannungen nach 8.2.4(2) oder 8.2.5(2) sollte das Kriterium in Gleichung (8.3) erfüllt sein:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{\text{limit}}}{\gamma_{M1}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.3)$$

wobei σ_{limit} aus 8.2.4 oder 8.2.5 bestimmt werden sollte.

8.2.10 Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Normalkraft

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.10.

8.2.11 Beanspruchbarkeit bei Biegung, Querkraft, Normalkraft und Querbelastung

(1) Die Interaktion zwischen Biegung, Querkraft, Normalkraft und Querbelastung darf mit einer der beiden folgenden Verfahren ermittelt werden:

a) Interaktionsverfahren nach 8.2.8 bis 8.2.10.

Anmerkung: Für Effekte aus Plattenbeulen, siehe EN 1993-1-5, Abschnitt 6 bis Abschnitt 9.

b) Interaktion der Spannungen nach dem Fließkriterium in 8.2.1

Anmerkung: Für Effekte aus Plattenbeulen, siehe EN 1993-1-5, Abschnitt 12.

Kommentar zu 8.2.7.1

Bei exzentrischer Belastung erfährt der Querschnitt eines offenen Stahlträgers oder eines Hohlkastens Biegung, Torsion und Querschnittsverformung. In diesen Fällen sollten Torsions- und Verformungseffekte bei der Bemessung der Stege und Flansche der Stahlbahnen berücksichtigt werden. Gleichmäßige Torsion führt zu Schubspannungen und Wölbnormalspannungen aus Torsion, während Querschnittsverformungen zu Wölbnormalspannungen führen (s. Bild 2). Die Wölbnormalspannungen aus Torsion sind bei Hohlkästen aufgrund der großen Torsionssteifigkeit des geschlossenen Querschnitts in der Regel relativ gering; wenn jedoch keine Querrahmen eingesetzt werden, kann es zu einer übermäßigen Querschnittsverformung kommen, was zu erheblichen Wölbnormalspannungen aus Torsion führt. Andererseits treten bei I-Trägern aufgrund der geringen Torsionssteifigkeit des offenen Querschnitts hohe Wölbnormalspannungen aus Torsion auf, wenn entlang der Spannweite keine Queraussteifungen verwendet werden.

Ein geeignetes elastisches Modell, wie z. B. ein Trägerrostmodell, ein Schalenmodell, ein Balkenmodell höherer Ordnung oder ein elastisch gelagertes Balkenmodell, sollte verwendet werden, um die gemeinsamen Wirkungen von Biegung, Torsion und Querschnittsverformung zu erfassen [44]. Das Modell sollte den Querschnitt des Trägers, seine Steifigkeit und die Anordnung von vertikalen Queraussteifungen oder Querrahmen an den Stützen und entlang der Spannweite berücksichtigen.

In regelmäßigen Abständen werden häufig vertikale Queraussteifungen angebracht, um die Auswirkungen von Querschnittsverformungen und Verwölbungen zu verringern. Dadurch werden die Auswirkungen der Querschnittsverformungen viel besser kontrolliert und die entsprechenden Wölbnormalspannungen stark verringert, wie in Bild 2 gezeigt wird.

Einige Spezifikationen zur Bemessung einer Brücke nehmen einen Index zur Kontrolle von Querschnittsverformungen mit einem Grenzwert an und/oder legen den maximalen Abstand der Queraussteifungen unter der Annahme fest, dass unendlich steife Querrahmen verwendet werden; diese Spezifikationen gelten

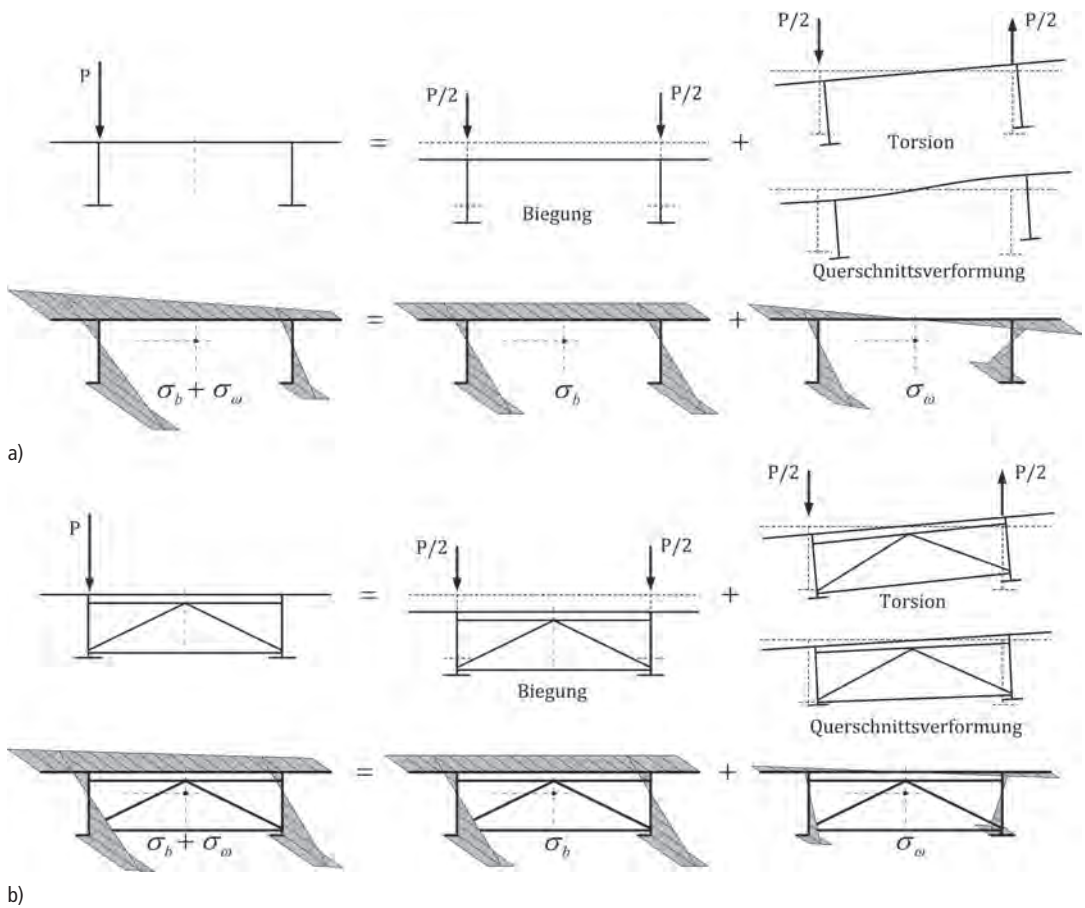


Bild 2. Auswirkungen von vertikalen Querverbänden in Stahlblechträgern und Biege- und Wölbspannungen bei einer exzentrischen Beanspruchung; a) ohne und b) mit Querverbänden

jedoch möglicherweise nicht für Träger mit verformbaren fachwerkartigen Queraussteifungen oder biegeweichen Querrahmen. Das Wölbspannungsverhältnis $R_w = \sigma_w / \sigma_b$, wobei σ_w die maximale Wölbnormalspannung (einschließlich Wölbspannungen infolge Torsion und Querschnittsverformung) und σ_b die Längsspannung infolge Biegung um die starke Achse an derselben Stelle ist, ist der Kontrollindex, der sowohl in EN 1993-2 als auch in AASHTO [16] verwendet wird (s. Bild 2).

Nach den AASHTO-Spezifikationen, C6.7.4.3 [16] müssen bei der Bemessung von Hohlkästen ausreichende innenliegende Queraussteifungen oder Querrahmen hinzugefügt werden, um das Wölbspannungsverhältnis R_w auf 10 % der Grenzspannung zu reduzieren. Der Abstand zwischen den innenliegenden Queraussteifungen darf nicht größer als 40 Fuß oder 12,2 m sein.

Obwohl EN 1993-2 ein höheres Verhältnis R_w zulässt, müssen die Auswirkungen der Querschnittsverformungen bei der Bemessung explizit berücksichtigt werden. Nur wenn die Wölbnormalspannungen in Längsrichtung σ_w unter der maßgebenden exzentrischen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) an keinem Querschnitt 10 % der Längsspannungen σ_b oder $0,05 f_{yd}$, also 5 % der Streckgrenze, je nachdem, welcher Wert größer ist, überschreiten, dürfen die Auswirkungen der Querschnittsverformungen von Hohlkästen bei der Bemessung vernachlässigt werden, abgesehen beim Nachweis der Ermüdung. In jedem Fall sollten bei der Bemessung von Querrahmen oder vertikalen Queraussteifungen die Auswirkungen von Torsion und Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.