

Auslegungen zu DIN EN 1993-1-1:2010-12

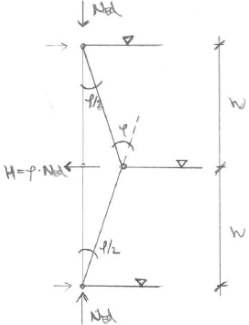
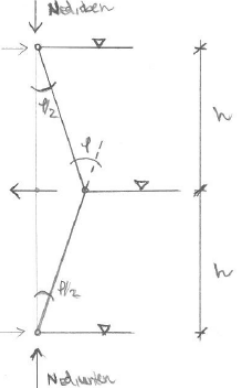
„Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“

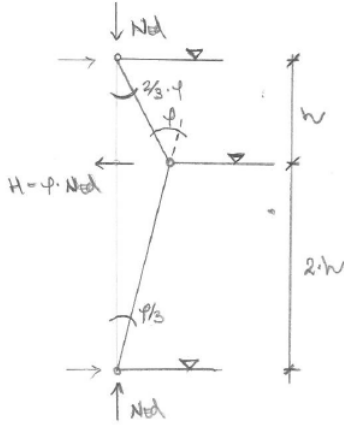
Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
		2013-10	Gemäß DIN EN 1993-1-1 ist der Nachweis auf Biegedrillknicken (Biegung und Druck) auch für Hohlprofile (durch die Beiwerte k_{yy} , k_{yz} , k_{zz} und k_{zy}) zu führen. Ist dies notwendig oder darf man analog zu DIN 18800 behaupten, dass dieser Nachweis bei Hohlprofilen nicht erforderlich ist?	An dieser Stelle wird einer der wichtigsten Unterschiede zwischen den Stabilitätsnachweisen nach DIN 18800 und DIN EN 1993-1-1 deutlich: <ul style="list-style-type: none"> Nach DIN 18800 wurden Biegeknicken und Biegedrillknicken <i>getrennt nachgewiesen</i>. Bei verhiertem Biegedrillknicken konnte daher der entsprechende Nachweis entfallen. Nach DIN EN 1993-1-1 gibt es nur noch <i>einen Gesamtnachweis</i> für Knicken um die starke und die schwache Achse – das ist die Doppelformel mit den Beiwerten k_{ij}, Gleichungen (6.61) und (6.62). Biegedrillknicken wird in diesem Nachweis über den Faktor χ_{LT} berücksichtigt, aber Biegeknicken (um beide Achsen) wird ebenso nachgewiesen. Dementsprechend kann der Nachweis nach DIN EN 1993-1-1 nur entfallen, wenn Stabilität generell keine Rolle spielt. Wenn dagegen Stabilität zu betrachten ist, muss der Nachweis <i>immer</i> geführt werden. Bei „verdrehsteifen“ Querschnitten, wozu Hohlprofile im Allgemeinen gehören, kann χ_{LT} zu 1,0 (vgl. 6.3.2.1 (2)) angenommen werden und es gilt die Vereinfachung entsprechend Anhang B, Tabelle B1.	2013-11
		2018-05	Bei Eingabe aller Schiefstellungen und Vorkrümmungen kann normalerweise auf den Biegeknickenachweis verzichtet werden (stattdessen wird der Querschnittsnachweis geführt) und es muss zusätzlich noch der (Biege-) drillknickenachweis geführt werden. Diverse Stabwerksprogramme bieten dies an und führen bspw. den Nachweis nach EN 1993-1-1, Formel 6.61 und 6.62 dann so, dass z.B. beim ersten Term der beiden Formeln der reine Querschnittsnachweis geführt wird, ohne Abminderung von NRk (außer Drillknicken wäre maßgebend). Ist diese Vorgehensweise korrekt? Im EC 3 steht das so direkt leider nicht drin.	Im aktuellen Eurocode 3 gibt es prinzipiell drei unterschiedliche Nachweisformate für seitenverschiebliche stabilitätsgefährdete Tragwerke die auf Biegung und Druck beansprucht werden. <ol style="list-style-type: none"> [1]/Abs. 5.2.2 (7) a): Querschnittsnachweise unter Berücksichtigung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung. Dazu müssen die globalen und lokalen Imperfektionen (Schiefstellung, Vorkrümmung) sowohl in als auch aus der Rahmenebene angesetzt werden. Es sind keine zusätzlichen Bauteilnachweise erforderlich, da alle Stabilitätseffekte durch die räumliche Tragwerksberechnung erfasst werden. Anm.: Wölbkrafttorsion bei nicht wölbfreiem Querschnitt 	2018-10

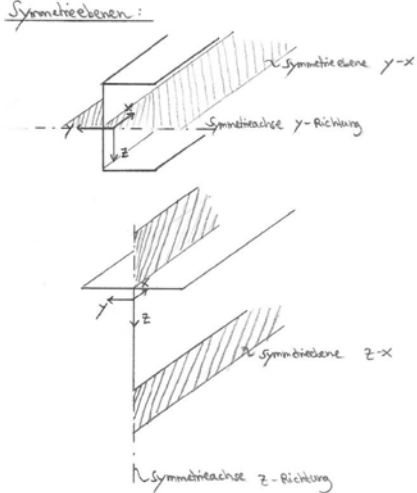
Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
				<p>muss berücksichtigt werden, gleichzeitig ist eine Berechnung nach der Biegetorsionstheorie bei torsionsweichen Querschnitten erforderlich, siehe auch [2]/Bild III.5-12 Methode (a).</p> <p>2) [1]/Abs. 5.2.2 (7) b): Bauteilnachweise nach Gleichung (6.61) und (6.62), bei denen bestimmte Bauteilimperfectionen nicht vollständig berücksichtigt sind. Bei diesem Nachweisverfahren werden die Einflüsse der Theorie II. Ordnung auf ein seitenverschiebliches Tragwerk durch vergrößerte Randmomente (globale Imperfectionen) erfasst, d.h. χ_y, χ_z, χ_{LT} müssen für die Gleichungen (6.61) und (6.62) bestimmt werden, wobei als Knicklänge L_{cr} des Einzelbauteils die Systemlänge L angesetzt werden darf. Lokale Vorkrümmungen sind bereits in den Gleichungen für die Bauteilnachweise berücksichtigt. Siehe auch [2]/Bild III.5-12 Methode (b2).</p> <p>Alternativ: Querschnittsnachweis in der Rahmenebene unter Berücksichtigung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung. Es werden globale und lokale Imperfectionen in der Rahmenebene angesetzt (Ebene Tragwerksberechnung nach Theorie II. Ordnung). Zusätzlicher Bauteilnachweis (6.62) aus der Rahmenebene mit Momenten nach Theorie II. Ordnung und den entsprechenden Abminderungsfaktoren. Siehe auch [2]/Bild III.5-12 Methode (b1).</p> <p>3) [1] Abs. 5.2.2 (8): Bauteilnachweise nach Gleichung (6.61) und (6.62). Bei diesem Nachweisverfahren werden die Einflüsse der Theorie II. Ordnung auf ein seitenverschiebliches Tragwerk durch eine geeignete Knicklängenbestimmung berücksichtigt. Es können Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung ohne Ansatz von</p>	

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
				<p>Imperfektionen verwendet werden. Da der Einfluss des Biegedrillknickens beim Bauteilnachweis aus der Ebene nicht berücksichtigt wird (keine Randmomente nach Theorie II. Ordnung), gilt dieses Verfahren nur wenn Biegedrillknicken ausgeschlossen werden kann. Siehe auch [2]/Bild III.5-12 Methode (c).</p> <p>Dementsprechend können Sie bei einer Eingabe aller Schiefstellungen und Vorkrümmungen in der Rahmenebene einen reinen Querschnittsnachweis mit Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung führen. Aus der Rahmenebene muss jedoch ein Bauteilnachweis am Ersatzstab also mit Abminderung von NRk geführt werden. Die von Ihnen aufgezeigte Mischlösung, ohne Abminderung von NRk ist nach Norm so nicht zulässig.</p> <p>[1] DIN EN 1993-1-1:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.</p> <p>[2] Kuhlmann, U.; Feldmann, M.; Lindner, J.; Müller, C.; Stroetmann, R.: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau, DIN EN 1993-1-1 mit Nationalem Anhang - Kommentar und Beispiele, Beuth (2014).</p>	
			<p>In EN 1993-1-1 wird die Passage aus ENV 1993-1-1:1992 9.1.4(2) über die Entbehrlichkeit von Ermüdungsnachweisen vermisst.</p> <p>Ist diese Regelung in einen anderen Teil verschoben worden, oder wurde sie nicht in die Norm aufgenommen?</p> <p>Wenn die Regelung nicht aufgenommen wurde, wird um eine Erklärung hierfür gebeten.</p>	<p>Die Passage aus ENV 1993-1-1:1992, 9.1.4(2) wurde nicht direkt in den Eurocode übernommen.</p> <p>Im Eurocode ist in DIN EN 1993-1-1, Abs. 4(4)B geregelt, dass für Hochbauten kein Ermüdungsnachweis erforderlich ist, wenn nicht bestimmte Belastungssituationen eintreten. Einen Kommentar zu den Regeln zur Entbehrlichkeit von Ermüdungsnachweisen aus DIN 18800-1 und die Anwendbarkeit dieser Regeln in EN 1993 finden Sie in <i>Kuhlmann, U.; Zizza, A.: Stahlbaunormen – DIN EN 1993-1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Stahlbau-Kalender 2012, Kommentar zu 4(4)B, S. 22.</i></p>	2014-02
		2016-04	<p><u>Nachweis von C-Profilen</u></p> <p>Es ist ein kaltgewalztes C-Profil nachzuweisen, wie in der</p>	<p>Für kaltgeformte Querschnitte sind spezielle Regelungen in DIN EN 1993-1-3 enthalten. Hier wird in Abschnitt 6.2.4 das Verfahren nach DIN EN 1993-1-1, Abschnitt 6.3.2.2 mit KSL b für</p>	2016-03

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
			<p>Praxis des Anfragenden üblich, und der Prüfstatiker verlangt nun, dass eine Zustimmung im Einzelfall. Grund: ein C-Profil darf nicht nach DIN EN 1993-1-1 Abschnitt 6.3.3, 6.3.4 bzw. 5.3.4 nachgewiesen werden.</p> <p>Im nationalen Anhang zur DIN EN 1993-1-1 wird unter 6.3.4 und auch 5.3.4 verwiesen, dass diese Berechnungsmethoden nur für doppelt symmetrische Querschnitte Gültigkeit hat. Dies würde dann [- und Sigma-Profile ausschließen.</p> <p>In allen anderen Ländern ist dieser Vermerk nicht beinhaltet. Ist es für den Biegedrillknicknachweis von C-Profilen tatsächlich erforderlich, FEM zu rechnen?</p>	<p>übliche Fälle freigegeben. Für genaue Randbedingungen und für die Interaktion zwischen Druckkraft und Biegung schauen Sie bitte in DIN EN 1993-1-3.</p> <p>Weitere Möglichkeiten, die Sie im Einzelfall auf Anwendbarkeit prüfen können, sind:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ein Nachweis nach Theorie II. Ordnung mit Imperfektionen - Nachweis gegen Knicken des Druckgurtes mit Berücksichtigung der Verwölbung als Flanschbiegung - für einfachsymmetrische I-Profile: Regelungen im Österreichischen Anhang zu DIN EN 1993-1-1, siehe z.B. Kommentar zu DIN EN 1993-1-1, Seite 59f im Stahlbau-Kalender 2014 	
5.2.2	(8)	2015-04	<p>Nicht nachvollziehbar ist der Einsatzbereich dieses Abschnittes und auch der Passus unter Punkt a), warum bei Stabilitätsnachweisen nach dem Ersatzstabverfahren sämtliche Anschlüsse auf M_{pl} ausgelegt werden sollten, sofern kein genauere Nachweis geführt wird. Was ist ein „genauerer Nachweis“?</p> <p>Ist Passus b) so zu verstehen dass unabhängig davon wie groß α_{cr} ist Imperfektionen (wie z.B. Schiefstellungen) bei Anwendung des Ersatzstabverfahrens immer anzusetzen sind? Gilt dies für alle Strukturen, oder nur für solche wo zumindest eine Pendelstütze vorhanden ist?</p>	<p>a) Hierbei geht es tatsächlich darum, dass der Ersatzstabnachweis mit den Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung geführt wird, im Tragwerk aber eigentlich die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung wirken. Eine Schnittgrößenberechnung nach Theorie II. Ordnung ist in dem Sinne ein „genauerer Nachweis“. Auf der sicheren Seite sind Anschlüsse mit den maximal zu übertragenden Einwirkungen zu bemessen, wenn die tatsächlichen Schnittgrößen nicht bekannt sind.</p> <p>b) Hier geht es um den Einfluss angehängter Pendelstützen auf ein Bauteil (z.B. einen Rahmen), nicht um die Schiefstellung der Rahmenstützen an sich. Dieser Passus ist immer anzuwenden, wenn Zusatzverformungen oder -kräfte aus Imperfektionen angehängter Systeme für den nachzuweisenden Stab resultieren. Letztlich entspricht die Regel der etwas ausführlicheren Darstellung aus DIN 18800-2:2008-11 Element (525).</p> <p>Für weitere Informationen zu dem Thema empfehlen wir Ihnen S. III-45 bis III-51 in: Kuhlmann, U.; Feldmann, M.; Lindner, J.; Müller, C.; Stroetmann, R.: Eurocode 3 – Bemessung von Stahlbauten; Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau (DIN EN 1993-1-1 mit Nationalem Anhang; Kommentar und Beispiele). Hrsg.: bauforumstahl. Berlin: Beuth Verlag / Ernst & Sohn, 2014.</p>	2015-11

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
5.3.2	(5)B	2017-01	<p>Dieser Abschnitt verweist zur Bestimmung der horizontalen Kräfte auf aussteifende Deckenscheiben auf Bild 5.3. Die linke Bildhälfte in Bild 5.3 stellt offensichtlich ein mehrgeschossiges Gebäude dar, während die rechte Bildhälfte ein eingeschossiges Gebäude darstellt. Bei dem mehrgeschossigen Gebäude ist die Normalkraft in den Stützen in den beiden dargestellten Geschossen gleich, und die Geschosshöhen sind gleich. Daraus ergeben sich folgende Fragen:</p> <p>1) Wieso ist die Anfangsschiefstellung der Stützen bei dem mehrgeschossigen Gebäude nur halb so groß wie bei dem eingeschossigen Gebäude?</p> <p>2) Wie ist zu verfahren, wenn die Normalkraft in den Geschossen unterschiedlich ist, was sich ja infolge der Deckenlasten in der Regel ergibt?</p> <p>3) Wie ist zu verfahren, wenn die Geschosshöhen unterschiedlich sind?</p>	<p>Zu 1) Es ist davon auszugehen, dass die Abtriebskraft $H = \varphi \cdot N_{Ed}$ sowohl für das eingeschossige als auch das mehrgeschossige Gebäude die gleiche sein soll. Da sich die gesamte Winkeländerung durch Addition der beiden Stützenschiefstellungen ergibt, muss demnach die Anfangsschiefstellung in den Stützen $\varphi/2$ sein. Der Eurocode 2 für Massivbau (DIN EN 1992-1-1) gibt in Kapitel 5.2 eine vergleichbare Definition, siehe Bild 5.1.</p>  <p>Zu 2) Für den Fall unterschiedlicher Normalkräfte, lässt sich die anzusetzende Horizontalkraft aus den jeweiligen Anteilen der Normalkraft im Stab i * Verdrehung im Stab i ermitteln.</p>  <p>$H^* = \frac{\varphi}{2} \cdot (N_{Ed,oben} + N_{Ed,unten})$ mit $N_{Ed,oben} < N_{Ed,unten}$</p>	2017-10

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
				<p>Zu 3) Wenn die Geschosshöhen unterschiedlich sind, ist die Schiefstellung in den beiden Stäben nicht identisch. Die gesamt Winkeländerung φ bleibt nach wie vor erhalten, setzt sich dann aber aus zwei unterschiedlich großen Schiefstellungen (unten/oben) zusammen.</p> 	
5.4.1	(3)	2017-02	<p>An den Stellen plastischer Gelenke in Bauteilen sollte der Bauteilquerschnitt doppelt-symmetrisch oder einfach-symmetrisch mit einer Symmetrieebene in der Rotationsebene des plastischen Gelenkes sein und zusätzlich den in 5.6 festgelegten Anforderungen entsprechen. Daraus ergeben sich folgende Fragen:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Was ist eine Symmetrieebene bei einem Querschnitt? Ist damit eine Symmetrieachse gemeint? 2) Was ist eine Rotationsebene? Ist damit die Ebene rechtwinklig zur Rotationsachse gemeint? 3) Was soll mit der in Rede stehenden Anforderungen an den Querschnitt erreicht oder vermieden werden? <p>Wenn meine Vermutungen zu 1) und 2) zutreffen, dann würde damit gefordert, dass die Symmetrieachse parallel zur Rotationsachse des Gelenks ist. Dann wäre die Anwendung der plastischen Tragwerksbemessung z.B. für Biegung eines T-Profiles um die starke Achse ausgeschlossen, während die Biegung eines U-Profiles um die starke Achse erlaubt wäre. Ist</p>	<p>Zu 1) Sie haben mit Ihrer Vermutung Recht. Die Symmetrieebenen eines Querschnitts sind die Symmetrieachsen in y- und z-Richtung für einen doppelsymmetrischen Querschnitt bzw. in y- (Ebene in y-x) oder z-Richtung (Ebene in z-x) für einen einfachsymmetrischen Querschnitt.</p>	2017-10

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
			<p>das gemeint – und wieso? Die alternative dazu ist: Die Symmetrieachse ist rechtwinklig zur Rotationsachse. Dann wäre die Anwendung der plastischen Tragwerksbemessung z.B. für Biegung eines T-Profils um die schwache Achse ausgeschlossen, während die Biegung eines U-Profils um die schwache Achse erlaubt wäre. Ist das gemeint – und wieso? Ich meine, dass die oben fett wiedergegebenen Definitionen mit den Achsen verständlicher sind als die Formulierung mit den Ebenen in EN 1993-1-1.</p>	 <p>Zu 2) Der Begriff der Rotationsebene ist an dieser Stelle leider etwas unglücklich gewählt und müsste eigentlich durch den Begriff der Rotationsachse ersetzt werden.</p> <p>Zu 3) Die Annahme einer vollplastischen Spannungsverteilung in einem unsymmetrischen Querschnitt sollte möglichst nahe am wahren Spannungs-Dehnungsverhalten bleiben und zum Beispiel nicht zum Verschieben einer "plastischen Nulllinie" führen. Um dies zu erreichen, muss jedoch der Bauteilquerschnitt entweder doppelsymmetrisch oder einfach-symmetrisch mit einer Symmetrieebene parallel zur Rotationsachse des plastischen Gelenks sein und demnach der Satz in 5.4.1(3) abgeändert werden. Dementsprechend ist wie Sie schon richtig vermutet haben die Anwendung einer plastischen Tragwerksbemessung für U-Profile um die starke Achse erlaubt und für T-Profile um die starke Achse ausgeschlossen.</p>	
6.2.9.1	(5)	2015-08	<p>Wie berechnet man den Faktor α aus der Formel (6.38) beim Querschnittsnachweis Biegung + Normalkraft mit Querkraft (>50% Vpl,Rd)?</p> <p>Lt. Kapitel 6.2.10 (3) ist die Momententragfähigkeit für auf Biegung und Normalkraft beanspruchte Querschnitte mit einer abgeminderten Streckgrenze $(1-\rho) \cdot f_y$ für die</p>	<p>Die Reduzierung der Streckgrenze $(1-\rho) \cdot f_y$ der schubbeanspruchten Stegfläche kann gedanklich auch als Reduzierung der Stegfläche um den Anteil, der von der Querkraft in Anspruch genommen wird, interpretiert werden. Der „Restquerschnitt“ steht dann zur Aufnahme der Biegung und Normalkraft zur Verfügung. Die betreffenden Gleichungen in</p>	2017-04

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
			<p>wirksamen Schubflächen zu ermitteln.</p> <p>Ich gehe davon aus, dass man aufgrund dieser Forderung den Zählerterm „$A-2 \cdot b \cdot t_f$“ von dem Faktor a mit der Querkraftreduktion $(1-\rho)$ multiplizieren muss.</p> <p>Muss dann jedoch auch der Nennerterm „A“ von dem Faktor a abhängig von der Querkraftreduktion reduziert werden. Z. B. $A \rightarrow A_{red} = A_v \cdot (1-\rho) + (A - A_v)$?</p>	<p>Absatz 6.2.9.1 (5) sind wie folgt anzupassen:</p> $A_{red} = 2bt_f + (A - 2bt_f) \cdot (1 - \rho)$ $N_{V,Rd} = A_{red} \cdot f_{yd}$ $M_{V,y,Rd} = W_{pl,y,red} \cdot f_{yd} \approx [W_{pl,y} - \rho \cdot (A - 2bt_f)] \cdot \frac{h_w}{4} \cdot f_{yd}$ $n = N_{Ed} / N_{V,Rd}$ $a = (A_{red} - 2bt_f) / A_{red}$ $M_{N,V,y,Rd} = M_{V,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0,5a)$	

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
6.4		01_2013	<p>1. In DIN 18800-2:2008 gab es für mehrteilige (Druck-)Stäbe die Einschränkung, dass der Nachweis am Gesamtstab um die Stoffachse nur wie ein einteiliger Stab erfolgen darf, wenn kein Biegemoment M_z vorhanden ist, vgl. Element (401). Ist diese Einschränkung nach EC 3 aufgehoben?</p> <p>→ Vorschlag: Unter Berücksichtigung der Formel (6.69) in EN1993-1-1 mit Einführung von M_{Ed}^1 gilt diese Einschränkung nicht mehr.</p> <p>2. Nach DIN 18800-2 war für mehrteilige Stäbe stets die Knickspannungslinie c festgelegt, vgl. Tab. 5, Zeile 5. Im EC 3 ist dazu keinerlei Aussage getroffen. Wie ist hier bezogen auf den Einzelgurtstab und Gesamtstab zu verfahren?</p> <p>→ Vorschlag: Weiterhin Anwendung der KSL c oder Festlegung im Normtext, dass die KSL der jeweiligen Gurtstäbe verwendet werden dürfen (bspw. günstigere KSL für L-Profile).</p> <p>3. Für die Gurtstäbe zwischen zwei Bindeblechen von Rahmenstäben galt nach DIN 18800-2 noch die konstruktive Anforderung das $a/i_1 \leq 70$ sein sollte, vgl. Element (414). Im EC 3 gibt es dazu keine Ausführung. Entfällt diese Anforderung? → Vorschlag: Ja.</p>	<p>Zu 1.: Diese Einschränkung wird in Abs. 6.4.1(3) und (4) explizit aufgehoben.</p> <p>Zu 2.: Zu Gurt- und Gitterstäben (Einzelstab): Biegeknicken unter reiner Normalkraft (Abs. 6.3.1) wird nachgewiesen, wobei $N_{b,Rd}$ mit der in Bild 6.8 gegebenen Knicklänge berechnet wird. Die Auswahl der KSL erfolgt dann profilabhängig nach Tab. 6.2.</p> <p>Zu Gitterträgern (Gesamtsystem): Formel (6.69) ist im Grunde ein Tragfähigkeitsnachweis, bei dem der Nenner einem Erhöhungsfaktor nach Theorie II. Ordnung mit Berücksichtigung des Schubeinflusses entspricht. Biegeknicken ist in diesem Nachweis also enthalten und wird nicht über einen Ersatzstab nachgewiesen.</p> <p>Zu 3.: Diese Anforderung entfällt.</p>	2014-02
	Gleichung (BB.2)		<p>In DIN EN 1993-1-1 wird Gleichung BB.2 angegeben, um überprüfen zu können, ob eine gebundene Drehachse vorliegt. Diese Gleichung lässt sich mehrfach in der Fachliteratur auffinden, jedoch ohne Herleitung oder Angabe vollständiger Randbedingungen zur Herleitung. Ich hoffe, Sie können mir mit einer Erklärung oder einem Literaturhinweis weiterhelfen.</p>	<p>Eine formale Herleitung der Gleichung BB.2 wurde in der Tat nicht veröffentlicht. Die Herleitung beruht auf einem Aufsatz von Fischer (Fischer, M.: Zum Kipp-Problem von kontinuierlich seitlich gestützten I-Trägern. Stahlbau 4/1976, S. 120- 124.), in dem ein beidseitig gabelgelagerter Einfeldträger untersucht wird. Aus den Gleichungen 9a, 5a und $e=h/2$ ergibt sich bei Vernachlässigung von J_y auf der linken Seite von 9a die Gleichung BB.2 mit einem Faktor von 62,3. Der Faktor hängt vom Momentenverlauf ab. Auch die Annahme von Fischer, dass die Verformungen v und φ einen Sinus-Verlauf haben, hat Einfluss auf den Faktor. Untersuchungen zeigten allerdings, dass der festgelegte Wert von 70 ein gut anwendbarer Wert für den Faktor ist. Wichtig für diese Herleitung ist auch die Grundlage, wann die gebundene Drehachse als erreicht gilt. Hierfür wurde baupraktisch festgelegt, dass 95% des Wertes von M_{ki} für die gebundene Drehachse erforderlich sind. Auch ist zu beachten, dass der Schubsteifigkeitsnachweis kein Biegedrillknicknachweis</p>	

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
				ist. Die Schubsteifigkeit kann für einen Nachweis bei der Bestimmung von M_{ki} berücksichtigt werden.	
BB.3.2.1	Gleichungen (BB.9) und (BB.10)	02_2013	Beide Formeln haben als Ergebnis eine Länge. Da iz bereits eine Länge ist, muss unter dem Bruchstrich ein dimensionsloser Wert entstehen. Der linke Term weist die Dimension N/mm^2 auf. Der rechte Term weist die Dimension N^2/mm hoch 4 auf. Sie sind damit nicht von der gleichen Dimension. Eine Wurzel daraus zu ziehen, ist auch nicht möglich. Logisch wäre auch nicht, dass L_m kleiner wird, wenn das Material besser wird (f_y steht unter dem Bruchstrich).	<p>Bei dem Verfahren in EN 1993-1-1, Anhang BB.3 mit den Gleichungen (BB.9) und (BB.10) handelt es sich um einen Stabilitätsnachweis, der als „stable length method“ in der angelsächsischen Tradition steht. Herleitungen sind hier nicht ohne weiteres zugänglich. Hier ist es erforderlich, die Variablen in den vorgegebenen Dimensionen einzusetzen. Diese sind gemäß der Beschreibung der Variablen unter den Gleichungen für N_{Ed} [N] und für alle Abmessungen [mm] in der jeweiligen Potenz einzusetzen. Die Wurzel wird dann als insgesamt einheitenlos betrachtet.</p> <p>Die Gleichungen (BB.9) und (BB.10) sind abgewandelte Formen des Nachweises, der in Abs. 6.3.5.3 aufgeführt wird. Auch hier wird von einem negativen Einfluss einer hohen Streckgrenze auf den Höchstabstand der Stützen ausgegangen, sicher nicht zuletzt, weil mit der Streckgrenze die Momente und die plastischen Beanspruchbarkeiten steigen.</p> <p>Für Beispielrechnungen siehe z. B.:</p> <p>Simoës da Silva, L.; Simoës, R.; Gervasio, H.: Design of Steel Structures Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. ECCS Eurocode Design Manuals, 2010, Verkauf durch Verlag Ernst & Sohn, Berlin.</p>	2013-10
Anhang C		2015-13	Das in DIN EN 1993-1-1/A1:2014-07, Tabelle C.1 vorgesehene Entscheidungskriterium „Art der Beanspruchung“ (vorwiegend ruhend oder Ermüdung) erscheint im Nationalen Anhang nicht mehr. So sind nun nach dem Text des NA bspw. Geh- und Radwegbrücken, Türme und Maste oder Kranbahnen auch dann der EXC 3 zuzuordnen, wenn sie keine Ermüdungsbeanspruchung erhalten und auch nicht schwingungsanfällig sind. Umgekehrt können ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen bis zur Stahlsorte S700 in die EXC 2 eingestuft werden. Da die EN 1090-2 in ihren Anforderungen zwischen den Ausführungsklassen EXC 2 und EXC 3 als Unterscheidung im Wesentlichen die Ermüdungsbeanspruchung sieht, stellt sich hier das Problem dar, dass vorwiegend ruhend beanspruchte Tragwerke der Ausführungsklasse EXC 3 mit den Ausführungsregeln einer Ermüdungsbeanspruchung gefertigt werden müssen.	<p>Schon in EN 1090 ist Ausführungsklasse EXC2 so eine Art Basisklasse, die immer gilt, wenn nichts vorgegeben ist. Dies wird durch den nationalen Anhang bestätigt. Der Nationalen Anhang sieht eine Zuordnung der Ausführungsklassen auf der Grundlage der Schadensfolgeklassen bzw. der Konstruktionsart vor. Es werden die Anwendungsbereiche für die Ausführungsklassen EXC1, EXC3 und EXC4 detailliert, im Übrigen gilt EXC2. Die angegebenen Konstruktionsarten für Ausführungsklasse EXC1, EXC3 und EXC4 entsprechen im Wesentlichen den bisherigen Regelungen zur Anwendung von EN 1090 in der Musterliste der technischen Baubestimmungen.</p> <p>Ein weiterer wichtiger Punkt ist in C.2.2(4) gegeben. Ausführungsklassen werden für Konstruktionsarten bzw. Tragwerke bestimmt, einzelne Bauteile und Details können aber davon abweichen. So können bei hoch ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen wie Eisenbahn- und Straßenbrücken Bauteile wie</p>	2016-07

Abschnitt	Absatz	Frage-Nr.	Frage	Auslegung	Datum
			Daher die Frage: Kann ein Tragwerksplaner eine Geh- und Radwegbrücke (oder ähnliche Tragwerke) nach seinem Ermessen in technisch begründeten Fällen auch in die EXC 2 eingruppiieren?	<p>Geländer anstelle von EXC3 der Ausführungsklasse EXC2 zugeordnet werden. Umgekehrt ist in einer typischen Hallenkonstruktion mit Ausführungsklasse EXC2, die Kranbahn EXC3 zuzuordnen.</p> <p>Die Aufteilung nach der Art der Einwirkungen unterscheidet zwischen statischen Einwirkungen, quasi-statischen Einwirkungen, seismischen Einwirkungen verschiedenen Grades und ermüdungsrelevanten Beanspruchungen. Diese Aufteilung ist tatsächlich nicht ganz so eindeutig. „Quasi-statisch“ scheint heute begrifflich das früher genutzte „vorwiegend ruhend“ zu ersetzen. Die Anmerkung im Nationalen Anhang, dass seismische Beanspruchung wie quasi-statische Beanspruchungen behandelt werden können, zielt darauf. Bei Geh- und Radwegbrücken, die auch im Allgemeinen als „quasi-statisch“ beansprucht angesehen, ist die Zuordnung zu Ausführungsklasse EXC3 wohl weniger aufgrund der Ermüdungsbeanspruchung als wegen der möglicherweise gravierenden Schadensfolgen gefallen.</p> <p>Weitere Informationen können Sie im Stahlbau-Kalender 2016 oder dem Kommentar zum Eurocode 3 Teil 1-1 finden:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Kuhlmann, U. (Hrsg.): Stahlbau-Kalender 2016. Berlin: Ernst & Sohn, 2016. • Kuhlmann, U.; Feldmann, M.; Lindner, J.; Müller, C.; Stroetmann, R.: Eurocode 3 – Bemessung von Stahlbauten; Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau (DIN EN 1993-1-1 mit Nationalem Anhang; Kommentar und Beispiele). Hrsg.: bauforumstahl. Berlin: Beuth Verlag / Ernst & Sohn, 2014. 	