

Verformungsbegrenzung im Betonbau

W. Krüger, O. Mertzsch

1 Einleitung

Der Nachweis der "Begrenzung der Verformungen" wird in den Vorschriften des Betonbaus DIN 1045-1 [1] und DIN EN 1992-1-1: EC 2 [2] den *Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit* zugeordnet. Neben den allgemeinen Forderungen, dass die Verformungen eines Bauteils oder Tragwerks weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild des Bauteils selbst oder angrenzender Bauteile negativ beeinträchtigen dürfen, sind konkrete Richtwerte für die Erfüllung dieser Forderung unter "Normalbedingungen" angegeben. Abweichend davon können für besondere Anforderungen andere Grenzwerte mit dem Bauherrn vereinbart werden. Die o. g. Vorschriften behandeln nur die Verformungen in vertikaler Richtung von biegebeanspruchten Bauteilen aus statischen Einwirkungen. Sie enthalten die Aussage, dass die Angaben i. Allg. hinreichende Gebrauchseigenschaften für Wohnbauten, Büros, öffentliche Bauten und Fabriken sicherstellen.

Bei den Verformungen wird zwischen dem "Durchhang" und der "Durchbiegung" unterschieden. Hierfür gelten die nachfolgenden Definitionen.

- Durchhang: vertikale Bauteilverformung, bezogen auf die Verbindungslinie zwischen den Unterstützungspunkten
- Durchbiegung: vertikale Bauteilverformung, bezogen auf die Systemlinie des Bauteils (bei Schalungsüberhöhung Bezug auf die überhöhte Lage)

Nach den Vorschriften [1] und [2] darf angenommen werden, dass das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit nicht negativ beeinflusst werden, wenn der Durchhang eines Bauteils unter der *quasi-ständigen Einwirkungskombination* $1/250$ der Stützweite nicht überschreitet. Bei Kragträgern ist als Stützweite die 2,5fache Kraglänge anzusetzen, so dass der Durchhang $1/100$ der Stützweite betragen darf. Schalungsüberhöhungen zur Verminderung oder zum Ausgleich des Durchhangs sind zugelassen. Der empfohlene Maximalwert der Überhöhung beträgt $1/250$ der Stützweite.

Zur Vermeidung von Schäden an angrenzenden Bauteilen gilt gem. den genannten Vorschriften als Richtwert für die Durchbiegung nach dem Einbau der Bauteile unter *quasi-ständiger Einwirkungskombination* $1/500$ der Stützweite.

Als Nachweis für die Einhaltung der Verformungsgrenzwerte dürfen folgende Verfahren angewendet werden:

- Begrenzung der Biegeschlankheit
- Berechnung der Verformung und Vergleich mit dem entsprechenden Grenzwert

Während für schlaff bewehrte Bauteile des üblichen Hochbaus beide Verfahren anwendbar sind, kann der Nachweis der Verformungsbegrenzung von vorgespannten Bauteilen nur durch direkte Berechnung erbracht werden.

Im Folgenden werden unterschiedliche Ansätze zum Schlankheitsnachweis angegeben und diskutiert. Auf bereits veröffentlichte, praktisch anwendbare Berechnungsverfahren (auch für den Spannbetonbau) werden Hinweise gegeben, eine ausführliche Darstellung bleibt einer weiteren Veröffentlichung vorbehalten.

2 Schlankheitsnachweise

2.1 Allgemeines

Für den Nachweis der Verformungsbegrenzung von Stahlbetonbauteilen wird sehr oft auf einen Schlankheitsnachweis zurückgegriffen, wobei unter *Schlankheit* i. Allg. das Verhältnis von ideeller Stützweite l_i zur Nutzhöhe des Querschnitts d verstanden wird. Diese Nachweise sind gleichzeitig zur Dimensionierung der Bauteildicke geeignet. Hierbei werden zahlreiche Faktoren, die einen Einfluss auf die Bauteilverformung haben, durch einige wenige Parameter erfasst.

Die Diskussion über die Größe der Bauteilschlankheit l_i/d ist nicht neu und, wenn man die große Anzahl von Bausachverständigen-Gutachten zu Schäden bei angrenzenden Bauteilen infolge zu großer Durchbiegung (z. B. unzulässige Rissbildung in leichten Trennwänden durch ungewollte Auflagerung von Deckenplatten) berücksichtigt, auf alle Fälle noch nicht abgeschlossen. Über diesbezügliche Schäden wird u. a. in den Veröffentlichungen [3], [11] und [12] berichtet.

Die Schwierigkeit eines zufrieden stellenden Nachweises besteht hauptsächlich in der Festlegung einer sinnvollen Größe für die Bauteilschlankheit. Zu diesem Problem

hat sich **Leonhardt** schon Ende der 50er Jahre in [10] grundsätzlich geäußert. Seine Feststellungen sind, dass es bei fast allen Schadensmöglichkeiten allein auf die nachträgliche Durchbiegung ankommt und dass die nachträgliche Durchbiegung durch eine Überhöhung der Schalung und bei Fertigteilen durch Vorbelastung ausgeglichen werden kann. Hier findet sich auch der Hinweis auf den oft schon in Vergessenheit geratenen Umstand, dass die nachträglichen Durchbiegungen durch eine wirksame Druckbewehrung erheblich verkleinert werden können. Die Schlankheit $l_i/d = 35$ ordnet er eindeutig der *nachträglichen Durchbiegung* von 1/250 der Stützweite zu. Dieser Hinweis fehlt in der aktuellen Normfassung und damit kann man davon ausgehen, dass mit 1/250 der Stützweite die gesamte Verformung, also die elastische Anfangsverformung plus der zusätzlichen Langzeitverformung, ausreichend begrenzt ist.

Vergleichsberechnungen, z. B. in [9] bis [15], und die folgenden Darlegungen zeigen, dass dies häufig nicht der Fall ist.

Für alle weiteren Aussagen gelten die Verformungsgrenzwerte 1/250 bzw. 1/500 der Stützweite. Die Zuordnung der entsprechenden Schlankheiten weicht in vielen baupraktischen Bereichen von den in [1] und [2] für den üblichen Hochbau (für andere Bereiche fehlen Hinweise) bei Anwendung von Normalbeton angegebenen Werten $l_i/d = 35$ bzw. $l_i/d = 150/l_i$ ab.

2.2 Schlankheitsnachweis nach DIN 1045-1 [1]

Für *Deckenplatten des üblichen Hochbaus* gelten bei Verwendung von Normalbeton zur Führung des Schlankheitsnachweises Gl. (2.1) bzw. Gl. (2.2).

$$l_i/d \leq 35 \quad \text{für } a \leq l_{\text{eff}}/250 \quad (a - \text{Durchhang}) \quad (2.1)$$

$$l_i/d \leq 150/l_i \quad \text{für } a \leq l_{\text{eff}}/500 \quad (a - \text{Durchbiegung}) \quad (2.2)$$

mit

l_{eff} Stützweite

d Nutzhöhe

$l_i = \alpha_i \cdot l_{\text{eff}}$, α_i nach **Tab. 1**

Tab. 1: α_i -Werte zur Bestimmung von l_i nach [1]

Zeile	Statisches System	α_i
1	Frei drehbar gelagerter Einfeldträger	1,0
2	Endfeld eines Durchlaufträgers	0,8
3	Mittelfeld eines Balkens	0,7
4	Kragträger	2,4
5	Platte, die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke - mit der größeren Spannweite)	Innenfeld 0,7 Randfeld 0,9

2.3 Berechnungsansatz nach DIN EN 1992-1-1 [2]

Zur Begrenzung der Verformung auf $l_i/250$ kann von Gl. (2.3) und Gl. (2.4) ausgegangen werden. Das NAD enthält die Annahmen nach DIN 1045-1 [1] (s. Abschnitt 2.2).

$$\frac{l_i}{d} = \frac{l_{\text{eff}}/K}{d} \leq 11 + 1,5\sqrt{f_{\text{ck}}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{\text{ck}}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \quad \text{wenn } \rho \leq \rho_0 \quad (2.3)$$

$$\frac{l_i}{d} = \frac{l_{\text{eff}}/K}{d} \leq 11 + 1,5\sqrt{f_{\text{ck}}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{\text{ck}}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \quad \text{wenn } \rho > \rho_0 \quad (2.4)$$

Es bedeuten

l_{eff} Stützweite

K Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems

ρ_0 Referenzbewehrungsgrad; $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{\text{ck}}}$ mit f_{ck} in N/mm^2

ρ erforderlicher Zugbewehrungsgrad infolge Bemessungsmoment

ρ' erforderlicher Druckbewehrungsgrad infolge Bemessungsmoment

f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons in N/mm^2

In **Abb. 1** ist der Einfluss der Bewehrung auf die Größe der Bauteilschlankeit gem. Gl. (2.3) und Gl. (2.4) für verschiedene Betonfestigkeitsklassen dargestellt.

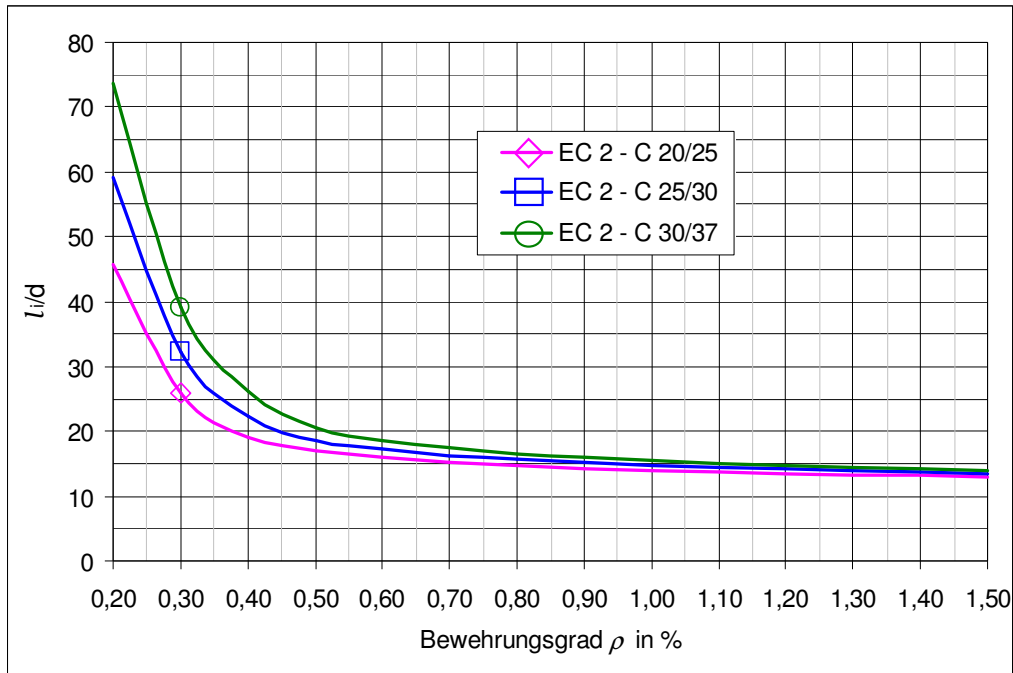


Abb. 1: Schlankheitsgrad in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad nach [2]

Für Balken und Deckenplatten (außer Flachdecken) mit einer Stützweite größer 7,0 m, für die die Verformung auf $l_{\text{eff}}/500$ zu begrenzen ist, gilt für die Schlankheit folgende Bedingung:

$$\frac{l_i}{d} \leq \frac{7,0}{l_{\text{eff}}} \cdot \frac{l_i}{d} \quad (2.5)$$

Für Flachdecken mit einer Stützweite über 8,5 m gilt entsprechend:

$$\frac{l_i}{d} \leq \frac{8,5}{l_{\text{eff}}} \cdot \frac{l_i}{d} \quad (2.6)$$

2.4 Berechnung nach Zilch/Donaubauer [15]

In [15] wird mit Gl. (2.7) ein Berechnungsansatz zur Bestimmung der zulässigen Bauteilschlankheit von ein- und mehrachsrig gespannten Platten angegeben.

Gl. (2.7) liegen die Annahmen $a_{\text{zul}} = l_{\text{eff}}/250$ (Verformungsgrenzwert), $t_0 = 28$ Tage (Belastungsbeginn), $RH = 50\%$ (relative Luftfeuchtigkeit), $q_k = (1,50 \div 2,75) \text{ kN/m}^2$ (Verkehrslast) und $\psi_2 = 0,3$ (Dauerlastanteil) zu Grunde.

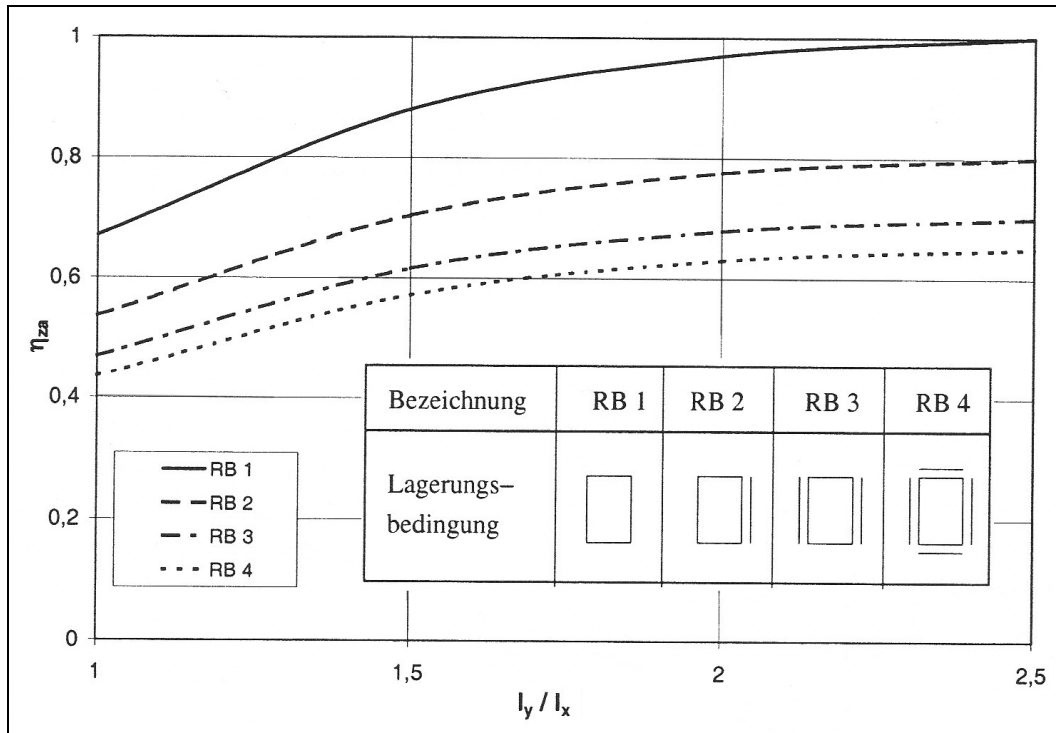


Abb. 2: Korrekturfaktor η_{za} zur Berücksichtigung eines zweiachsigen Lastabtrags

$$\frac{l_i}{d} \geq \lambda_0 \cdot \left(\frac{l_0}{l_i}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.7)$$

mit

λ_0 Grundwert der Biegeschlankheit, $\lambda_0 = 25$

l_0 Bezugswert der Spannweite, $l_0 = 5,0$ m

f_{ck0} Bezugswert der Betondruckfestigkeit, $f_{ck0} = 25$ N/mm²

l_i ideale Stützweite

- für einachsig gespannte Platten: $l_i = \alpha_i \cdot l_{eff}$

- für zweiachsig gespannte Platten: $l_i = \eta_{za} \cdot l_{eff}$

α_i Beiwert zur Berücksichtigung der Durchlaufwirkung nach **Tab. 1** (ohne Zeile 5)

η_{za} Beiwert zur Berücksichtigung des zweiachsigen Lastabtrags nach **Abb. 2**

l_{eff} wirksame Stützweite

2.5 Berechnung nach Krüger/Mertzsch [5] und [7]

Zur Begrenzung der Biegeschlankheit werden in [5] und [7] alternative Berechnungsansätze angegeben, welche zu ähnlichen Ergebnissen wie unter 2.3 und 2.4 führen.

Gemäß den Darlegungen in [5] können die Grenzwerte der Biegeschlankheit bzw. der Nutzhöhe von Platten mit Gl. (2.8) und Gl. (2.9) berechnet werden.

$$d \geq 5,4l_i - 10 + 0,8 q_k \geq 5,0 \text{ cm} \quad \text{für } a \leq l_{\text{eff}}/250 \quad (2.8)$$

$$d \geq 6,4l_i - 11 + 0,8 q_k \geq 6,0 \text{ cm} \quad \text{für } a \leq l_{\text{eff}}/500 \quad (2.9)$$

Bedingung: $l_i \leq 8,00\text{m}$ und $q_k \leq 5,0\text{kN/m}^2$

mit

l_i ideale Stützweite nach Abschnitt 2.2 in m

d Nutzhöhe in cm

q_k Verkehrslast in kN/m^2

Die Berechnungsansätze (2.8) und (2.9) wurden für einen Beton C 20/25 und einen von der Belastung abhängigen Bewehrungsgrad mit einer Endkriechzahl $\varphi_\infty = 2,5$ und einem Endschwindmaß $\varepsilon_{\text{sh},\infty} = -35 \cdot 10^{-5}$ abgeleitet.

Nach den Angaben in [7] erhält man die erforderliche Biegeschlankheit mit Gl. (2.10).

$$\frac{l_i}{d} \leq \frac{\lambda_i}{k_c} \quad (2.10)$$

In Gl (2.10) bedeuten:

λ_i Grenزشlankheit entsprechend **Tab. 2**

l_i ideale Stützweite

- bei Balkentragwerken und Flachdecken: $l_i = \alpha_i \cdot l_{\text{eff}}$ mit α_i nach **Tab. 1**

- bei Plattentragwerken: $l_i = \eta_i \cdot l_{\text{eff}}$ mit $l_{\text{eff}} = \min l = L_y$ und η_i nach **Abb. 3**

In [7] werden für η_i auch Berechnungsansätze angegeben.

$$k_c \approx \left(\frac{f_{\text{ck}0}}{f_{\text{ck}}} \right)^{\frac{1}{6}}$$

$$f_{\text{ck}0} = 20 \text{ N/mm}^2$$

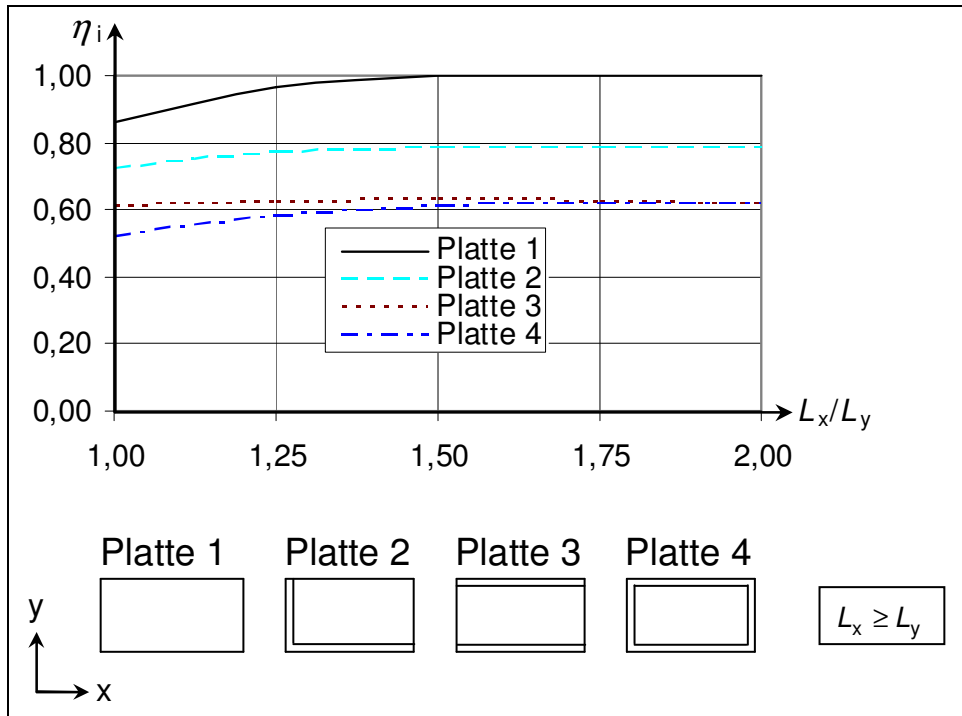


Abb. 3: Beiwert η_i zur Berücksichtigung der Plattengeometrie

Tab. 2: Beiwerte λ_i zur Ermittlung der Biegeschlankheit

zul v		l_i	λ_i
$\frac{l}{250}$	Platten und Balken	$\leq 4,0\text{m}$	29,0
		7,0m	23,0
		12,0m	19,0 ¹⁾
$\frac{l}{500}$	Platten	$\leq 4,0\text{m}$	23,0
		7,0m	17,0
		12,0m	13,0
	Balken	$\leq 4,0\text{m}$	16,0
		7,0m	14,0
		12,0m	13,0

Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

1) Bei Balken kann eine Erhöhung dieses Wertes auf 22 erfolgen.

Nach den Darlegungen in [6] kann für den Beiwert λ_i der Einfluss der Beanspruchung detaillierter erfasst werden. In **Tab. 3** sind in Abhängigkeit vom Verformungsgrenz-

wert, von der ideellen Stützweite und von der Belastungs- bzw. Beanspruchungshöhe entsprechende Werte für λ_i angegeben.

Tab. 3: Beiwerte λ_i zur Ermittlung der Biegeschlankheit nach [6]

zul v	l_i	Platten		Balken	
		$q \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$	$q \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$	$\rho \leq 1,0 \%$	$\rho \leq 2,0 \%$
$\frac{l}{250}$	$\leq 4,0\text{m}$	32,5	29,0	27,3	28,6
	7,0m	24,5	23,5	24,5	26,0
	12,0m	19,3	19,4	21,6	23,2
$\frac{l}{500}$	$\leq 4,0\text{m}$	29,0	23,0	16,0	16,5
	7,0m	19,0	17,5	14,5	15,5
	12,0m	13,8	13,4	13,2	14,0

Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

2.6 Vergleich der Ergebnisse der Schlankheitsnachweise nach verschiedenen Verfahren

Abb. 4 zeigt einen Vergleich der Berechnungsergebnisse nach den vorgenannten Verfahren unter der Bedingung $a \leq l_{\text{eff}}/250$. Es ist zu erkennen, dass die Schlankheitswerte auf der Grundlage der DIN 1045-1 [1] deutlich von den Schlankheiten der übrigen Nachweisverfahren abweichen.

In **Abb. 4** ist auch die erforderliche Bauteilschlankheit nach [7] unter Berücksichtigung einer Überhöhung von $l_{\text{eff}}/250$ dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass unter diesen Annahmen bis zu einer Stützweite von ca. 7,50 m eine ausreichende Begrenzung der Bauteilschlankheit durch die DIN 1045-1 [1] erfolgt. Dies bedeutet, dass bei Anwendung des Schlankheitskriteriums nach DIN 1045-1 grundsätzlich eine Überhöhung von $1/250$ der Stützweite erforderlich wäre, um eine ausreichende Verformungsbegrenzung zu erreichen. In diesem Zusammenhang wird auf Abschnitt 2.1 verwiesen.

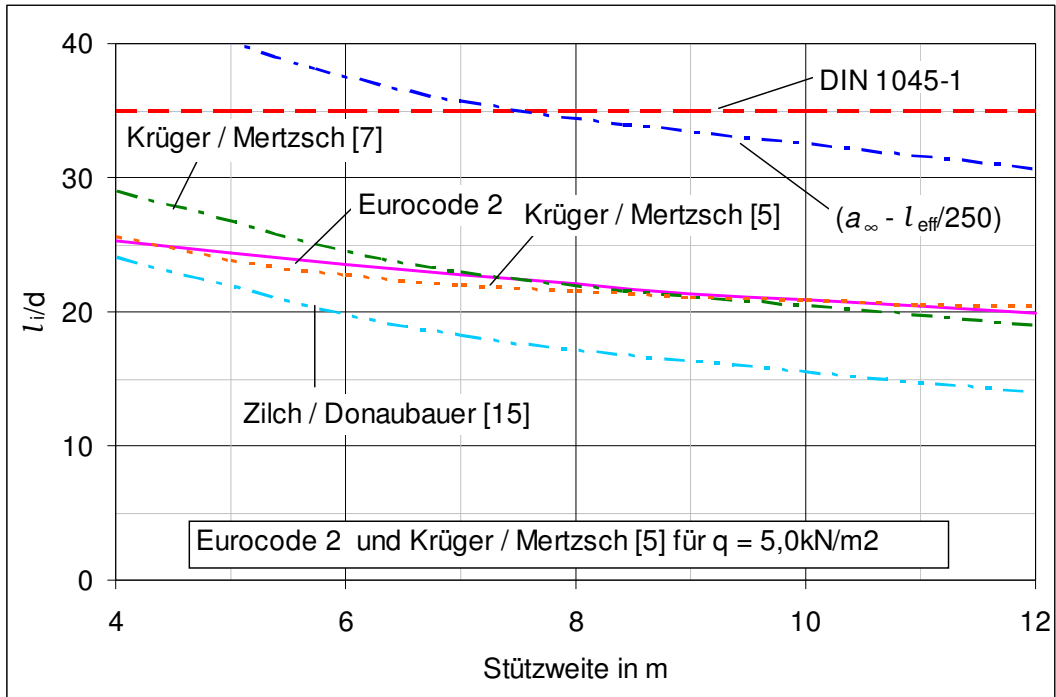


Abb. 4: Vergleich verschiedener Ansätze für den Schlankheitsnachweis von Platten mit $a = l_{eff}/250$ für C 20/25

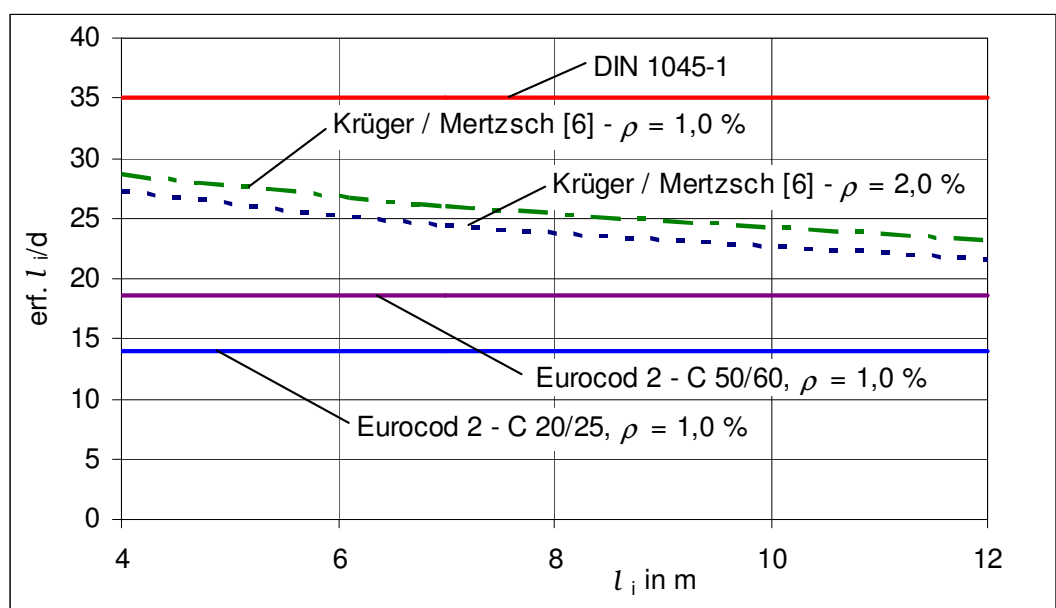


Abb. 5: Vergleich verschiedener Ansätze für den Schlankheitsnachweis von Balken mit $a = l_{eff}/250$

Für Balken wird in **Abb. 5** und **Abb. 6** das Ergebnis von Vergleichsberechnungen nach den verschiedenen Nachweisverfahren mit konstanten Bewehrungsgraden dargestellt. Auch hier zeigen sich deutliche Abweichungen zwischen den Festlegungen

der DIN 1045-1 [1] und den Schlankheitsnachweisen nach den anderen dargelegten Verfahren.

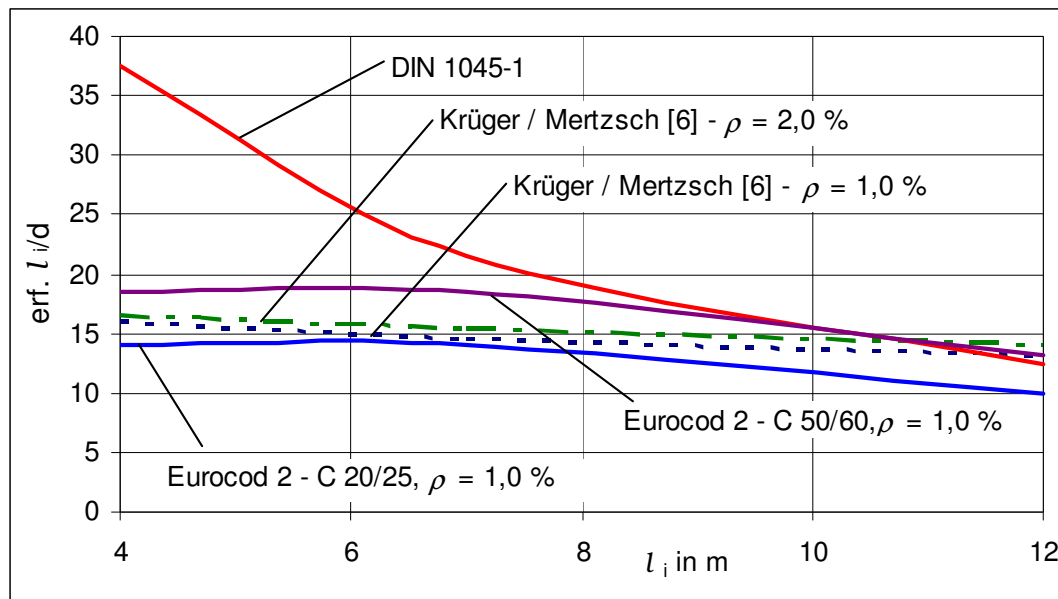


Abb. 6: Vergleich verschiedener Ansätze für den Schlankheitsnachweis von Balken mit $a = l_{\text{eff}}/500$

3 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Darlegungen wurde mit verschiedenen Ansätzen zur Begrenzung der Verformung von Stahlbetonbauteilen gezeigt, dass durch das Biegeschlankheitskriterium nach DIN 1045-1 [1] ohne eine Überhöhung der Decke von $l_{\text{eff}}/250$ eine ausreichende Begrenzung der Verformung nicht möglich ist.

Durch den Ansatz im Eurocode 2 [2] wird eine sichere Begrenzung erreicht, wobei unter bestimmten Bedingungen (s. **Abb. 5**) die Forderungen zu sehr auf der sicheren Seite zu liegen scheinen. Außerdem muss bei diesen Ansätzen die Bewehrung bekannt sein, was im Entwurfsstadium zunächst nicht der Fall ist.

In mehreren Abhandlungen (z. B. in [3], [8], [15]) wurde bereits darauf hingewiesen, dass ein *Nachweis der Verformung mit direkter Berechnung* immer der bessere, allerdings auch der wesentlich aufwendigere Weg sein wird. Näherungsansätze hierzu, auch für Spannbetonbauteile, sind z. B. in [8] und [9] angegeben

Literatur

- [1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe 2008-08
- [2] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung DIN EN 1992-1-1:2005-10 einschl. Nationaler Anhang Deutschland, Juli 2007 (Entwurf)
- [3] Fricke, K.-L.: Durchbiegungsberechnung an Stahlbetonträgern oder Schlankheitsnachweis?, Beton- und Stahlbetonbau 99(2004), Heft 1, S. 52–55
- [4] Hegger, J.; Roeser, W.; Gusia, W.: Ansonsten blieb sie ungerissen – Kriterien für die Wahl der zulässigen Deckenschlankheit, Deutsches Ingenieurblatt, Jan./Feb. 2005, Heft 1/2, S. 26–29
- [5] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Beitrag zur Verformungsberechnung von Stahlbetonbauten, Beton- und Stahlbetonbau 93(1998), Heft 10 u. 11, S. 300 -303 u. S. 330 – 336
- [6] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 3, Rostock 2001, S. 25–156
- [7] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Beitrag zur Verformungsberechnung von überwiegend auf Biegung beanspruchten bewehrten Betonquerschnitten, Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 11, S. 584 – 589
- [8] W. Krüger, O. Mertzsch: Zur Abschätzung der Verformung von Stahlbetonbauteilen im Zustand II, Der Prüferingenieur, April 2002, Heft 20, S. 54 – 58
- [9] Krüger, W.; Mertzsch, O.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, DAfStb-H. 533, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2006
- [10] Leonhardt, F.: Anfängliche und nachträgliche Durchbiegungen von Stahlbetonbalken im Zustand II – Vorschläge für Begrenzungen und vereinfachte Nachweise, Beton- und Stahlbetonbau 54(1959), Heft 10, S. 240 – 247

- [11] Mayer, H.; Rüsç, H.: Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen, DAfStb-H. 193, Ernst & Sohn, Berlin 1967
- [12] Mayer, H.: Die Berechnung der Kurzzeit- und Langzeitdurchbiegung von Stahlbetonbauteilen im Stadium I und II, DAfStb-H. 194, Ernst & Sohn, Berlin 1967
- [13] Mertzsch, O.: Zum Einfluss zeitvarianter Materialgesetze auf die Verformungsvorhersage von biegebeanspruchten Betonbauteilen, Habilitationsschrift, Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 10, Rostock 2003
- [14] Mertzsch, O.; Hammer, Chr.; Wolf, Th.: Verformungsvorhersage bewehrter Plattenelemente aus Stahlfaserbeton, Beton- und Stahlbetonbau 103(2008), Heft 1, S. 12 – 19
- [15] Zilch, K.; Donaubaue, U.: Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen, DAfStb-H. 533, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2006

Autoren:



Univ.-Prof. i. R. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger

Jahrgang 1937

1961 Diplom an der TH Dresden

1961 bis 1973 wiss. Mitarbeiter im Institut für Stahlbeton Dresden

1962 bis 1964 Einsatz Großbaustelle Leuna II

1974 bis 1992 Leiter des Lehrgebietes Stahlbeton- und Spannbeton
der IH/TH Wismar

1983 Professur für Massivbau

1992 bis 2003 Professur für Stahlbeton- und Spannbetonbau an der Uni. Rostock

1991 bis 2005 Prüffingenieur für Baustatik

seit 1993 Partner im Ingenieurbüro Prof. Krüger & Partner



PD Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch

1989 Diplom an der TH Wismar

1989 bis 1993 wiss. Assistent TH Wismar / Univ. Rostock

1993 bis 1996 Statiker in Schwerin /Wismar

1996 bis 2008 wiss. Mitarbeiter Uni. Rostock, Nebentätigkeit als Statiker

seit 2003 Privat Dozent für Betonbau und konstruktiven Mauerwerksbau

2004 bis 2008 Leitung des Arbeitsbereichs Massivbau an der Uni. Rostock
seit Okt. 2008 Mitarbeiter im Landesamt für Straßenbau und Verkehr M-V