5 Interaktion lokal – global

5.1 Untersuchung zur Wahl der Knickspannungslinie

In den vorherigen Kapiteln wurde bereits mehrfach angesprochen, dass die Anwendung der Knickspannungslinie b für die betrachteten dünnwandigen Kastenquerschnitte zu sehr konservativen Ergebnissen führt, siehe Kapitel 2.4.2.2. Wie die Analyse der numerischen Simulationen für unterschiedliche Imperfektionsansätze gezeigt hat, führt die Zuordnung zur europäischen Knickspannungslinie b zu einer Doppelberücksichtigung des Einflusses der lokalen Imperfektionen, seien diese nun geometrischer oder struktureller Art (siehe Kapitel 4.3.2, Vergleich der Kombinationen 20 und 11). Eine Verbesserung des Bemessungsverfahrens im Sinne einer größeren Wirtschaftlichkeit kann durch Anpassung der Knickspannungslinie erfolgen.

Die Lage der Knickspannungslinie ist durch den Imperfektionsbeiwert α (siehe Tabelle 5.1) definiert.

Tabelle 5.1: Imperfektionsbeiwert α für die Knickspannungslinien nach [DIN EN 1993-1-1], Tabelle 5.3

EKSL	a_0	a	b	c	d
α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Der Imperfektionsbeiwert findet Eingang in die Bestimmung des Faktors ϕ (siehe Gleichung (5.1)), mit dem zusammen mit der Stabschlankheit der Reduktionsfaktor χ (siehe Gleichung (5.2)), das heißt die bezogene Tragfähigkeit ermittelt werden kann. Wie der Name bereits sagt, berücksichtigt α den Grad der Imperfektionsanfälligkeit der betrachteten Profile. Unter der Annahme, dass die Zuordnung zur europäischen Knickspannungslinie b für die betrachteten Kastenstützen auf Grund der Doppelberücksichtigung der lokalen Imperfektionen zu konservativ ist, könnte die Anpassung des Imperfektionsbeiwertes α hier Verbesserung bringen.

$$\phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right] \tag{5.1}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1{,}0 \tag{5.2}$$

In Bild 5.1 bis Bild 5.6 sind die FE-Ergebnisse für 396 Stäbe mit Imperfektionen nach Kombination 20 (Kapitel 4.3.1, Tabelle 4.10) im Detail dargestellt. In den Bildern sind die auf N_{eff} (rechnerische Grenzlasttragfähigkeit der wirksamen Querschnitte nach Gleichung (2.6)) bezogenen numerischen Traglasten N_{FE} in Abhängigkeit der globalen Stabschlankheit $\bar{\lambda}(\text{elastisch})$ nach Gleichung (2.9) in Kapitel 2.3.1 dargestellt. Die Aufschlüsselung nach lokalen Schlankheiten macht deutlich, dass die gegenüber der europäischen Knickspannungslinie b deutlich höhere Tragfähigkeit einerseits durch eine grundsätzlich höhere Tragfähigkeit infolge genauerer Berücksichtigung der Imperfektionsansätze auch für gedrungene Querschnitte (siehe Bild 5.2 mit $\bar{\lambda}_p = 0{,}7$) und andererseits durch die wachsende Tragfähigkeit bei größerer lokaler Schlankheit (siehe Bild 5.3 bis Bild 5.6 mit $\bar{\lambda}_p = 0{,}8 - 1{,}1$) bedingt ist.

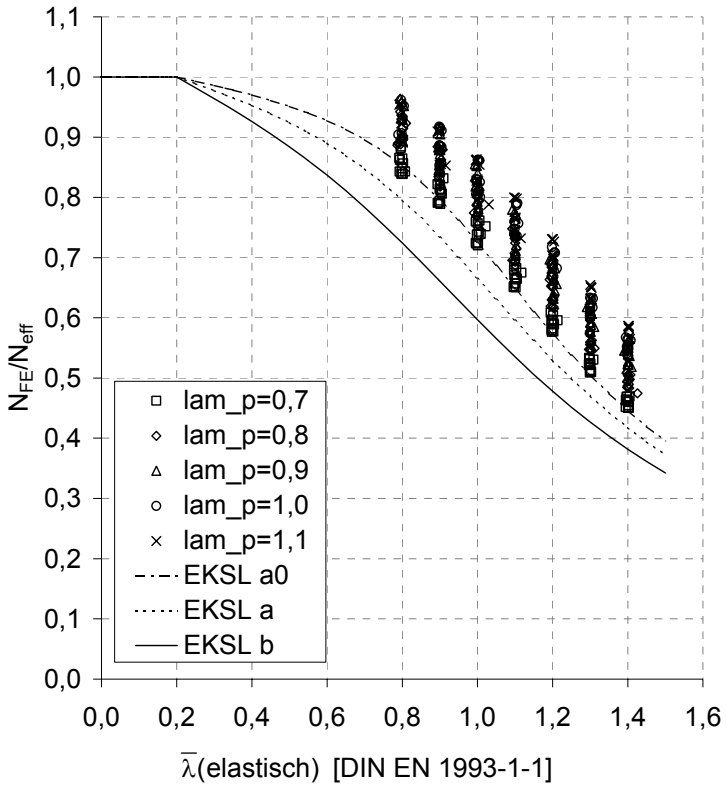

Bild 5.1: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 0,7 – 1,1

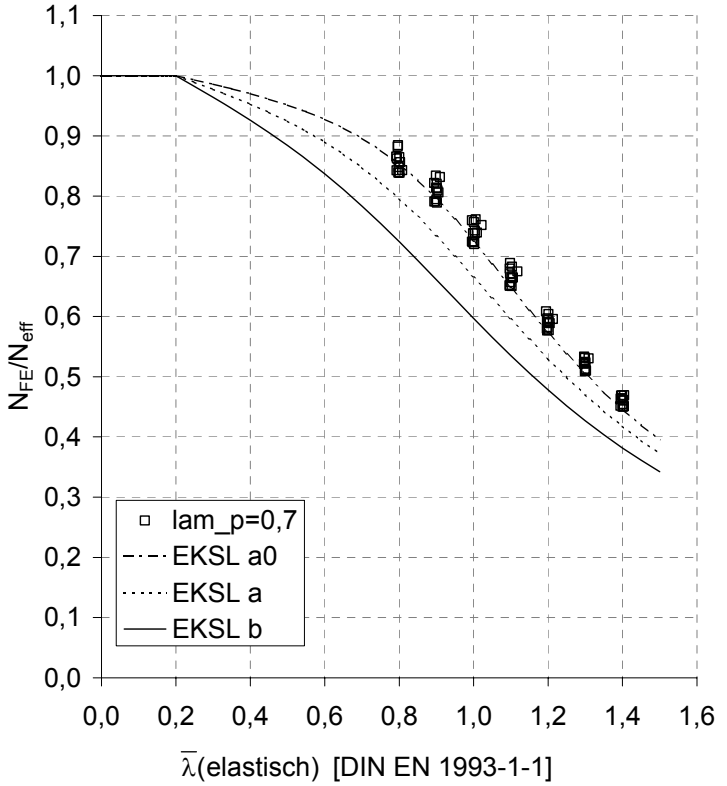

Bild 5.2: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 0,7

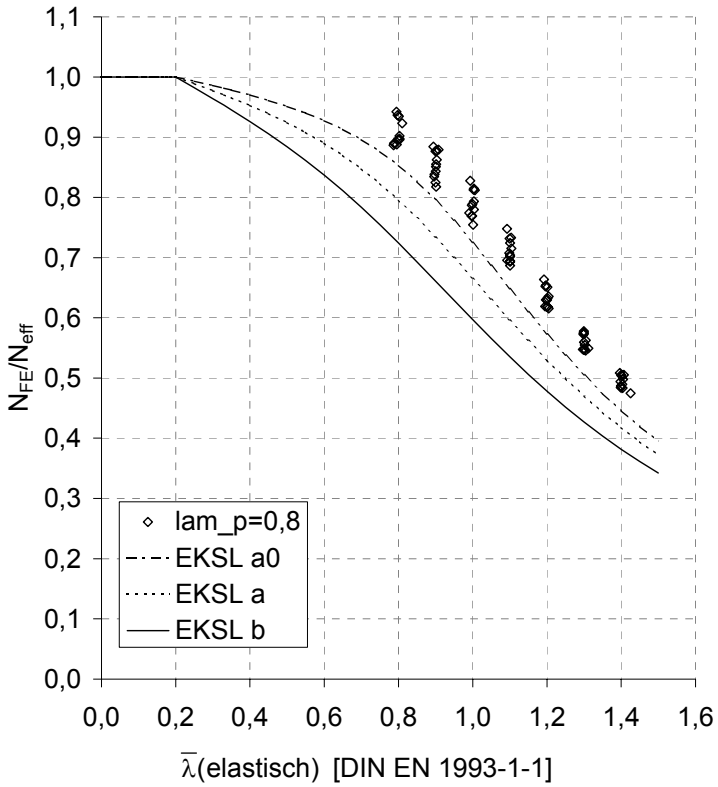

Bild 5.3: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 0,8

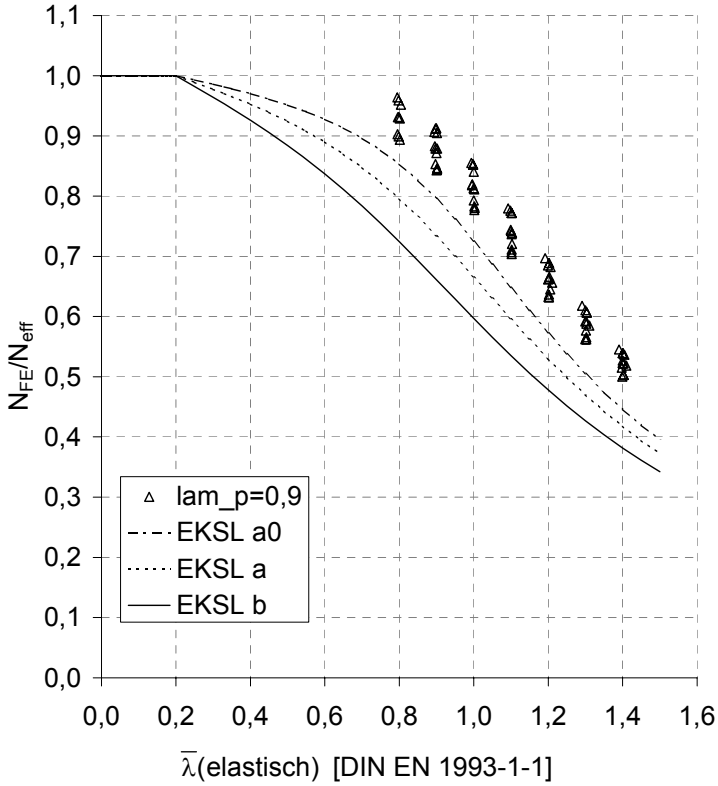

Bild 5.4: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 0,9

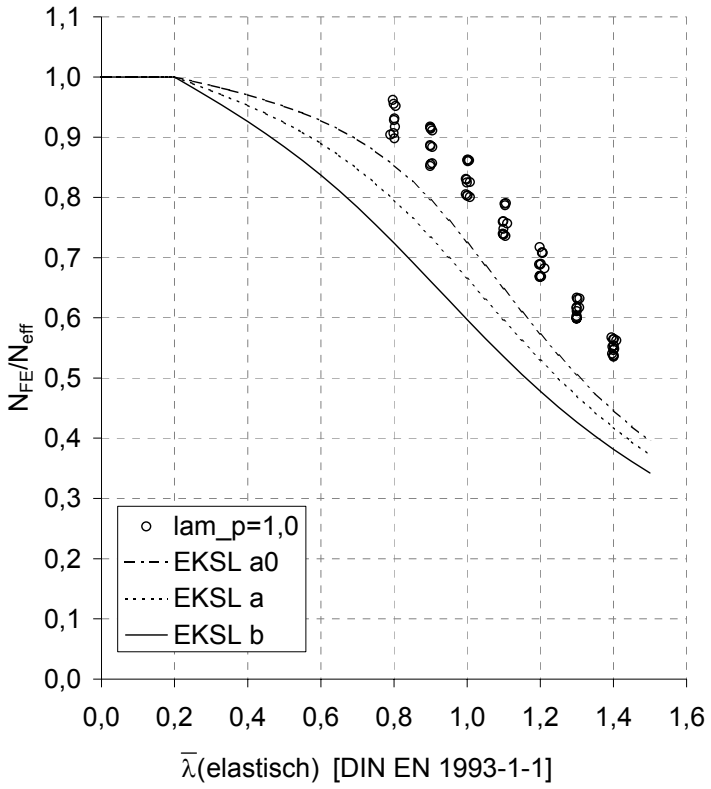

Bild 5.5: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 1,0

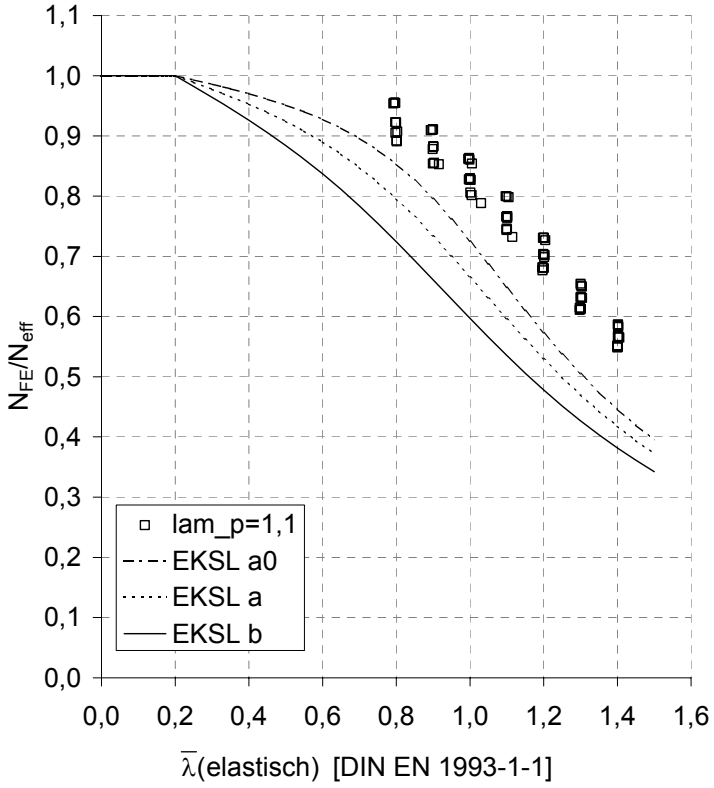

Bild 5.6: Bezogene Traglast für lokale Schlankheiten $\bar{\lambda}_p$ = 1,1

Wollte man die europäischen Knickspannungslinien an die FE-Ergebnisse anpassen, müsste die Änderung also zweierlei bewirken: einerseits eine generelle Erhöhung der bezogenen Tragfähigkeit, wie z. B. durch den Übergang von der europäischen Knickspannungslinie b auf Knickspannungslinie a, gleichbedeutend mit einer konstanten Reduzierung des Imperfektionsbeiwertes α von 0,34 auf 0,21. Zudem müsste jedoch auch die Abhängigkeit der Traglaststeigerung von der lokalen Schlankheit berücksichtigt werden. Das kann mit einem konstanten Faktor α nicht erreicht werden. Es müsste ein zusätzlicher Anteil $\alpha(\overline{\lambda}_p)$ eingeführt werden, mit dem die Abhängigkeit von der Plattenschlankheit gesteuert wird. Dieses Vorgehen wird hier aus folgendem Grund verworfen:

Ziel der Arbeit ist es, eine Verbesserung des bestehenden Bemessungsverfahrens zu entwickeln, das auf Basis der in der Praxis akzeptierten und verankerten Vorgehensweise eine einfache, möglichst fehlerunanfällige Bemessung ermöglicht. Die Anwendung der Knickspannungslinien a_0 bis d erfolgt in der Regel über Diagramme bzw. tabellierte Werte. Diese Diagramme und Tabellen sollen weiter verwendet werden können, indem der Anwender mit Hilfe einer Stabschlankheit als Eingangswert die bezogene Tragfähigkeit direkt ablesen kann. Demzufolge wird festgelegt, dass die vorhandenen Knickspannungslinien dem Bemessungsverfahren zu Grunde liegen sollen und über einen Wechsel zwischen den europäischen Knickspannungslinien bzw. eine Modifikation der Stabschlankheit eine Verbesserung des Nachweisverfahrens erzielt werden soll.

Für alle Simulationen gilt: Die Traglasten liegen oberhalb der europäischen Knickspannungslinie a, die Bemessung mit Knickspannungslinie a (Imperfektionsbeiwert α = 0,21) ist möglich.

Durch den Wechsel auf die höher liegende Knickspannungslinie kann jedoch nicht der zusätzliche Anteil an höherer relativer Tragfähigkeit infolge des Einflusses der lokalen Schlankheit berücksichtigt werden. Dies kann nur durch ein „Verschieben“ der Bemessungspunkte entlang der horizontalen Achse erfolgen. Dieses „Verschieben“ muss von der lokalen und globalen Schlankheit abhängig sein. Das bedeutet, es muss eine Modifikation der Stabschlankheit unter Berücksichtigung der lokalen Querschnittsschwächung, wie auch bereits in [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] vorgesehen, durchgeführt werden. Die Lösung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] ist in den Diagrammen 4.20 bis 4.27 in Kapitel 4.3 in Form der europäischen Knickspannungskurven und der Stabschlankheit nach Norm dargestellt. Zum Vergleich der FE-Ergebnisse mit der Regelung nach Norm wird auf dieses Kapitel verwiesen.

Auf Grund der vorliegenden Ergebnisse der Parameterstudie wird vorgeschlagen, die europäische Knickspannungslinie a statt Knickspannungslinie b der Bemessung geschweißter Kastenstützen zu Grunde zu legen und zusätzlich eine Modifikation der Stabschlankheit vorzunehmen, um die oben beschriebenen Effekte zu erzielen und den Einfluss der lokalen Schlankheit zu berücksichtigen. Der Übergang von Knickspannungslinie b auf a für den hier untersuchten Schlankheitsbereich führt jedoch zu dem Problem, dass durch eine geringfügige Änderung der Abmessung einer Stütze im Bemessungsfall diese außerhalb des durch die Untersuchungen abgesicherten Schlankheitsbereiches nach Tabelle 4.8 fällt. Da es im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich ist, die Untersuchungen auf einen Bereich auszudehnen, der eine allgemeine Aussage für alle Schlankheitsbereiche zulässig macht, kann hier nur darauf verwiesen werden, dass entsprechende Untersuchungen wünschenswert sind und aufbauend auf die hier präsentierten Ergebnisse zu weiterführenden Aussagen bezüglich der Wahl

der Knickspannungskurve führen müssen. Als Fazit dieser Arbeit lautet die Empfehlung in Bezug auf die Anwendung der europäischen Knickspannungslinien für dünnwandige Kastenstützen, dass ein Wechsel von b nach a möglich und im Sinne einer verbesserten Wirtschaftlichkeit wünschenswert wäre. Alle weiteren Untersuchungen bauen darum auf die Anwendung der Knickspannungslinie a für geschweißte Kastenstützen auf. Die Ermittlung eines neuen Modifikationsbeiwertes zur Anpassung der Stabschlankheit an den Einfluss der lokalen Schlankheit wird im folgenden Kapitel 5.2 dargestellt.

5.2 Modifikation der globalen Schlankheit für das Gesamtstabilitätsproblem

5.2.1 Ermittlung des Modifikationsfaktors

Die Stabschlankheit $\bar{\lambda}(\text{elastisch})$ beschreibt das Verhältnis von Querschnittstragfähigkeit und kritischer Knicklast eines Stabes und wird nach Gleichung (5.3) berechnet (siehe auch Gleichung (2.9) in Kapitel 2.3)

$$\bar{\lambda}(\text{elastisch}) = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{f_y \cdot A}{\pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{crit}^2}}} = \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \frac{L_{crit}}{\lambda_a} \tag{5.3}$$

mit

A = Querschnittsfläche

I = Trägheitsmoment

L_{crit} = Knicklänge

f_y = Streckgrenze

E = E-Modul

$\lambda_a = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ = Bezugsschlankheit.

Für dünnwandige Profile wird nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] die Querschnittsfläche A durch die effektive Querschnittsfläche A_{eff} ersetzt. Das Trägheitsmoment bleibt unverändert. Wie bereits in Kapitel 2.4.2 angesprochen, ist dieses Vorgehen nicht konsequent, da es das Modell des wirksamen Querschnitts für die Biegesteifigkeit nicht mit einbezieht. Es wurde auch bereits angesprochen, dass ein Ersetzen des Bruttoträgheitsmomentes durch das wirksame Trägheitsmoment zwar dem zugrunde liegenden Modell gerecht werden würde, jedoch zwangsläufig den vorliegenden Stabilitätsnachweis negativ, im Sinne einer noch größeren Unwirtschaftlichkeit, beeinflussen würde. Da der Nachweis bereits als zu unwirtschaftlich kritisiert wird, kann auf diesem Wege also keine Verbesserung erreicht werden und muss eine sinnvolle Modifikation der „effektiven“ Schlankheit gefunden werden.

Im Folgenden wird ein Vorschlag entwickelt, der einerseits dem physikalischen Modell des wirksamen Querschnitts gerecht wird, andererseits aber auch zu einer wirtschaftlichen Bemessung führt.

Um zu einem sinnvollen Ansatz für die Stabschlankheit zu gelangen, wurden die Ergebnisse der numerischen Simulationen für die Imperfektionsannahmen nach Kombination 20 (siehe Kapitel 4, Tabelle 4.10) folgendermaßen ausgewertet:

Aus den bezogenen Traglasten (N_{FE}/N_{eff}) wurde über die europäische Knickspannungslinie (siehe Gleichung (2.7) und (2.8) in Kapitel 2.3) die zugehörige Stabschlankheit für die Knickspannungslinie a rückgerechnet (siehe Gleichung (5.4)).

$$\bar{\lambda}_{FE} = \frac{1}{2\cdot(5\cdot\chi_{FE}^2 - 5\cdot\chi_{FE})}\cdot\left[5\cdot\alpha\cdot\chi_{FE} + \left(25\cdot\alpha^2\cdot\chi_{FE}^2 - 20\cdot\chi_{FE}^3\cdot\alpha - 200\cdot\chi_{FE}^2 + 100\cdot\chi_{FE}^3 + 20\cdot\alpha\cdot\chi_{FE}^2 + 100\cdot\chi_{FE}\right)^{0,5}\right] \quad (5.4)$$

mit $\chi_{FE} = \frac{N_{FE}}{N_{eff}}$

α = 0,21 (Imperfektionsbeiwert für EKSL a nach Tabelle 5.1).

In Bild 5.7 ist der Rechenweg über die Knickspannungslinie grafisch an 2 Beispielen exemplarisch dargestellt. Die durchgezogenen Pfeile führen von der numerisch ermittelten bezogenen Traglast (N_{FE}/N_{eff}) (y-Achse) über die europäische Knickspannungslinie a zur modifizierten Schlankheit $\bar{\lambda}_{FE}$ (Berechnung nach Gleichung (5.4)) (siehe x-Achse). Die unterbrochenen Linien bezeichnen für denselben Stab die Stabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) für den Bruttoquerschnitt nach Gleichung (5.3) (siehe x-Achse).

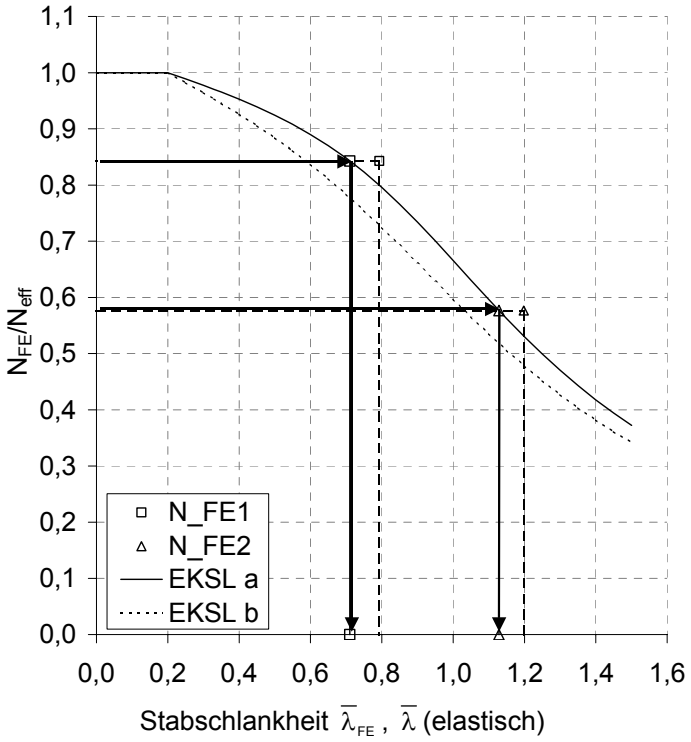

Bild 5.7: Ermittlung der zu Knickspannungslinie a zugehörigen Stabschlankheit aus den FE-Ergebnissen

Das Verhältnis dieser beiden Werte führt nach Gleichung (5.5) zum Modifikationsfaktor β_{ges}(FE):

$$\beta_{ges}(FE) = \frac{\bar{\lambda}_{FE}}{\bar{\lambda}(\text{elastisch})}. \quad (5.5)$$

Dieser streut einerseits auf Grund der gegebenen Streuung der FE-Ergebnisse und andererseits durch den unterschiedlich ausgeprägten Einfluss der lokalen und der globalen Schlank-

heit auf die Traglast. Diesen Einfluss gilt es zu quantifizieren, um eine Bestimmungsgleichung für β_{ges} festlegen zu können.

Wenn nicht anders angegeben, wurde bisher in allen Diagrammen, bei denen die Stabschlankheit eine Rolle spielte, $\bar{\lambda}_{glob}$ für das Gesamtstabilitätsproblem nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] angegeben. Dies geschah, um einen direkten Vergleich mit den Bemessungslasten nach Norm zu ermöglichen. In den folgenden Diagrammen wird in der Regel die Brutto-Stabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) nach Gleichung (5.3) herangezogen, da wie oben beschrieben ein Modifikationsfaktor für diese Größe abgeleitet werden soll.

In Bild 5.8 ist der Korrekturfaktor β_{ges}(FE) in Abhängigkeit der globalen Schlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) und der Querschnittsreduktion ρ infolge Beulen (siehe Gleichung (2.2) in Kapitel 2.2) dargestellt. Man erkennt, dass der Reduktionsbeiwert für kleine Stabschlankheiten (im Diagramm links) stärker streut, als für große Stabschlankheiten (im Diagramm rechts). β_{ges}(FE) ist immer ≤ 1,0. Ein großer Wert, das heißt ein Wert nahe 1,0 führt zu einem kaum reduzierten $\bar{\lambda}$(elastisch), das heißt zu einer unveränderten Stabschlankheit mit entsprechender reduzierter Tragfähigkeit. Ein kleiner β-Wert führt zu einer stark verminderten Stabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) und damit höherer Tragfähigkeit.

Der Vergleich der β-Werte macht deutlich, in welchem Zusammenhang der Reduktionsbeiwert zu den Schlankheitskombinationen lokal-global steht:

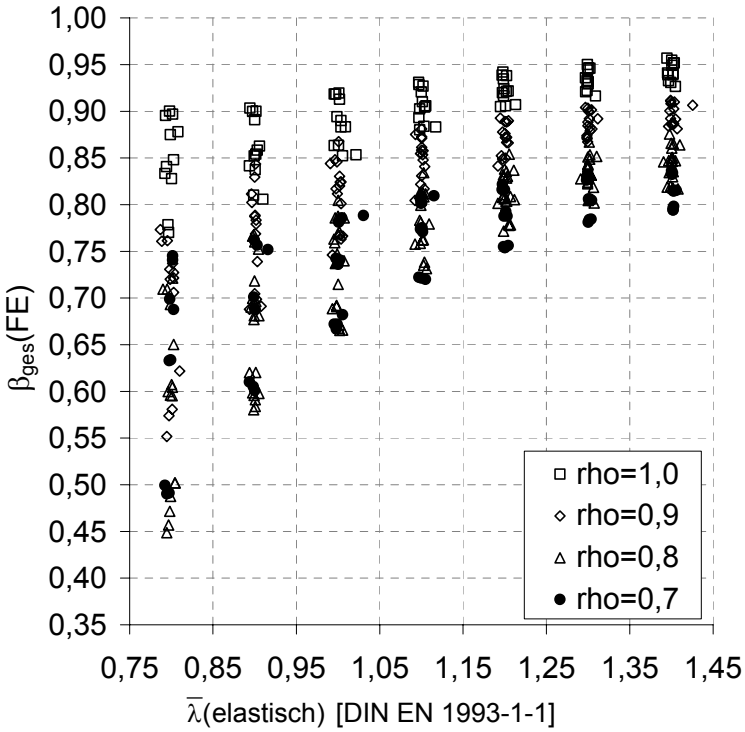

Bild 5.8: Korrekturbeiwert β_{ges}(FE) für 0,75 < $\bar{\lambda}$(elastisch) < 1,45

Für kleine Stabschlankheiten $\bar{\lambda}$(elastisch) und große Querschnittreduktionen (also kleinem Wert ρ) ist der Reduktionsbeiwert β_{ges}(FE) klein, das heißt, die Bruttostabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) wird stark verringert. Das führt zu einem relativ großen Anstieg der bezogenen Tragfähigkeit $\chi_{ges} = N_{ges}/N_{eff}$ gegenüber der Bruttotragfähigkeit χ nach Gleichung (2.7) in Kapitel 2.3. Das heißt, für kurze Stäbe wird die Gesamttragfähigkeit N_{ges} gegenüber der ef-

fektiven Querschnittstragfähigkeit N_{eff} nur noch minimal reduziert. Handelt es sich um kurze Stäbe mit einer kleinen lokalen Schlankheit (großem ρ) ist der Anpassungswert β_{ges}(FE) für die Stabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) näher bei 1,0. Dadurch wird die Gesamttragfähigkeit N_{ges} gegenüber der effektiven Querschnittstragfähigkeit N_{eff} stärker verringert, um den Einfluss des Stabknickens zu berücksichtigen.

Für lange Stäbe mit großer Stabschlankheit ist der Anpassungswert β_{ges}(FE) für alle ρ näher bei eins und variiert weniger in Abhängigkeit der Querschnittsreduktion. Der Einfluss des Stabknickens ist generell groß und darum ist die bezogene Tragfähigkeit des Gesamtstabilitätsproblems $\chi_{ges} = N_{ges}/N_{eff}$ generell kleiner und wird N_{ges} gegenüber der effektiven Querschnittstragfähigkeit für alle Fälle stark reduziert.

Im Folgenden wird ein Ansatz zur Ermittlung der Stabschlankheit für das Gesamtstabilitätsproblem vorgestellt.

Zuerst soll untersucht werden, welchen Einfluss die Berücksichtigung des wirksamen Trägheitsmomentes auf den Verlauf der Stabschlankheit hat. Gleichung (5.6) zeigt, wie das wirksame Trägheitsmoment bei der Ermittlung der Schlankheit zu berücksichtigen ist. Es ist zu beachten, dass I_{eff} für unterschiedliche Lastfälle ermittelt werden kann: I_{eff}(M) steht für das wirksame Trägheitsmoment infolge reiner Momentenbelastung, I_{eff}(N) steht für das wirksame Trägheitsmoment infolge einer reiner Druckbelastung, siehe hierzu Bild 2.6 in Kapitel 2.2.2.2.

$$\bar{\lambda}_{eff} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot I}{A \cdot I_{eff}}} \cdot \bar{\lambda}(\text{elastisch}) \tag{5.6}$$

mit $I_{eff} = I_{eff}(M)$ oder $I_{eff}(N)$.

Der Vergleich zwischen $\bar{\lambda}_{eff}(M), \bar{\lambda}_{eff}(N)$ und $\bar{\lambda}_{glob}$ ist in Bild 5.9 dargestellt. In Bild 5.10 ist ein Vergleich der Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{Ci}$ nach Gleichung (2.16) in Kapitel 2.4.1.3 (siehe auch [Brune 2000]) und $\bar{\lambda}_{eff}(M)$ nach Gleichung (5.6) mit der Schlankheit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] (siehe Gleichung (2.22) in Kapitel 2.4.2.2) dargestellt. Der Vorschlag aus [Brune 2000] führt zu einer generellen Erhöhung der Stabschlankheit für alle hier betrachteten Profile. Hierbei ist zu beachten, dass Brune den Modifikationsbeiwert $\beta_{I,Ci}$ (siehe Gleichung (2.15) in Kapitel 2.4.1.3) für den Fall der offenen (einfach-symmetrischen) kaltgeformten Profile entwickelt hat. Die hier vorliegende Datenmenge bezieht sich auf den Fall der quadratischen Hohlprofile. Darum kann $\beta_{I,Ci}$ nicht repräsentativ für die Berechnung der Kastenprofile sein. Bild 5.10 zeigt, dass der Vorschlag aus [Brune 2000] trotz seines komplexeren Aufbaus für die betrachteten Querschnitte die gleichen Ergebnisse liefert wie die Ergänzung des Vorgehens nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] mit Ersatz des Bruttoträgheitsmomentes durch I_{eff}(M) nach Gleichung (5.6). Die Erweiterung von Gleichung (5.6) mit I_{eff}(N) (siehe Bild 5.9) liefert noch größere Schlankheiten als der Vorschlag mit I_{eff}(M) bzw. $\beta_{I,Ci}$. Da eine Vergrößerung der Schlankheit gegenüber der Bemessung mit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] keinen wirtschaftlichen Vorteil in Bezug auf den Gesamtstabilitätsnachweis erbringt, werden die Vorschläge nach Gleichung (5.6) und nach [Brune 2000] für die hier untersuchten Querschnitte nicht weiter erörtert.

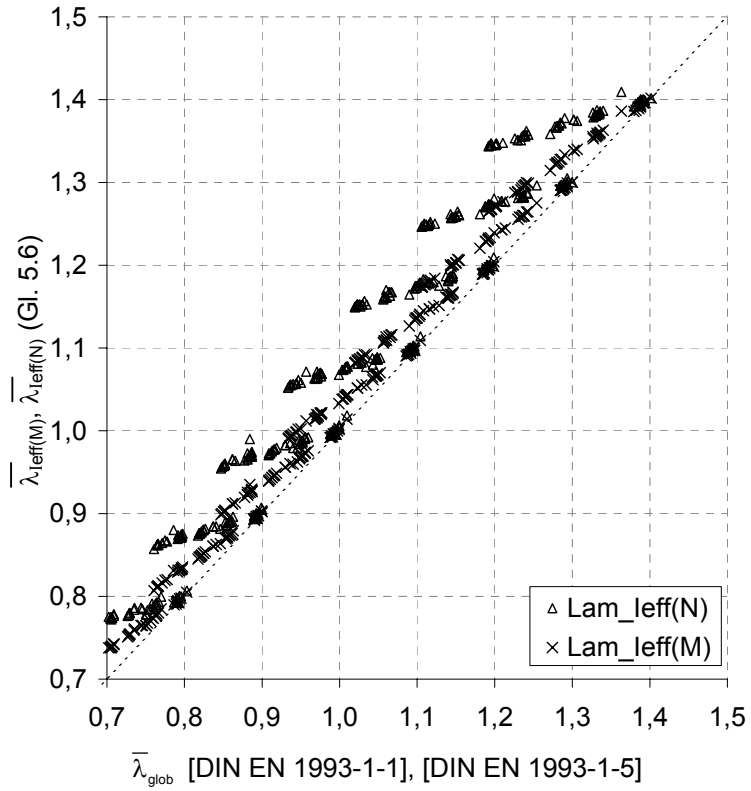

Bild 5.9: Vergleich der Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] mit Erweiterung auf I_{eff} (M), I_{eff}(N) nach Gleichung (5.6)

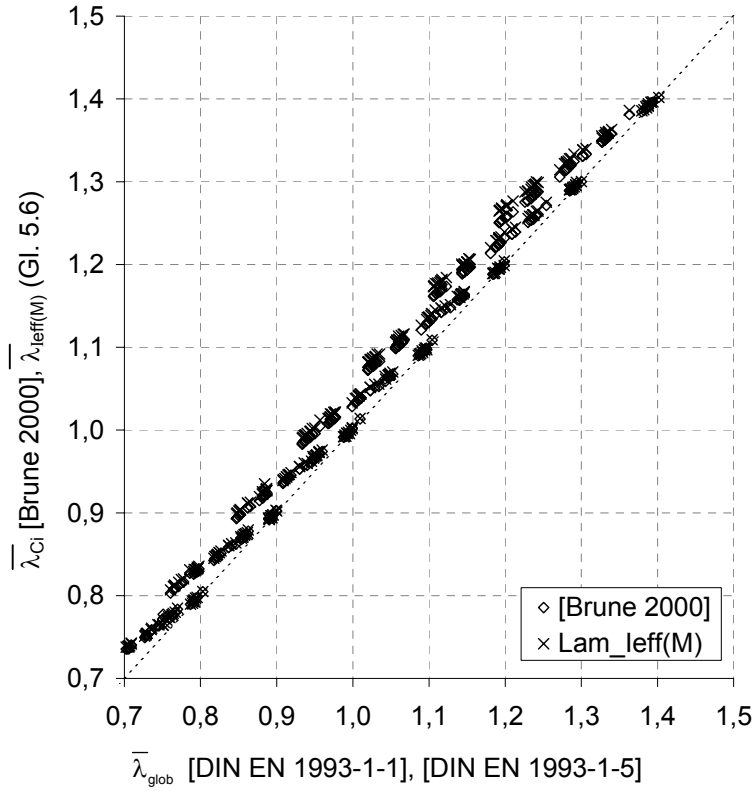

Bild 5.10: Vergleich der Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] mit $\bar{\lambda}_{Ci}$ nach [Brune 2000] und $\bar{\lambda}_{eff}$ nach Gleichung (5.6) mit I_{eff} (M)

Nach der Analyse der FE-Ergebnisse sowie unter Berücksichtigung der Vergleiche in Bild 5.9 und Bild 5.10 wurde folgender Vorschlag für die Berechnung der Stabschlankheit für das Gesamtstabilitätsproblem entwickelt:

$$\bar{\lambda}_{ges} = \bar{\lambda}(\text{elastisch}) \cdot \beta(\chi, \rho, i_{eff}) \tag{5.7}$$

$$\beta(\chi, \rho, i_{eff}) = \frac{i}{i_{eff}} \cdot \left[1 - 0{,}5 * \chi^3 \cdot (1 - 0{,}6 \cdot \sqrt{\rho})\right] \tag{5.8}$$

mit χ = Reduktionsbeiwert nach Gleichung (2.7) und (2.8) mit α = 0,21 (KSL a) und $\bar{\lambda}$(elastisch)

$\rho = \frac{N_{eff}}{N_{pl}}$ mit N_{eff} nach Gleichung (2.6) in Kapitel 2.2.2.2

$i_{eff} = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}}$

A_{eff} für den Lastfall N

I_{eff} für den Lastfall M.

In Bild 5.11 ist dargestellt, wie sich die neue Stabschlankheit im Vergleich zu [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] verhält.

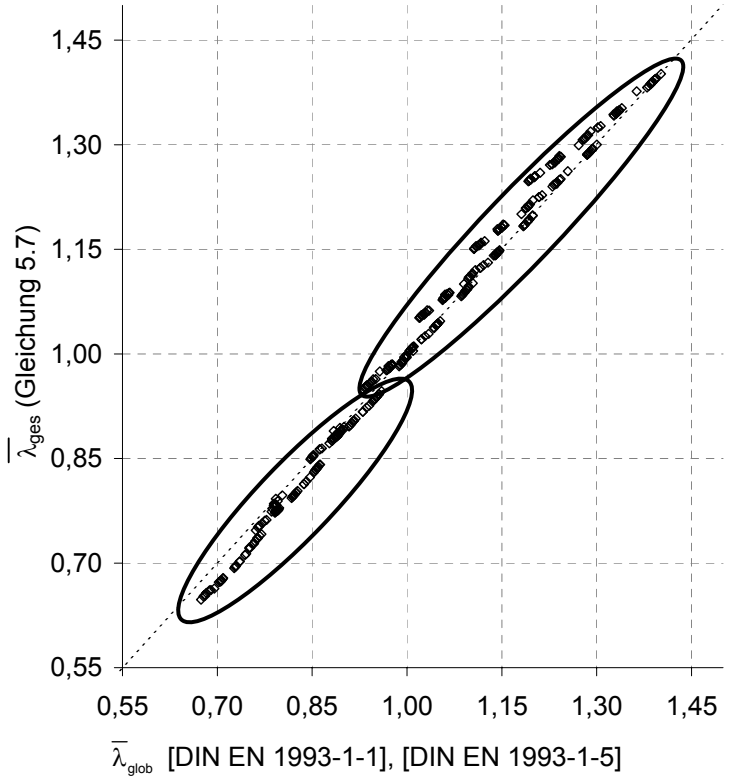

Bild 5.11: Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) im Vergleich mit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

Die Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) liegt für kleine Stabschlankheiten unterhalb der Werte nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]. Im Bereich größerer Stab-

schlankheiten liegen die Werte etwas oberhalb der Regelung nach Norm. Dies kann folgendermaßen interpretiert werden: Bei Stäben mit Stabschlankheiten < 1,0 bewirkt die Interaktion des Blechbeulens mit dem Knicken, dass der Stab sich steifer verhält als der bisherige Nachweis nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] nahe legt, das heißt die Schlankheit bezogen auf das Gesamtstabilitätsproblem ist kleiner als die modifizierte Stabschlankheit nach Norm. Für Stäbe mit Stabschlankheiten > 1,0 wirkt sich die Interaktion mit dem Beulen steifigkeitsmindernd aus, das heißt, die Schlankheit des Gesamtstabilitätsproblems ist größer als die modifizierte Stabschlankheit nach Norm. Da jedoch beim neuen Bemessungsvorschlag die bezogene Tragfähigkeit mit der europäischen Knickspannungslinie a statt mit Knickspannungslinie b ermittelt wird, sind die Traglasten im Endeffekt für alle Fälle höher als nach bisheriger Bemessung.

Die Berechnung der bezogenen Tragfähigkeit N_{ges}/N_{eff} erfolgt nach Gleichung (5.9)

$$\frac{N_{ges}}{N_{eff}} = \chi_{ges} = \frac{1}{\Phi_{ges} + \sqrt{\Phi_{ges}^2 - \bar{\lambda}_{ges}^2}} \tag{5.9}$$

mit $\Phi_{ges} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{ges} - 0{,}2) + \bar{\lambda}_{ges}^2\right]$

α = 0,21 für Knickspannungslinie a

$\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

N_{eff} = Querschnittstragfähigkeit nach Gleichung (2.6).

Im folgenden Kapitel werden die Bemessungsverfahren nach Norm und dem neuen Vorschlag mit den Ergebnissen der FE-Parameterstudie und Versuchen verglichen.

5.2.2 Vergleich des neuen Bemessungskonzeptes mit der Parameterstudie

In Bild 5.12 sind die Ergebnisse der numerischen Simulationen im Vergleich mit der Norm und mit der neuen Stabschlankheit dargestellt.

Die Umriss-Symbole geben die Stabschlankheit nach Norm für die FE-Ergebnisse wieder. Die Kreuz-Symbole zeigen die Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach dem vorgeschlagenen Bemessungsansatz. Auf Grund der Fülle der Berechnungen werden die Ergebnisse wie in Bild 5.2 bis Bild 5.6 nach lokaler Schlankheit getrennt in Einzeldiagrammen dargestellt.

Die Gleichung (5.8) für β_{ges} wurde so festgelegt, dass alle daraus folgenden Schlankheiten $\bar{\lambda}_{ges}$ für alle berechneten Stäbe größer sind, als die über Gleichung (5.4) rückgerechneten Schlankheiten $\bar{\lambda}_{FE}$, die sich auf den Grenzfall der Knickspannungslinie a beziehen. Darum liegen alle bezogenen Traglasten nach dem neuen Bemessungsverfahren (siehe Gleichung (5.9) oberhalb der Knickspannungslinie a.

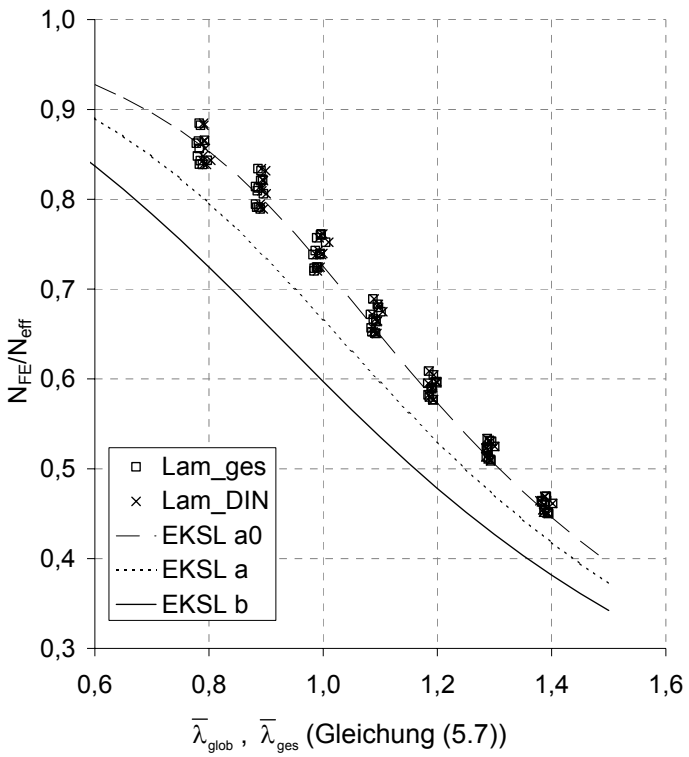

Bild 5.12: FE-Ergebnisse aufgetragen über $\overline{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und über neuer Stabschlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) für $\overline{\lambda}_p$ = 0,7

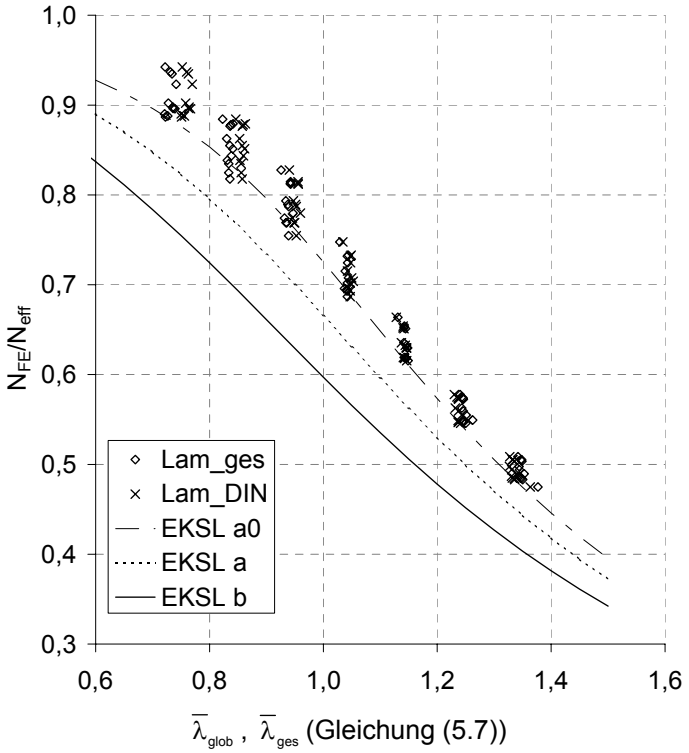

Bild 5.13: FE-Ergebnisse aufgetragen über $\overline{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und über neuer Stabschlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) für $\overline{\lambda}_p$ = 0,8

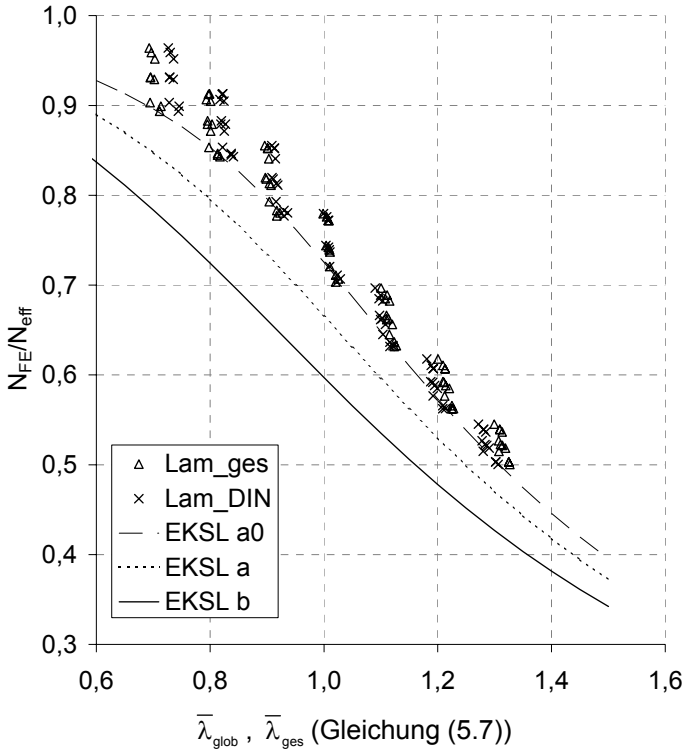

Bild 5.14: FE-Ergebnisse aufgetragen über $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und über neuer Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) für $\bar{\lambda}_p$ = 0,9

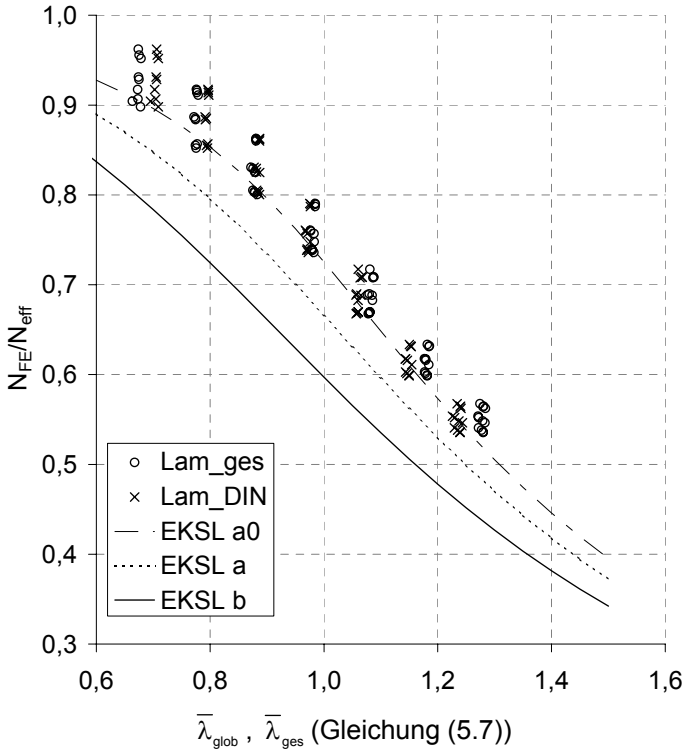

Bild 5.15: FE-Ergebnisse aufgetragen über $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und über neuer Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) für $\bar{\lambda}_p$ = 1,0

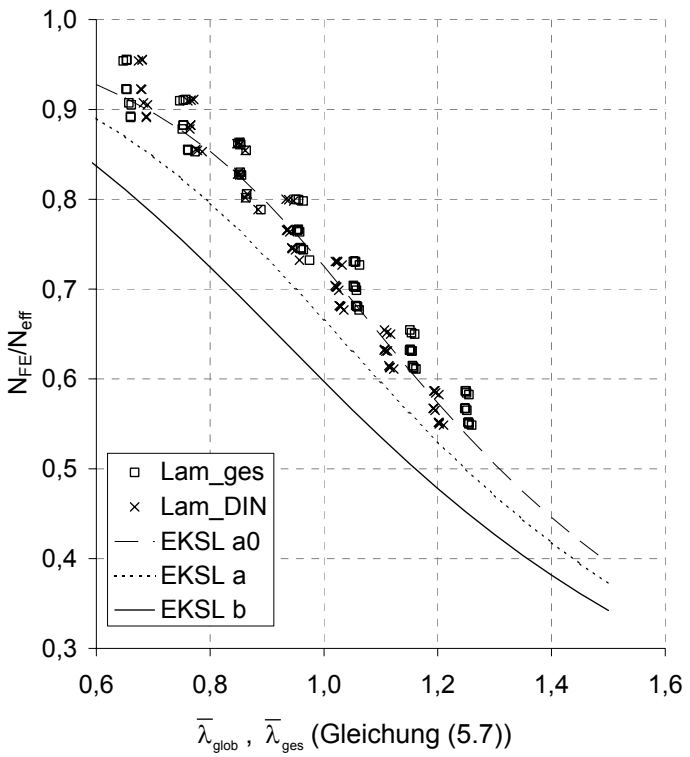

Bild 5.16: FE-Ergebnisse aufgetragen über $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und über neuer Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) für $\bar{\lambda}_p$ = 1,1

Da sich der Bemessungsvorschlag nicht mehr auf Knickspannungslinie b sondern auf die europäische Knickspannungslinie a bezieht, lässt sich aus einer größeren Stabschlankheit nicht automatisch eine kleinere Traglast gegenüber der bisherigen Traglast nach Norm ableiten. Dies wäre nur der Fall, wenn sich beide Bemessungsansätze auf dieselbe Knickspannungslinie beziehen würden. Im vorliegenden Fall bedeutet eine größere Stabschlankheit letztendlich, dass in Folge einer geringeren Steifigkeit, die sich im Bereich größerer Schlankheiten für dünnwandige Profile offensichtlich bemerkbar macht, die Stabschlankheit nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] zu stark reduziert wird. Der neue Bemessungsvorschlag korrigiert diesen Fehler.

In Bild 5.17 sind alle FE-Ergebnisse mit den charakteristischen Bemessungslasten nach Norm und nach dem neuen Vorschlag verglichen. Wie man sieht, sind mit dem neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9) zum Teil bedeutende Traglaststeigerungen zwischen 4 % und 13 % gegenüber dem bisherigen Verfahren nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] möglich. Der Bemessungsvorschlag liegt jedoch für alle Stützen unter den numerisch ermittelten Traglasten, siehe hierzu auch Bild 5.17. Die Darstellung in Abhängigkeit der lokalen Schlankheit $\bar{\lambda}_p$ zeigt, dass für kleine lokale Schlankheiten, bei denen kaum eine Beulgefährdung des Querschnitts auftritt, die Traglaststeigerung gegenüber der Tragfähigkeit N_{DIN} nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] ca. 10 % beträgt und nur wenig schwankt.

In Tabelle 5.2 sind die mittleren prozentualen Steigerungen von N_{ges} gegenüber N_{DIN} für die Schlankheitsintervalle $0{,}7 \leq \bar{\lambda}_p \leq 1{,}1$ angegeben.

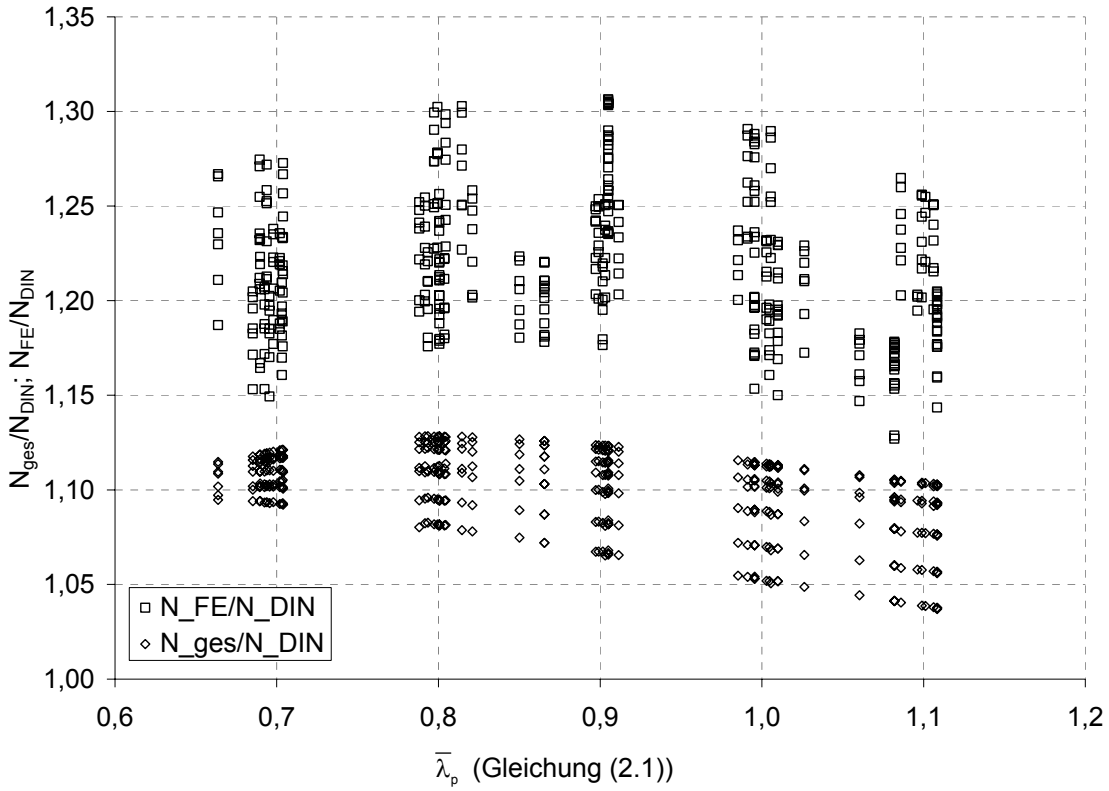

Bild 5.17: *N_{ges} nach Gleichung (5.9) und numerische Traglasten N_{FE} bezogen auf die rechnerische Tragfähigkeit N_{DIN} nach [DIN EN 1993-1-1], [DIN EN 1993-1-5] aufgetragen über der lokalen Schlankheit $\overline{\lambda}_p$*

Tabelle 5.2: Vergleich zwischen neuem Vorschlag nach Gleichung (5.9) und Norm [DIN EN 1993-1-1], [DIN EN 1993-1-5] in Abhängigkeit der lokalen Schlankheit $\overline{\lambda}_p$

Lokale Schlankheit $\overline{\lambda}_p$	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
$\overline{\lambda}_p$ = 0,7	10,8 %
$\overline{\lambda}_p$ = 0,8	11,0 %
$\overline{\lambda}_p$ = 0,9	10,3 %

Lokale Schlankheit $\overline{\lambda}_p$	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
$\overline{\lambda}_p$ = 1,0	9,1 %
$\overline{\lambda}_p$ = 1,1	8,0 %
alle	9,9 %

Der neue Vorschlag führt insbesondere für Fälle mit kleinerer lokaler Schlankheit zu sehr guten Verbesserungen der bezogenen Tragfähigkeit. Für sehr beulschlanke Querschnitte ist die Verbesserung etwas geringer, beträgt aber immer noch 8 %. Dies ist damit zu erklären, dass im Fall der schlanken Querschnitte die lokale Tragfähigkeit die Gesamttragfähigkeit stark dominiert. Da die lokale Tragfähigkeit über den Ansatz des wirksamen Querschnittes für den neuen Vorschlag und die Bemessung nach Norm identisch und sehr gut abgebildet ist, kommt der Einfluss auf globaler Ebene etwas weniger stark zum Tragen.

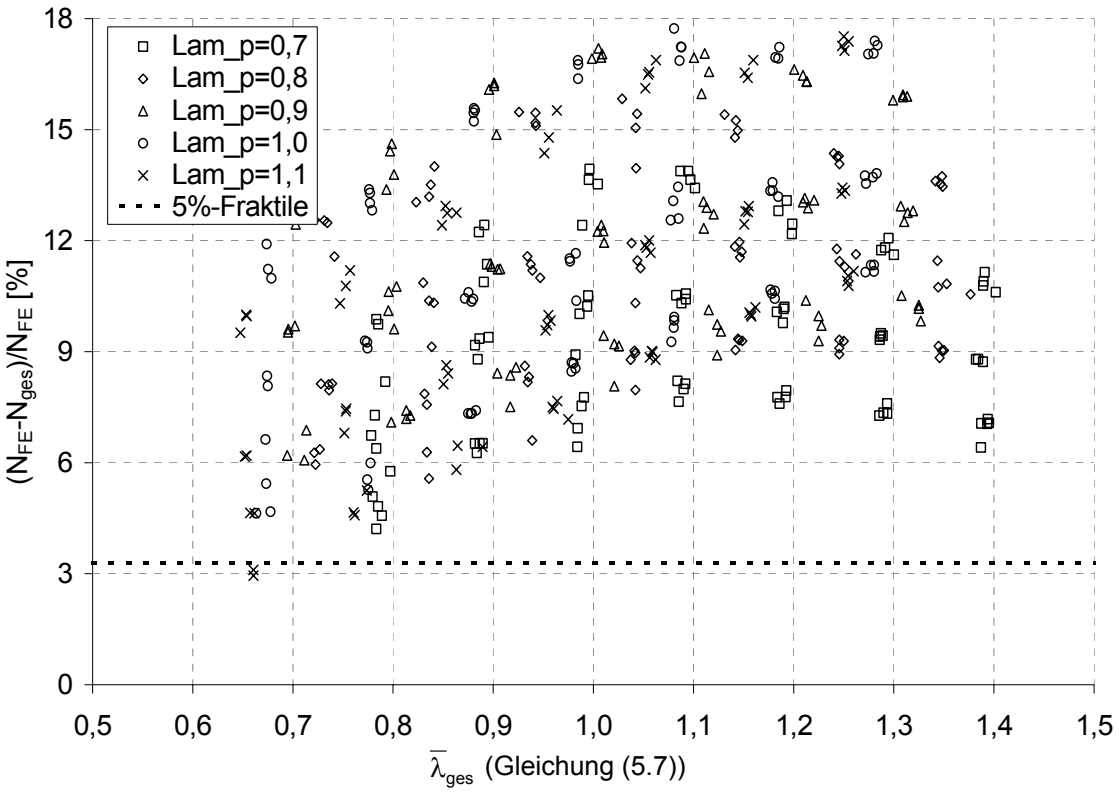

Bild 5.18: *N_{ges} nach Gleichung (5.9) bezogen auf die numerischen Traglasten N_{FE} aufgetragen über die Gesamtschlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)*

Die Abweichung zwischen dem neuen Bemessungsvorschlag und den numerischen Traglasten streut zwischen ca. 3 % und 18 %. Es ist kaum eine Abhängigkeit der Streuung von der lokalen Schlankheit $\overline{\lambda}_p$ oder der globalen Schlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ erkennbar. Die 5 % Fraktile der Abweichung liegt bei 3,3 %, das heißt weniger als 5 % der Fälle haben eine rechnerische Traglast, die die numerische Traglast um 3,3 % oder weniger unterschätzt. Das neue Verfahren führt zu einer guten Abschätzung der Traglasten aus der numerischen Parameterstudie.

In Kapitel 4.3.2 wurden die geometrischen Ersatzimperfektionen hergeleitet, die der Parameterstudie zu Grunde liegen. Diese Ersatzimperfektionen ersetzen die Modellierung der Eigenspannungen. Es wurde gezeigt, dass die gewählten Ersatzimperfektionen für den kombinierten Schlankheitsbereich $\overline{\lambda}_{glob} \geq 1{,}0$ und $\overline{\lambda}_p \geq 0{,}9$ zu numerischen Traglasten führen, die gegenüber der Modellierung mit Eigenspannungen ausreichend konservativ sind (siehe Bild 4.29).

Für Schlankheitskombinationen $\overline{\lambda}_{glob} \leq 1{,}0$ und $\overline{\lambda}_p \leq 0{,}9$ sind die Traglasten nach Kombination 20 (siehe Tabelle 4.10) jedoch zu hoch und führen zu einer Überschätzung der Traglasten nach Kombination 11 (Tabelle 4.10) um bis zu 15 % (siehe Bild 4.29).

In Bild 5.19 wird der Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9) mit den FE-Ergebnissen der Kombination 11 verglichen, um zu zeigen, dass der Bemessungsvorschlag zu ausreichend sicheren Ergebnissen führt, auch wenn man die genaue Modellierung der Eigenspannungen und den daraus folgenden geringeren Traglasten zu Grunde legt.

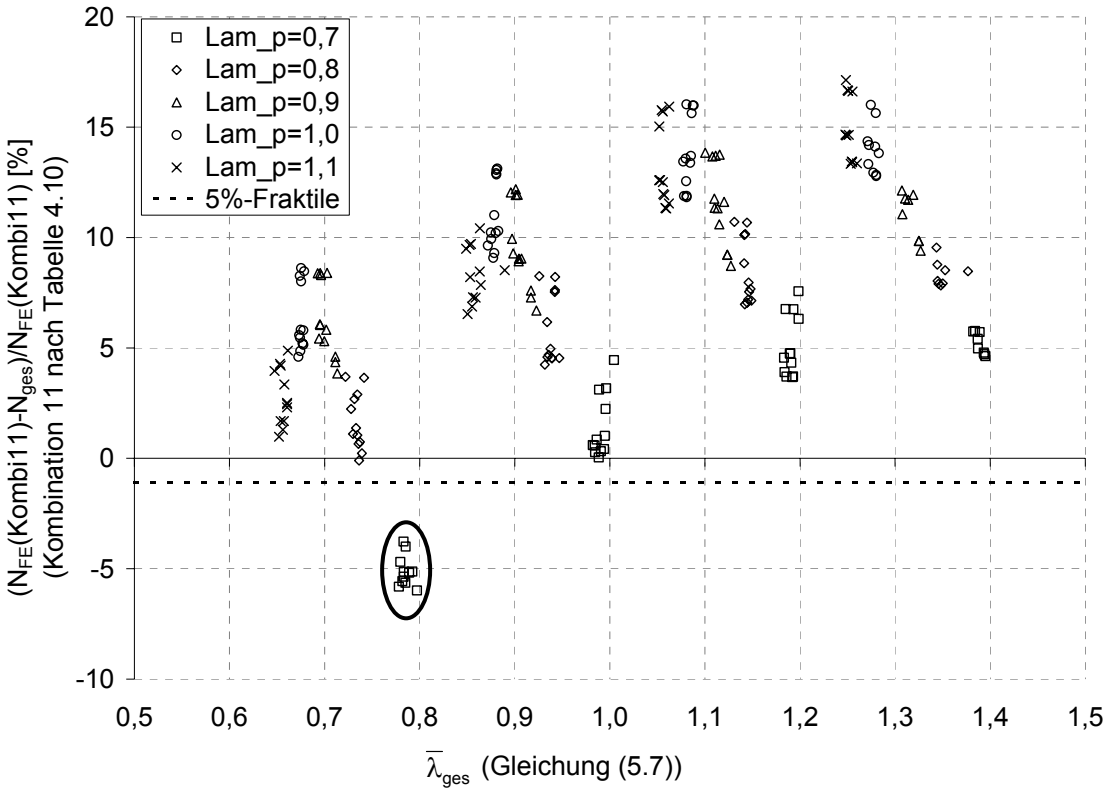

Bild 5.19: *N_{ges} nach Gleichung (5.9) bezogen auf N_{FE} der Kombination 11 (Tabelle 4.10) aufgetragen über die Gesamtschlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)*

Man sieht, dass für den kritischen Schlankheitsbereich $\overline{\lambda}_{ges} \leq 0{,}8$ und $\overline{\lambda}_p \leq 0{,}7$ die Bemessungslasten nach Gleichung (5.9) etwas zu hoch sind. Die größte Abweichung (-6 %), sowie die Mittelwerte in Abhängigkeit der lokalen Schlankheit sind in Tabelle 5.3 gegeben.

Tabelle 5.3: Vergleich zwischen N_{ges} nach Gleichung (5.9) und N_{FE} der Kombination 11 (Tabelle 4.10) in Abhängigkeit der Schlankheit $\overline{\lambda}_p$ und $\overline{\lambda}_{ges}$

Lokale Schlankheit $\overline{\lambda}_p$	**Mittelwerte $\frac{N_{FE}-N_{ges}}{N_{FE}}$ in [%]**
$\overline{\lambda}_p$ = 0,7, alle $\overline{\lambda}_{ges}$	1,5 %
$\overline{\lambda}_p$ = 0,7 und $\overline{\lambda}_{ges} \leq 0{,}8$	-5,1 %
$\overline{\lambda}_p$ = 0,7 und $\overline{\lambda}_{ges} \leq 0{,}8$	(Minimum) –6,0 %
$\overline{\lambda}_p$ = 0,8	5,9 %

Lokale Schlankheit $\overline{\lambda}_p$	**Mittelwerte $\frac{N_{FE}-N_{ges}}{N_{FE}}$ in [%]**
$\overline{\lambda}_p$ = 0,9	9,5 %
$\overline{\lambda}_p$ = 1,0	11,2 %
$\overline{\lambda}_p$ = 1,1	9,7 %
alle	7,6 %

Der Mittelwert der Abweichung der Bemessungslast von den der FE-Ergebnissen beträgt 7,6 %. Der untere 5 %-Fraktil-Wert beträgt –1,12 %, das heißt, 5% der Ergebnisse führen zu Abweichungen die kleiner als –1,12 %, also auf der unsicheren Seite sind.

Ein Überschätzen der Tragfähigkeit um 1,12 % für weniger als 5 % der Fälle wird als ausreichend sicher erachtet, da es sich nur um einen sehr eingeschränkten Bereich handelt, und

die Bemessungsgleichung (5.9) für alle anderen Schlankheitsbereiche zu sehr guten, ausreichend sicheren Traglasten führt.

5.2.3 Vergleich des neuen Bemessungskonzeptes mit Versuchen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuchsreihen, die in Kapitel 4.2.2 zur Verifizierung des FE-Modells herangezogen wurden, mit den rechnerischen Traglasten nach dem neuen Vorschlag (Gleichung (5.9)) verglichen.

Tabelle 5.4 zeigt den Vergleich für die in Stuttgart durchgeführten Versuche (siehe Kapitel 3).

Tabelle 5.4: Versuchsergebnisse aus [Kuhlmann und Detzel 2004] im Vergleich mit dem neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9) und der Traglast nach DIN

Stütze	$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	N_{ges} **/ max** N_{Test}	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
S1a	0,90	0,29	0,91	2,5
S1b	0,90	0,29	0,87	2,5
S2a	0,90	0,47	0,86	5,9
S2b	0,90	0,47	0,86	5,9
S3a	0,90	0,63	0,79	8,9
S3b	0,90	0,63	0,82	8,9

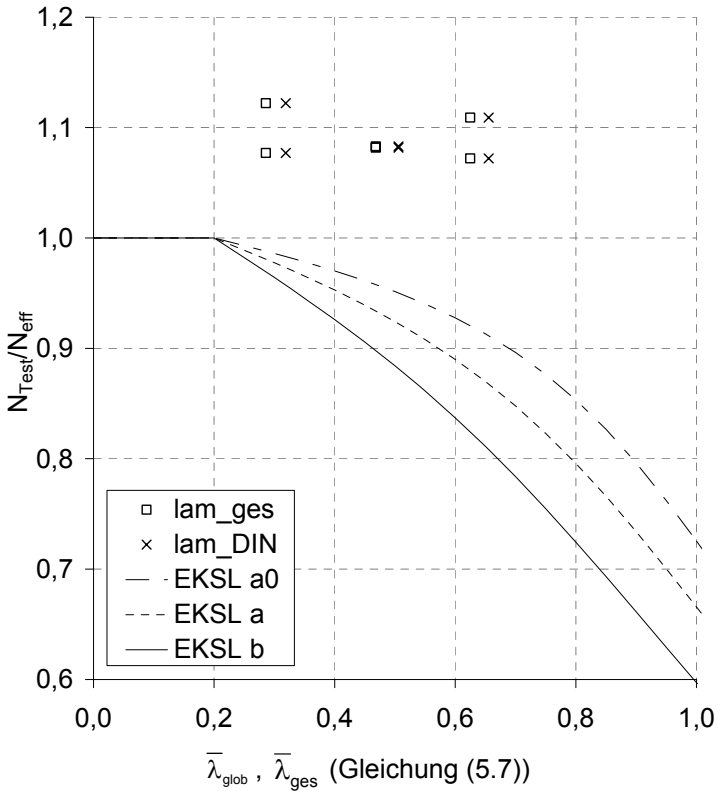

Bild 5.20: Vergleich der Ergebnisse der Versuchsreihe [Kuhlmann und Detzel 2004] mit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Da die Versuchsergebnisse sehr hoch waren, führt die Bemessungsgleichung (5.9) im Vergleich dazu zu relativ niedrigen rechnerischen Traglasten, ebenso wie die Bemessung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] (siehe auch Bild 5.20).

In Tabelle 5.5 und Tabelle 5.6 sind die Ergebnisse für die Versuchsreihe aus [Chiew u.a. 1987] dargestellt.

Tabelle 5.5: Versuchsergebnisse aus [Chiew u.a. 1987] im Vergleich mit dem neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9)

Stütze	$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	N_{ges} / max N_{Test}	**Stütze**	$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. 2.1)**	$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	N_{ges} / max N_{Test}
A-S-40-25	0,74	0,40	0,97	A-S-80-25	1,45	0,43	0,98
A-S-40-33	0,74	0,53	1,06	A-S-80-33	1,45	0,59	1,06
A-S-40-45	0,74	0,64	0,99	A-S-80-56	1,45	0,39	1,02
A-S-40-56	0,74	0,55	1,10	A-R-40-40	0,74	0,31	0,86
A-S-57-56	1,05	0,30	1,03	A-R-57-40	1,05	0,24	1,08
A-S-62-25	1,15	0,50	1,51	A-R-57-52	1,05	0,29	1,08
A-S-62-30	1,15	0,50	0,97	A-R-80-40	1,45	0,23	1,04

Tabelle 5.6: Steigerung der rechnerische Traglast nach Gleichung (5.9) gegenüber der Traglast nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

Stütze	$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**	**Stütze**	$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. 2.1)**	$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
A-S-40-25	0,74	0,40	4,0	A-S-80-25	1,45	0,43	5,0
A-S-40-33	0,74	0,53	6,6	A-S-80-33	1,45	0,59	7,5
A-S-40-45	0,74	0,64	9,0	A-S-80-56	1,45	0,39	3,5
A-S-40-56	0,74	0,55	7,4	A-R-40-40	0,74	0,31	2,4
A-S-57-56	1,05	0,30	2,2	A-R-57-40	1,05	0,24	1,6
A-S-62-25	1,15	0,50	5,0	A-R-57-52	1,05	0,29	2,4
A-S-62-30	1,15	0,50	5,6	A-R-80-40	1,45	0,23	1,0

In Bild 5.21 sind die Versuchsergebnisse aus [Chiew u.a. 1987] im Vergleich mit den Knickspannungslinien mit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) dargestellt.

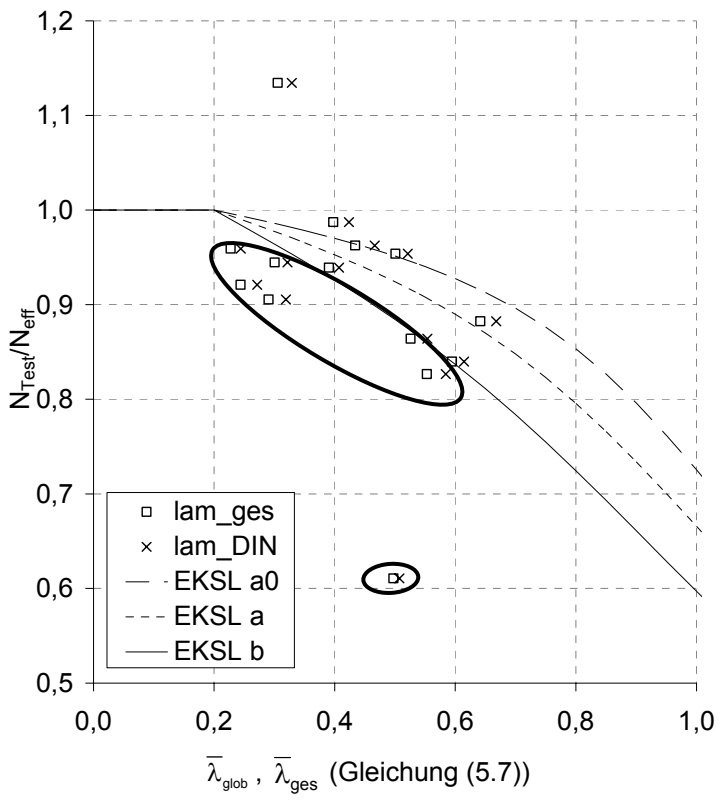

Bild 5.21: Vergleich der Ergebnisse der Versuchsreihe aus [Chiew u.a. 1987] mit $\overline{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

6 der 14 Versuche haben eine so geringe Traglast, dass sie unter der Bemessungskurve b nach [DIN EN 1993-1-1] liegen. Durch den neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9) werden 3 weitere Versuche, die unterhalb der Kurve a liegen, in ihrer Tragfähigkeit überschätzt. Der Bemessungsvorschlag ist demzufolge ebenso wie die Bemessung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] nur bedingt geeignet, für diese Versuchsreihe die Traglasten zuverlässig vorherzusagen. Wie bereits bei der numerischen Nachrechnung in Kapitel 4.2.2 wird darauf hingewiesen, dass die Versuchskörper aus extrem dünnen Blechen mit t ≤ 2 mm gefertigt wurden und die Ergebnisse darum nicht als repräsentativ für den in dieser Arbeit betrachteten Anwendungsbereich gelten können.

In Bild 5.22 ist die Versuchsreihe aus [Usami und Fukumoto 1982] und [Usami und Fukumoto 1984] (vergleiche Kapitel 2.5, Tabelle 2.2) mit dem neuen Bemessungsvorschlag verglichen. Der Schlankheitsbereich ist mit dem Bereich der numerischen Parameterstudie vergleichbar.

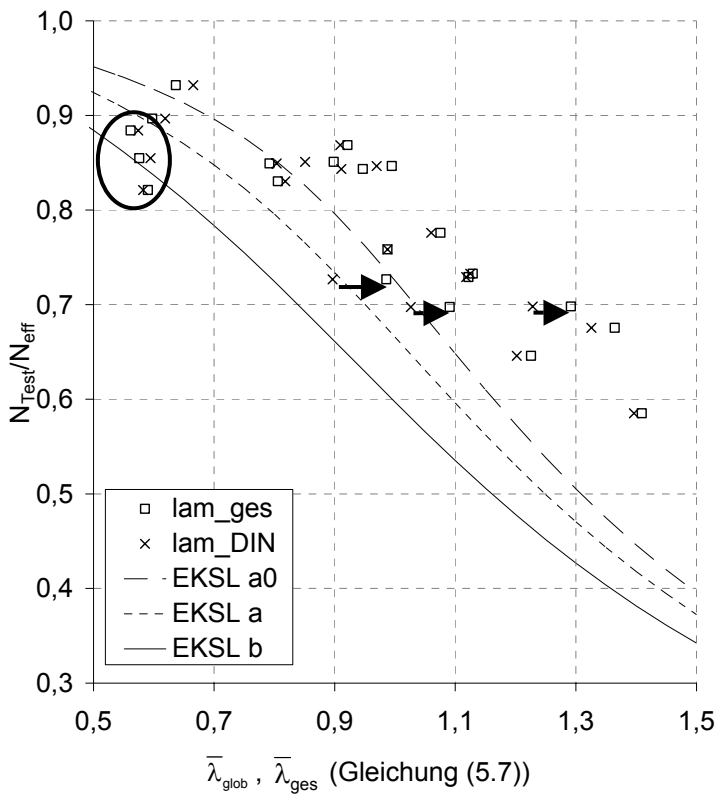

Bild 5.22: Vergleich der Ergebnisse der Versuchsreihen aus [Usami und Fukumoto 1982] und [Usami und Fukumoto 1984] mit $\overline{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] und $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Wie bei der numerischen Parameterstudie in Kapitel 5.2.2 zeigt sich auch hier, dass mit dem neuen Bemessungsvorschlag zum Teil eine größere Stabschlankheit anzusetzen ist als nach Norm (siehe Pfeile). Da die Bemessung auf der europäischen Knickspannungslinie a beruht, führt der Bemessungsvorschlag jedoch auch hier zu höheren Traglasten als nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]. Im Mittel beträgt die Traglaststeigerung 13,4 % (siehe Tabelle 5.8). Für 3 der 21 Fälle führt der neue Vorschlag nach Gleichung (5.9) zu einer Traglast die größer ist, als die im Versuch gemessene maximale Traglast (siehe Markierung in Bild 5.22 und Tabelle 5.7). Diese Stäbe haben eine Stabschlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ von ungefähr 0,6. Sie liegen also im kritischen Schlankheitsbereich, der auch für die numerischen Traglasten nach Kombination 11 (siehe Bild 5.19) zu einer leichten Überschätzung der rechnerischen Tragfähigkeit geführt hat. Für einen der Stäbe ergibt bereits die Bemessung nach Norm ([DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]) eine rechnerische Tragfähigkeit über dem Versuchsergebnis. Es wird vermutet, dass diese Versuchskörper aufgrund sehr hoher Imperfektionen zu einer unverhältnismäßig niedrigen Traglast geführt haben (siehe hierzu auch die Vergleichsrechnung in Kapitel 4.2.2, Tabelle 4.3, Stützen S-35-44, R-40-44 und R-40-58).

Tabelle 5.7: Versuchsergebnisse aus [Usami und Fukumoto 1982][a] und [Usami und Fukumoto 1984][b] im Vergleich mit dem neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9)

Stütze	$\overline{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\overline{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	N_{ges} / max N_{Test}	**Stütze**	$\overline{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\overline{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7)))**	N_{ges} / max N_{Test}
S-35-22[a]	0,69	0,79	0,94	R-50-44[a]	1,26	0,90	0,86
S-35-33[a]	1,03	0,64	0,94	R-65-22[a]	0,64	1,41	0,71
S-35-38[a]	1,19	0,60	0,99	R-65-27[a]	0,79	1,36	0,64
S-35-44[a]	1,38	0,56	1,02	R-65-33[a]	0,95	1,29	0,68
S-50-22[a]	0,68	1,12	0,80	R-40-29[b]	0,73	0,81	0,95
S-50-27[a]	0,85	0,99	0,89	R-40-44[b]	1,11	0,58	1,05
S-50-33[a]	1,04	0,92	0,83	R-40-58[b]	1,46	0,59	1,09
R-50-22[a]	0,64	1,13	0,79	R-65-29[b]	0,74	1,23	0,80
R-50-27[a]	0,78	1,08	0,79	R-65-44[b]	1,12	1,09	0,86
R-50-33[a]	0,95	0,99	0,79	R-65-58[b]	1,46	0,99	0,93
R-50-38[a]	1,09	0,95	0,83	alle	--	--	0,87

Die Berechnung der Traglast für die Versuchskörper bestätigt wie die numerische Parameterstudie, dass der Bemessungsvorschlag zu einer Erhöhung der bezogenen Traglasten führt und für keinen der Fälle eine geringere Traglast als nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] ergibt. Die Forderung, mit dem neuen Bemessungsvorschlag eine wirtschaftliche Verbesserung zu erreichen, ist also erfüllt. Es konnte gezeigt werden, dass für den betrachteten Parameterbereich, der aus der Anwendung im Brückenbau resultiert, das neue Bemessungskonzept zuverlässig die Tragfähigkeit beulgefährdeter Kastenstützen vorhersagen kann. Für wenige Fälle mit ungünstiger Schlankheitskombination kommt es zu einer geringfügigen Überschätzung der Traglast, diese liegt jedoch für alle untersuchten Fälle unter 10 % und kann darum toleriert werden.

Tabelle 5.8: Steigerung der rechnerische Traglast nach Gleichung (5.9) gegenüber der Traglast nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

Stütze	$\overline{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\overline{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**	**Stütze**	$\overline{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1))**	$\overline{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
S-35-22[a]	0,69	0,79	10,8	R-50-44[a]	1,26	0,90	6,1
S-35-33[a]	1,03	0,64	9,1	R-65-22[a]	0,64	1,41	7,9
S-35-38[a]	1,19	0,60	7,7	R-65-27[a]	0,79	1,36	5,1
S-35-44[a]	1,38	0,56	6,4	R-65-33[a]	0,95	1,29	2,6
S-50-22[a]	0,68	1,12	10,8	R-40-29[b]	0,73	0,81	11,1
S-50-27[a]	0,85	0,99	11,4	R-40-44[b]	1,11	0,58	7,0
S-50-33[a]	1,04	0,92	9,8	R-40-58[b]	1,46	0,59	5,7
R-50-22[a]	0,64	1,13	10,7	R-65-29[b]	0,74	1,23	7,7
R-50-27[a]	0,78	1,08	9,6	R-65-44[b]	1,12	1,09	3,7
R-50-33[a]	0,95	0,99	8,6	R-65-58[b]	1,46	0,99	1,8
R-50-38[a]	1,09	0,95	7,4	alle	--	--	7,7

5.2.4 Anwendung des Bemessungsvorschlags auf Rechteckquerschnitte

Da in der praktischen Anwendung vor allem im Brückenbau, aber auch im Hochbau, nicht nur symmetrische quadratische Querschnitte zum Einsatz kommen, wurden die numerischen Simulationen auf rechteckige Querschnitte mit Abmessungen nach Tabelle 5.9 erweitert.

Tabelle 5.9: Querschnittsabmessungen Rechteckprofile

Flansche a [mm]	**Stege b [mm]**	**t [mm]**	**Stahlsorte**
210 – 1500	140 – 1000	6 – 20	S355 – S690

Die Ergebnisse sind in Bild 5.23 dargestellt.

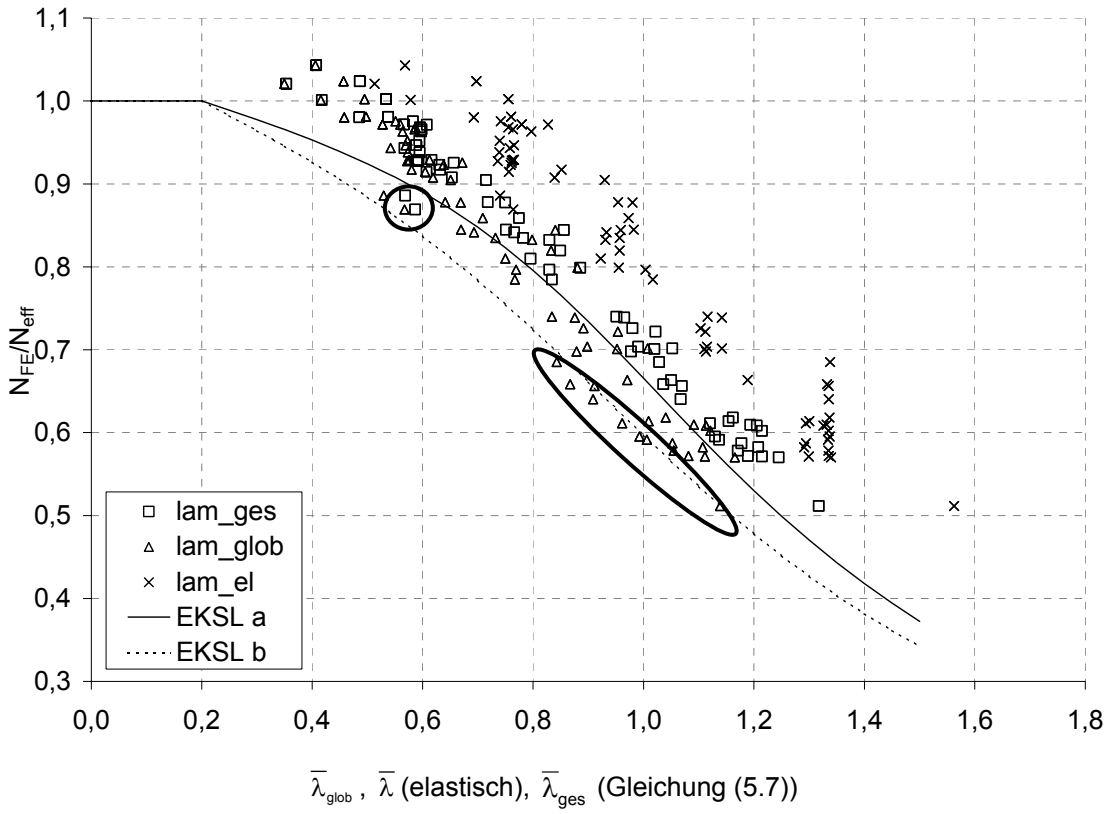

Bild 5.23: Vergleich der FE-Ergebnisse für Rechteckprofile mit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] [DIN EN 1993-1-5], $\bar{\lambda}$ (elastisch) nach [DIN EN 1993-1-1] für den Bruttoquerschnitt und $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Die Bemessung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] führt für einige Profile, insbesondere im Schlankheitsbereich 0,8 < $\bar{\lambda}_{glob}$ < 1,2 zu einer Überschätzung der numerischen Traglast (siehe Markierung unten in Bild 5.23). Die Norm liefert Traglasten die zwischen 83 % und 104 % der numerischen Traglast liegen.

Die Bemessung nach dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren führt zu einer Traglast die zwischen 87 % und 103 % der numerischen Traglast liegt. Die numerische Traglast wird nur für 2 Stützen überschätzt (Markierung oben in Bild 5.23). Für die Mehrzahl der Fälle wird das FE-Ergebnis jedoch durch den neuen Vorschlag besser und auf der sicheren Seite abgeschätzt. Der Verlauf der Knickspannungslinien wird durch die Stabschlankheit $\bar{\lambda}_{ges}$ sehr viel besser angenähert als durch die Schlankheit $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]. Da der Nachweis der Tragfähigkeit an die Knickspannungskurven gekoppelt ist, kann nur eine möglichst gute Annäherung zu einer sicheren und wirtschaftlichen Bemessung führen.

In Tabelle 5.10 sind die Ergebnisse im Detail aufgeführt.

Tabelle 5.10: FE-Ergebnisse für Rechteckstützen im Vergleich mit dem neuen Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.9) und Steigerung gegenüber der Traglast nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

$\bar{\lambda}_p$ **(Gl. (2.1)) für die Flansche**	N_{ges} / max N_{FE}
$0{,}65 < \bar{\lambda}_p \leq 0{,}75$	0,92
$0{,}75 < \bar{\lambda}_p \leq 0{,}85$	0,93
$0{,}85 < \bar{\lambda}_p \leq 0{,}95$	0,93
$0{,}95 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}05$	0,94
$1{,}05 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}15$	0,95
$1{,}15 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}25$	0,97
$1{,}25 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}35$	0,94
$1{,}35 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}45$	0,93
$1{,}45 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}55$	0,95
$1{,}55 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}65$	0,95
$1{,}65 < \bar{\lambda}_p \leq 1{,}75$	0,93
alle	0,94
min / max	0,87 / 1,03

$\bar{\lambda}_{ges}$ **(Gl. (5.7))**	N_{ges} / max N_{FE}	N_{DIN} / max N_{FE}	$\frac{N_{ges} - N_{DIN}}{N_{DIN}}$ **in [%]**
$0{,}35 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}45$	0,93	0,91	2,7
$0{,}45 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}55$	0,92	0,90	3,0
$0{,}55 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}65$	0,95	0,91	4,9
$0{,}65 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}75$	0,94	0,90	4,6
$0{,}75 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}85$	0,96	0,92	5,1
$0{,}85 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 0{,}95$	0,92	0,84	9,7
$0{,}95 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 1{,}05$	0,94	0,95	0,0
$1{,}05 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 1{,}15$	0,95	0,97	-2,4
$1{,}15 < \bar{\lambda}_{ges} \leq 1{,}25$	0,90	0,92	-1,7
alle	0,94	0,92	2,2
min / max	0,87 / 1,03	0,83 / 1,04	-10,1 / 10,3

In $\bar{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7) ist der Steifigkeitsrückgang der Biegesteifigkeit in Form des wirksamen Trägheitsmomentes I_{eff} berücksichtigt, in $\bar{\lambda}_{glob}$ nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] ist dies nicht der Fall.

In Bild 5.24 sind Reduktionsbeiwerte β_{ges} nach Gleichung (5.8), β_{Aeff} nach Gleichung (2.20) in Kapitel 2.4.2.2 und der Verlauf des auf den Bruttoträgheitsradius bezogenen wirksamen Trägheitsradius i_{eff} nach Gleichung (5.10) über der lokalen Beulschlankheit $\bar{\lambda}_p$ der Stützenflansche aufgetragen.

$$\beta_{ieff} = \frac{i}{i_{eff}} \tag{5.10}$$

mit

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i_{eff} = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{eff}}}$$

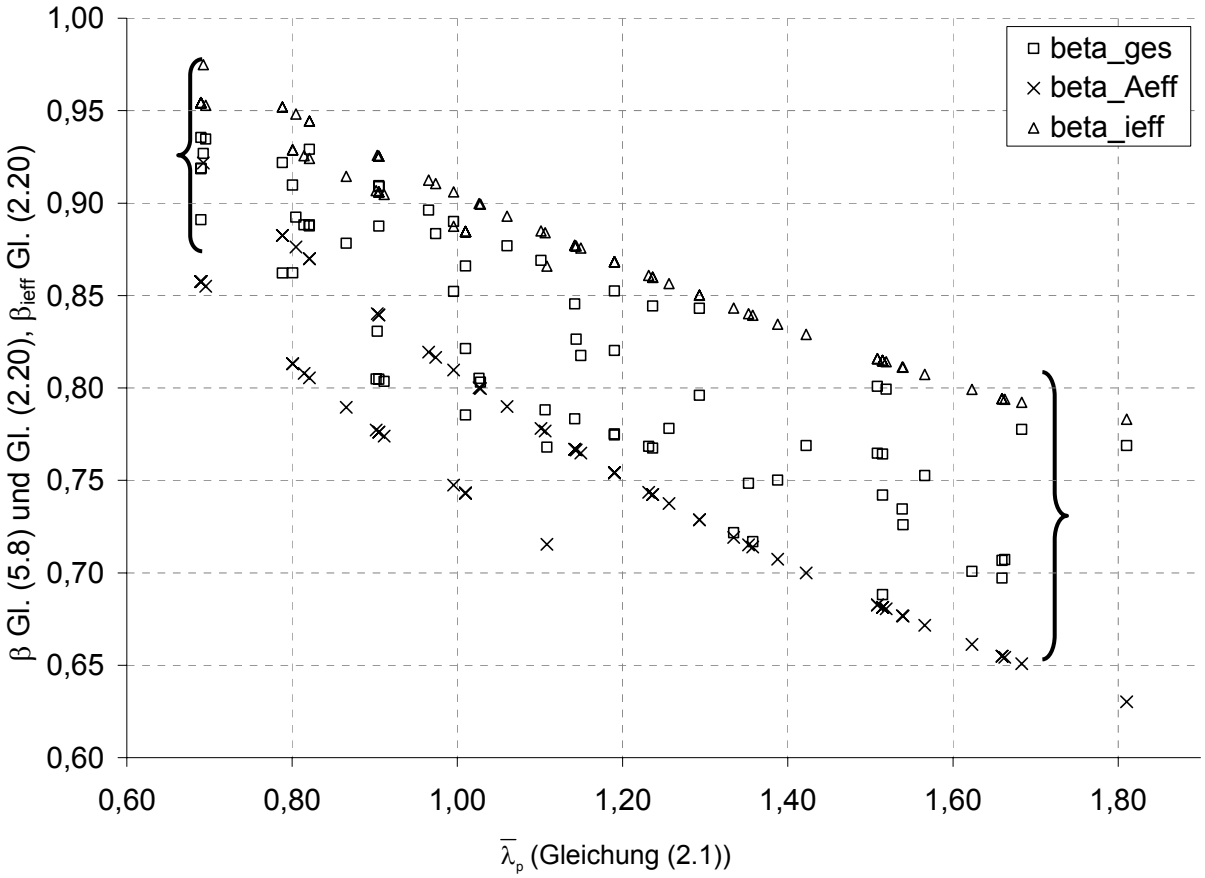

Bild 5.24: Reduktionsbeiwert β_{ges} nach Gl. (5.8) und β_{Aeff} nach Gl. (2.20) im Vergleich mit βi_{eff} aufgetragen über der Beulschlankheit $\bar{\lambda}_p$ der Flansche

Der große Unterschied zwischen der Lösung nach Norm und dem neuen Bemessungskonzept lässt sich durch folgenden Umstand erklären:

Einerseits führt die Berücksichtigung von I_{eff} zu einer Erhöhung des bezogenen Trägheitsradius β_{ieff} gegenüber dem Wert β_{Aeff}, andererseits fällt die Kurve von β_{ieff} gegenüber der Kurve für β_{Aeff} für größere $\bar{\lambda}_p$ weniger stark ab (siehe Bild 5.24). Der Reduktionswert β_{ges} nach Gleichung (5.8) nimmt diesen Einfluss auf und verläuft zwischen den beiden Kurven.

Da das Trägheitsmoment weniger stark zurückgeht als A_{eff}, wird die Schlankheit über den Beiwert β_{ges} in weniger starkem Maße nach unten beeinflusst, woraus sich der Unterschied im Bemessungsansatz ergibt. Da die Normregelung den Abfall in der Querschnittssteifigkeit unberücksichtigt lässt, wird das globale Tragfähigkeitsvermögen überschätzt.

Wie in Kapitel 5.1 anhand der Vergleiche mit den Knickspannungslinien gezeigt wurde, liegt generell eine große Tragfähigkeitsreserve für die Bemessung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] vor. Diese wird für den Fall der ungleichseitigen Profile stark ausgenutzt. Zum Teil liegen die Bemessungstraglasten sogar über den numerischen Traglasten, wenn man der Bemessung die Stabschlankheiten nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] zu Grunde legt. Der Verlauf der bezogenen Traglasten weicht stark vom Verlauf der Knickspannungslinie ab, so dass die Bemessung über die Knickspannungslinie nicht zu wirklichkeitsnahen Traglasten führen kann. Nur auf Grund der Tatsache, dass durch Anwendung der europäischen Knickspannungslinie b eine große Reserve gegenüber den wirklichen Trag-

lasten vorliegt, ist die Bemessung nach Norm im Großen und Ganzen als sicher, für regelmäßige Querschnitte als sehr konservativ und für extrem ungleichseitige Querschnitte in Ausnahmefällen als unsicher zu betrachten.

Zutreffender wird das Tragverhalten jedoch durch den neuen Vorschlag wiedergegeben. Die Traglasten liegen im Bereich der Knickspannungslinie a und weisen einen ähnlichen Abstand zur europäischen Knickspannungslinie b auf wie die Ergebnisse für die quadratischen Profile. Es konnte gezeigt werden, dass für den betrachteten Parameterbereich, der aus der Anwendung im Brückenbau resultiert, das neue Bemessungskonzept zuverlässig die Tragfähigkeit beulgefährdeter Kastenstützen vorhersagen kann.

5.3 Vergleich mit anderen Bemessungsmethoden

5.3.1 Vergleich mit der Direct Strength Methode

In Kapitel 2.4.1 wurde die „Direct Strength“ Methode nach [Schafer 2002] u. a. vorgestellt. Wie bereits erläutert, beruht dieses Verfahren auf der Ermittlung der ideal-elastischen kritischen Verzweigungslast für den Gesamtstabilitätsfall und dem Vorhandensein einer entsprechenden auf das Gesamtstabilitätsversagen bezogenen Reduktionskurve, um die bezogene Traglast zu ermitteln. Das in Kapitel 2.4.1.2 vorgestellte Verfahren aus [Schafer 2002] ist speziell für kaltgeformte offene C-Profile entwickelt worden. Die vorgestellte Bemessungsgleichung (siehe Gleichung (2.11)) kann also nicht für den Fall der Kastenstützen angewendet werden. Darum wird hier eine vereinfachte Vorgehensweise auf Basis der europäischen Knickspannungslinien angewendet, um die Ergebnisse mit dem in Kapitel 5.2.1 entwickelten Bemessungsvorschlag zu vergleichen.

Mit Hilfe einer Gesamteigenwert-Ermittlung in ANSYS wurde die kleinste Verzweigungslast für eine Reihe von 41 Kastenstützen ermittelt. Die Schlankheitsbereiche der Serie sind in Tabelle 5.11 angegeben. Die Stahlqualität wurde auf S355 und S460 beschränkt.

Tabelle 5.11: Schlankheitsbereich der Berechnungen zur „Direct Strength“ Methode

	Lokal $\bar{\lambda}_p$		**Global** $\bar{\lambda}$(elastisch)	
	Intervall	Schritte	Intervall	Schritte
Bereich	0,7 – 1,1	0,1	0,9 – 1,3	0,1

Nach Gleichung (5.11) kann aus dieser Verzweigungslast die Stabschlankheit des Gesamtstabilitätsproblems ermittelt werden. Da das lokale Stabilitätsversagen über die kleinste Verzweigungslast des Gesamtstabilitätsproblems mit abgebildet wird, geht hier die Querschnittstragfähigkeit des Brutto-Querschnitts und nicht die des wirksamen Querschnitts in die Berechnung ein

$$\bar{\lambda}_{dir} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{crit}}} \tag{5.11}$$

mit N_{crit} = kleinste Verzweigungslast des Gesamtstabilitätsproblems

N_{pl} = plastische Normalkrafttragfähigkeit des Bruttoquerschnitts.

Die Tragfähigkeit für das Gesamtstabilitätsproblem beträgt nach Gleichung (5.12)

$$N_{R,ges,k} = \chi_{Norm}(b) \cdot N_{pl} \tag{5.12}$$

mit χ_{Norm} (b) = Reduktionsfaktor für Knickspannungslinie b.

Im Rahmen dieser Arbeit soll keine neue Traglastkurve für das Gesamtstabilitätsproblem entwickelt werden, siehe hierzu auch Argumentation in Kapitel 5.1. Der Vergleich mit der „Direct Strength“ Methode soll vielmehr die Zuverlässigkeit der vorgestellten Verbesserung des Bemessungsverfahrens nach Gleichung (5.9) unterstreichen.

In Bild 5.25 ist das Ergebnis der „Direct Strength“ Methode im Vergleich mit dem Bemessungsvorschlag nach Gleichung (5.7) und den Knickspannungslinien a (EKSL a) und b (EKSL b) aus [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] dargestellt. Tabelle 5.12 gibt eine Übersicht über die maximalen und minimalen Unterschiede bezogen auf die Traglast der FE-Berechnung im Vergleich zur Bemessung nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5].

Tabelle 5.12: Vergleich der rechnerischen Traglasten nach Gleichung (5.12) mit den FE-Ergebnissen, den Traglasten nach Gleichung (5.9) sowie N_{DIN} nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

	N_{dir} (EKSL a)/N_{FE}	**N_{dir} (EKSL b)/N_{FE}**	**N_{dir} (EKSL b)/N_{ges} (Gl. (5.9))**	**N_{dir} (EKSL b)/N_{DIN}**
Minim.	0,90	0,81	0,89	1,00
Maxim.	1,06	0,95	1,02	1,12
Mittel	0,97	0,88	0,95	1,05

Die Ergebnisse zeigen, dass das Vorgehen nach der „Direct Strength“ Methode mit Hilfe der europäischen Knickspannungskurven prinzipiell möglich ist. Da die europäischen Knickspannungslinien jedoch für das Stabknicken hergeleitet wurden, können sie nur ungenau das Verhalten des Gesamtstabilitätsproblems Beul-Knicken wiedergeben.

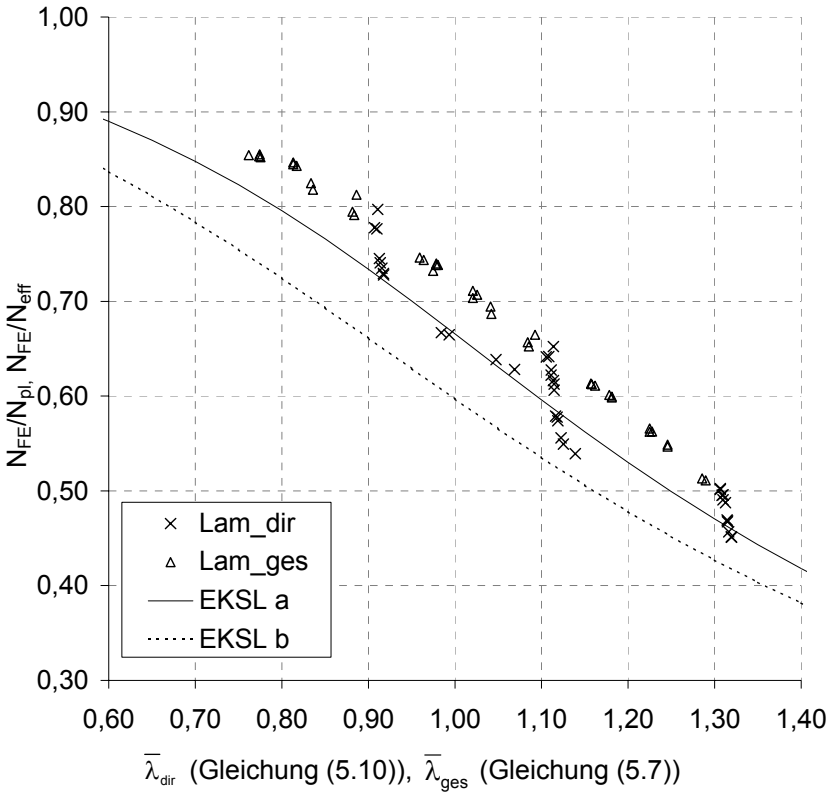

Bild 5.25: FE-Ergebnisse dargestellt über der Schlankheit $\overline{\lambda}_{dir}$ der Direct Strength Methode nach Gleichung (5.11) und $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Die Bemessung mit Knickspannungslinie b führt bezogen auf die numerisch ermittelten Traglasten zu Traglasten die auf der sicheren Seite liegen, es können jedoch im Schnitt nur ca. 5 % Traglastzugewinn gegenüber der aktuellen Regelung in [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] erreicht werden. Die Anwendung der europäischen Knickspannungskurve a mit dem „Direct Strength“ Verfahren führt zu höheren Traglasten, kann jedoch nicht empfohlen werden, da sie für 11 der 41 Stützen zu rechnerischen Traglasten über den FE-Ergebnissen führt.

Die Lage der Ergebnisse in Bild 5.25 macht deutlich, dass die Bemessung nach Gleichung (5.9) der Knickspannungslinie viel besser entspricht (die Punkte folgen dem Verlauf der Knickspannungslinie), als die hier beschriebene vereinfachte „Direct Strength“ Methode, bei der der Verlauf der Punkte die Knickspannungslinie a mehrfach kreuzt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass das Vorhandensein einer der Interaktion von lokalem und globalem Stabilitätsversagen gerecht werdenden Traglastkurve Voraussetzung dafür ist, dass das „Direct Strength“ Verfahren uneingeschränkt für beliebige Schlankheitskombinationen angewandt werden kann und entsprechend wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem Bemessungsverfahren nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] bzw. dem vorgestellten neuen Bemessungsverfahren nach Gleichung (5.9) hat. Wenn diese Traglastkurve nicht vorliegt, ist die Anwendung gegenüber anderen Verfahren im Nachteil und nicht zu empfehlen.

5.3.2 Vergleich mit der Q-Faktor Methode nach [Usami und Fukumoto 1989]

In Kapitel 2.4.1.3 wurde das Bemessungsverfahren nach [Usami und Fukumoto 1989] bereits kurz vorgestellt. Es beruht auf dem Verfahren der wirksamen Breiten in Kombination mit dem Knicknachweis. Für die Ermittlung der wirksamen Breiten wird der lokale Reduktionsbeiwert Q nach Gleichung (2.12) ermittelt. Die Gesamttragfähigkeit N_Q des Druckstabes ist abhängig von der Stabschlankheit und wird nach Gleichung (5.13) (siehe auch Gleichung (2.13) in Kapitel 2.4.1.3) berechnet.

$$N_Q = Q \cdot N_{pl} \text{ (für } \bar{\lambda}' \leq 0{,}2) \tag{5.13}$$

$$N_Q = Q \cdot N_{pl} \cdot (1{,}109 - 0{,}545 \cdot \bar{\lambda}') \text{ (für } 0{,}2 \leq \bar{\lambda}' \leq 1{,}0)$$

$$N_Q = Q \cdot N_{pl} \cdot \frac{1}{0{,}773 + \bar{\lambda}'^2} \text{ (für } \bar{\lambda}' > 1{,}0)$$

mit $\bar{\lambda}' = \sqrt{Q} \cdot \bar{\lambda}$(elastisch)

Q = lokaler Reduktionsbeiwert nach Gl. (2.12) in Kapitel 2.4.1.3.

Der in Tabelle 5.13 gezeigte Vergleich der Traglasten basiert auf denselben Rechteckstützen wie der Vergleich für die „Direct Strength“ Methode in Kapitel 5.3.1.

Tabelle 5.13: Vergleich der rechnerischen Traglast N_Q nach Gleichung (5.13) mit den FE-Ergebnissen, den Traglasten nach Gleichung (5.9) sowie N_{DIN} nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

	N_Q/N_{FE}	N_Q/N_{ges} (Gl. (5.9))	N_Q/N_{DIN}
Minimum	0,73	0,77	0,85
Maximum	0,81	0,87	0,96
Mittelwert	0,76	0,82	0,91

Die Traglasten N_Q nach Gleichung (5.13) sind sehr viel kleiner als die numerisch ermittelten Traglasten. Außerdem liegen sie unter den Bemessungslasten nach Gleichung (5.9) und [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5].

Aus Gleichung (5.13) lässt sich analog zur Berechnung der europäischen Knickspannungslinien eine Knickspannungslinie „Q“ ableiten, die den Zusammenhang zwischen bezogener Traglast $\frac{N_Q}{Q \cdot N_{pl}}$ und der Stabschlankheit $\bar{\lambda}'$ darstellt (siehe Kapitel 2.4.1.3, Gleichung (2.13)).

In Bild 5.26 sind die FE-Ergebnisse in bezogener Darstellung für die Bemessung nach Gleichung (5.13) und die Bemessung nach Gleichung (5.9) sowie die zugehörigen Knickspannungslinien dargestellt.

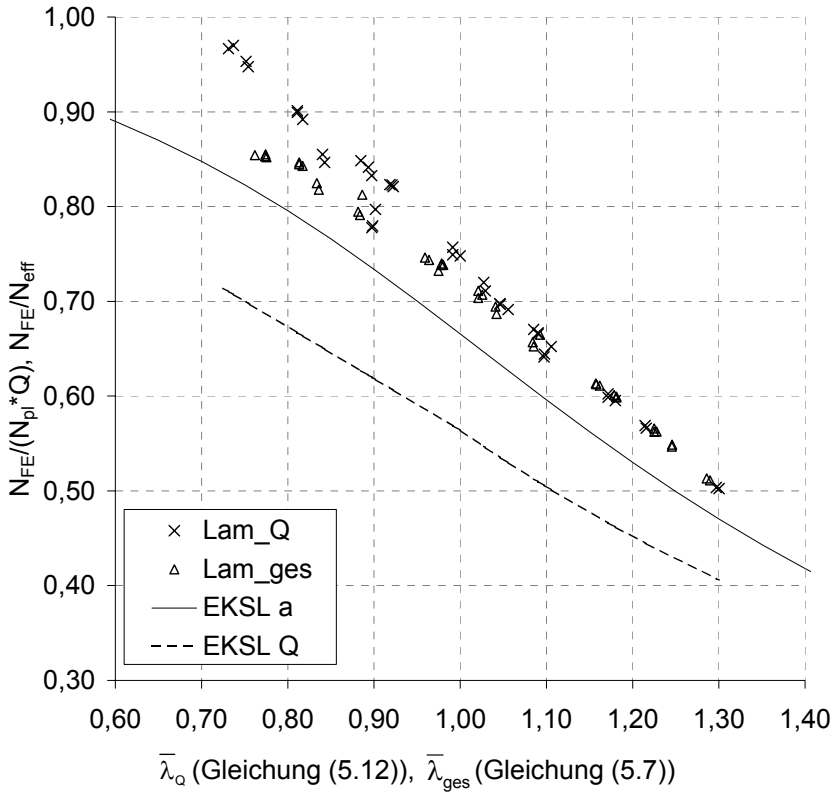

Bild 5.26: FE-Ergebnisse dargestellt über der Schlankheit $\overline{\lambda}_Q$ der Q-Faktor Methode nach Gleichung (5.13) und $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Wie bereits durch den Vergleich in Tabelle 5.13 gezeigt, führt der Bemessungsvorschlag nach [Usami und Fukumoto 1989] für die hier betrachteten Fälle zu keiner Verbesserung im Sinne einer größeren Wirtschaftlichkeit gegenüber den anderen Verfahren (Gleichung (5.9) und Norm).

5.3.3 Vergleich mit dem Verfahren nach [Brune 2000]

In Kapitel 2.4.1.3 wurde auch das Verfahren nach [Brune 2000], das auf der Kombination der wirksamen Querschnitte mit dem Knicknachweis auf Basis der europäischen Knickspannungskurven beruht, vorgestellt.

Für die Ermittlung der Traglast $N_{Ci} = N_{eff} \cdot \kappa_{Ci}$ mit Hilfe der bezogenen Schlankheit $\overline{\lambda}_{Ci}$ wird auf Gleichung (2.14) bis Gleichung (2.18) verwiesen. Die Ergebnisse beziehen sich auf die gleiche Reihe von 41 Kastenstützen wie in den Kapiteln 5.3.1 und 5.3.2.

Tabelle 5.14: Vergleich der rechnerischen Traglast N_{Ci} nach [Brune 2000] mit den FE-Ergebnissen, den Traglasten nach Gleichung (5.9) sowie N_{DIN} nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5]

	N_{Ci}/N_{FE}	**N_{Ci}/N_{ges} (Gl. (5.9))**	**N_{Ci}/N_{DIN}**
Minimum	0,80	0,87	0,94
Maximum	0,84	0,90	1,00
Mittelwert	0,82	0,88	0,97

Der Vergleich der Traglasten in Tabelle 5.14 und Bild 5.27 zeigt, dass die rechnerischen Traglasten nach [Brune 2000] in Bezug auf die FE-Ergebnisse sehr konservativ sind. Die Traglaststeigerung gegenüber der Regelung in [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] ist dementsprechend sehr gering. Für den hier betrachteten Parameterbereich ist das Vorgehen nach Gleichung (5.9) dem Verfahren nach [Brune 2000] überlegen. Dies liegt einerseits daran, dass das Verfahren auf die Knickspannungslinie b zurückgreift, andererseits muss jedoch auch berücksichtigt werden, dass das Verfahren von [Brune 2000] gezielt für offene U-Querschnitte hergeleitet wurde und demzufolge nicht für Kastenquerschnitte optimiert wurde.

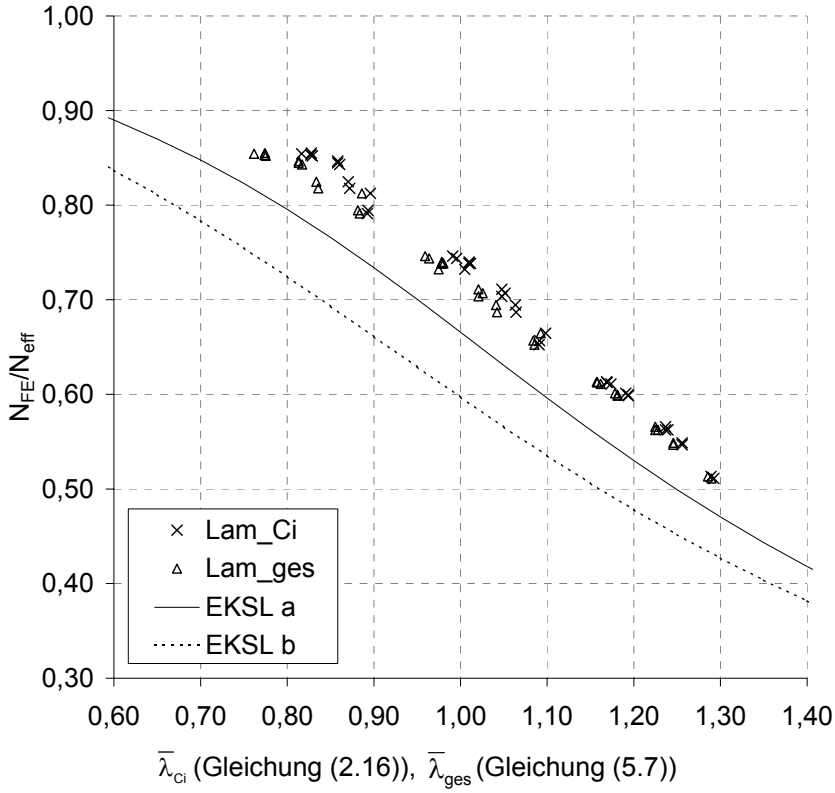

Bild 5.27: FE-Ergebnisse dargestellt über der Schlankheit $\overline{\lambda}_{Ci}$ nach [Brune 2000] und $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

In Tabelle 5.15 und Bild 5.28 sind die oben vorgestellten Bemessungsverfahren noch einmal zum in dieser Arbeit entwickelten Vorschlag nach Gleichung (5.9) ins Verhältnis gesetzt.

Tabelle 5.15: Verhältnis der Traglast N_{ges} nach Gleichung (5.9) mit den Traglasten N_{dir} nach [Schafer 2002], N_Q nach [Usami und Fukumoto 1989] und N_{Ci} nach [Brune 2000]

	N_{ges}/N_{dir}	N_{ges}/N_Q	N_{ges}/N_{Ci}
Minimum	0,98	1,15	1,11
Maximum	1,12	1,30	1,15
Mittelwert	1,05	1,22	1,13

Wie bereits in den Vergleichen oben festgestellt, liefert das neue Bemessungsverfahren durchgehend höhere Traglasten als die vorgestellten Verfahren aus der Literatur.

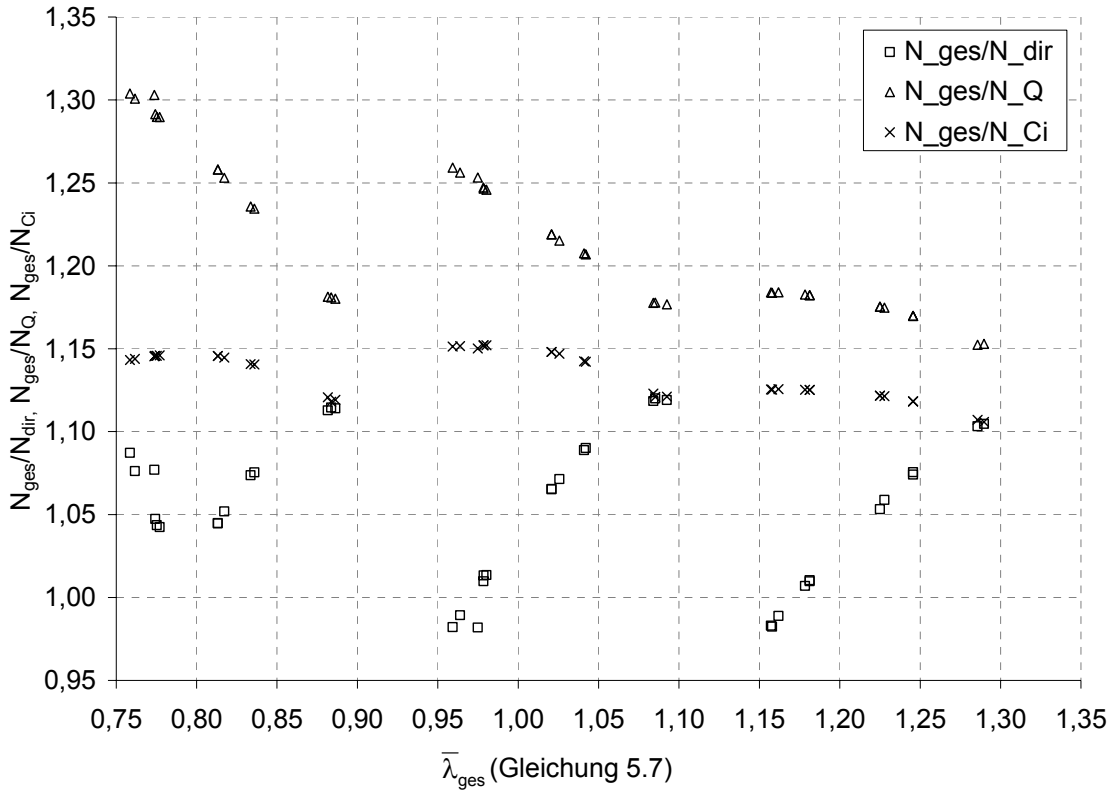

Bild 5.28: Verhältnis der Traglast nach Gleichung (5.9) mit den Traglasten N_{dir} nach [Schafer 2002], N_Q nach [Usami und Fukumoto 1989] und N_{Ci} nach [Brune 2000] aufgetragen über der Schlankheit $\overline{\lambda}_{ges}$ nach Gleichung (5.7)

Die Vergleiche mit den Bemessungsverfahren nach [Brune 2000], [Schafer 2002] und [Usami und Fukumoto 1989] haben gezeigt, dass das in dieser Arbeit entwickelte Verfahren für die Bemessung dünnwandiger Kastenstützen mit Hilfe der europäischen Knickspannungslinien und auf Basis der wirksamen Breiten ein konkurrenzfähiges Verfahren ist (siehe Tabelle 5.15). Es ist relativ einfach zu handhaben und erlaubt dem bemessenden Ingenieur/der Ingenieurin die Anwendung bekannter Tabellenwerke, um die rechnerische Tragfähigkeit einer beulgefährdeten Kastenstütze zu ermitteln.

6 Ersatzimperfektionen für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung

6.1 Der Einfluss der Imperfektionen und Querschnitts-steifigkeiten

Das Tragverhalten gesamtstabilitätsgefährdeter Kastenstützen wurde in den Kapiteln 4 und 5 analysiert und darauf aufbauend wurde eine Modifikation der Stabschlankheit für die Bemessung mit Hilfe des Ersatzstabverfahrens in [DIN EN 1993-1-1] vorgeschlagen.

Auf Grund der Entwicklung der Software und der Computertechnologie in den letzten Jahren ist es inzwischen auch in kleineren Tragwerkplanungsbüros in der Praxis üblich, Tragwerke vollständig als ebene oder räumliche Systeme in Statik-Programmen zu modellieren und mit Hilfe einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung das Systemverhalten sowie die Schnittgrößenverteilung infolge beliebiger Lastfälle zu ermitteln. Eine zusätzliche Überprüfung der Stabilität durch Knicknachweise einzelner Stäbe ist dann nicht mehr erforderlich.

Da jede Systemantwort von der Steifigkeitsverteilung im System abhängt, ist es wichtig, für jeden Stab die zutreffenden, das heißt seinem tatsächlichen Verhalten entsprechenden Querschnittsgrößen wie Fläche und Trägheitsmoment zu berücksichtigen.

Wie in Kapitel 2 erläutert, ist für dünnwandige Stäbe der wirksame Querschnitt abhängig von der einwirkenden Normaldruckkraft. Bei geringem Druck, das heißt im nicht ausgebeulten Zustand, trägt der volle Querschnitt zur Lastabtragung bei. Bei hoher Druckbelastung entziehen sich die ausbeulenden Blechteile dem Lastabtrag und es trägt nur ein reduzierter Querschnitt zur Lastabtragung bei. Dadurch kommt es zu einer lastabhängigen Steifigkeitsreduzierung.

Diese lastabhängige Steifigkeitsreduzierung kann in der Regel durch herkömmliche Stabwerksprogramme nicht berücksichtigt werden. Es gilt also bereits im Ausgangszustand (ohne Kenntnis der Stabbeanspruchung im Endzustand) eine reduzierte Steifigkeit vorzugeben, so dass die Systemantwort ausreichend genau mit der tatsächlichen Systemantwort unter Berücksichtigung des lastabhängigen Verhaltens übereinstimmt.

Die Systemantwort ist jedoch nicht nur abhängig vom Verlauf der Steifigkeiten innerhalb des Systems. Entscheidenden Einfluss auf das Systemverhalten haben auch die angesetzten Imperfektionen in Form von Schiefstellungen und Vorkrümmungen der Stäbe. Je größer die Imperfektionen um so größer die Momente und Abtriebskräfte, die wiederum die Verformungen das Systems erhöhen und somit die Beanspruchung des Systems.

Die Größe der Vorverformung, im hier betrachteten Fall des beidseitig gelenkig gelagerten Stabes (siehe Systemskizze in Bild 6.1) ist dies die Vorkrümmung, und die angenommene reduzierte Steifigkeit haben einen wechselseitigen Einfluss und müssen darum im Gesamtzusammenhang ermittelt werden.

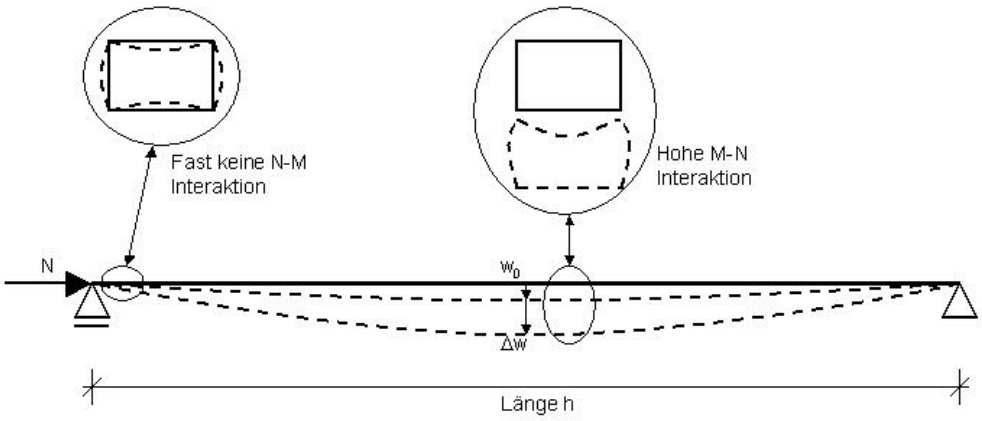

Bild 6.1: Systemskizze gelenkig gelagerter Stab mit dünnwandigem Querschnitt

6.2 Querschnittssteifigkeit

In Kapitel 2 wurde erläutert, wie der Einfluss des Plattenbeulens für dünnwandige Querschnitte effizient in einem Bemessungsverfahren berücksichtigt werden kann. Mit Hilfe von wirksamen Plattenbreiten, die an den gestützten Rändern der Querschnitte angeordnet werden, können Ersatzquerschnitte definiert werden, die das überkritische Tragverhalten beulgefährdeter Querschnitte sehr gut wiedergeben.

In Kapitel 2.2.2.2 wurde bereits kurz angesprochen, dass die wirksamen Querschnitte vom betrachteten Lastfall abhängen. Für eine gleichmäßig verteilte Druckspannung aus Normalkraft erhält man andere reduzierte Plattenbreiten als für einen auf Biegung beanspruchten Querschnitt, bei dem einzelne Querschnittsteile zum Teil unter Zugspannung stehen (siehe Bild 2.6).

Insbesondere für stark ungleichseitige Rechteck-Querschnitte hat sich gezeigt, dass die Querschnittsreduktion infolge Normalkraft und infolge Biegemomentenbeanspruchung unterschiedliche Größenordnungen annehmen kann (siehe Bild 5.24). Im in Kapitel 5.2 vorgestellten Bemessungsverfahren bewirkt die Berücksichtigung des wirksamen Trägheitsmomentes $I_{eff}(M)$, dass die Interaktion zwischen lokalem und globalem Stabilitätsversagen und der Einfluss der Querschnittsschwächung infolge Beulens wirklichkeitsnah wiedergegeben wird.

Beim Verfahren der wirksamen Breiten, das in [DIN EN 1993-1-5] verankert ist, wird davon ausgegangen, dass für Profile, die auf Normalkraft und Biegung beansprucht werden, die zugehörigen bemessungsrelevanten Querschnittswerte A_{eff} und I_{eff} auf Grund der getrennten Lastfälle ermittelt werden können und mit diesen Querschnittswerten eine konservative Bemessung möglich ist.

Statt der getrennten Betrachtungsweise ist es auch möglich und zulässig, aus der kombinierten Beanspruchung iterativ die wirksamen Plattenbreiten zu bestimmen. Dieses Vorgehen ist jedoch sehr zeitaufwändig und nur dann wesentlich genauer als die Berechnung mit Einzelschnittgrößen, wenn die Beanspruchung im Endzustand im Stab bereits bekannt ist. Das ist nicht der Fall, wenn die gesuchten Querschnittsgrößen als Eingangswerte für die statische Berechnung eines Tragwerkes nach Theorie II. Ordnung dienen sollen.

Aufbauend auf den eigenen Untersuchungen zur Wahl des effektiven Trägheitsmomentes (siehe Kapitel 5.2.1) und den Regelungen in [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] wird $I_{eff}(M)$ als Ausgangsgröße zur Erfassung der Querschnittssteifigkeit im überkritischen Bereich gewählt und zusammen mit der wirksamen Querschnittsfläche A_{eff} einer Schnittgrößenermitt-

lung nach Theorie II. Ordnung zu Grunde gelegt. Die Wahl der Querschnittsgrößen wird anhand der Ergebnisse der Studie im folgenden Kapitel überprüft und kommentiert.

6.3 Ersatzimperfektion

Für die Knickspannungslinie b gilt nach [DIN EN 1993-1-1] (Tabelle 5.1) e_0 = 1/250 der Stablänge als äquivalente geometrische Ersatzimperfektion (siehe hierzu auch die Ausführungen in Kapitel 4.3.1). Wie in Kapitel 5.1 ausgeführt, ist für die betrachteten Kastenquerschnitte eine Bemessung mit Hilfe der europäischen Knickspannungslinie b extrem konservativ, da über den Imperfektionsbeiwert α ein zu großer Einfluss der lokalen Imperfektionen berücksichtigt wird. Es wurde gezeigt, dass eine Bemessung mit Hilfe der europäischen Knickspannungslinie a ausreichend sicher ist. Die äquivalente geometrische Ersatzimperfektion für Knickspannungslinie a beträgt 1/300 ([DIN EN 1993-1-1], Tabelle 5.1).

Mit Hilfe einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung (siehe Gleichungen (6.1), (6.2) und (6.3)) wurde für 397 Stäbe, die bereits der numerischen Parameterstudie zu Grunde lagen (siehe Kapitel 5.1), die Normalkrafttragfähigkeit bei Erreichen der Streckgrenze in der äußersten Querschnittsfaser ermittelt. Als lastunabhängige Querschnittswerte wurden die wirksame Querschnittsfläche A_{eff} und das für reine Momentenbeanspruchung ermittelte wirksame Trägheitsmoment $I_{eff}(M)$ gewählt.

Für einen Teil der Fälle wurde neben den Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung auch die zur elastischen Traglast gehörende maximale Verschiebung w in Stabmitte ermittelt.

$$M = D \cdot e_0 * \left(\frac{\pi^2}{\pi^2 - \varepsilon^2} \right) \tag{6.1}$$

mit M = Moment in Stabmitte

e_0 = Amplitude der sinus-förmigen Vorkrümmung

D = Druckkraft im Stab

$\varepsilon = h \cdot \sqrt{\frac{D}{E \cdot I_{eff}}}$ = Stabkennzahl

h = Stablänge

$$\sigma_{max} = \frac{M \cdot z}{I_{eff}} + \frac{D}{A_{eff}} \leq f_y \tag{6.2}$$

mit σ_{max} = Randspannung in Stützenmitte

z = Abstand Schwerpunkt des Querschnitts zur Randfaser

A_{eff}, I_{eff} = wirksame Querschnittsgrößen nach Bild 2.6)

f_y = Streckgrenze

$$w = e_0 \cdot \frac{\varepsilon^2}{\pi^2 - \varepsilon^2} \tag{6.3}$$

mit w = Verschiebung in Stabmitte

e_0 = Amplitude der sinus-förmigen Vorkrümmung

$$\varepsilon = h \cdot \sqrt{\frac{D}{E \cdot I}} \text{ = Stabkennzahl.}$$

Die numerischen Simulationen wurden mit einer Stabimperfektion von 1/1000 h und einer lokalen Imperfektion von 1/250 b durchgeführt. Zum Vergleich wurde zunächst eine elastische Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit e_0 = 1/1000 h und den effektiven Querschnittswerten A_{eff} und I_{eff} durchgeführt. Die Berechnung liefert Traglasten, die zum Teil geringfügig größer als die numerischen Traglasten sind (siehe Bild 6.2 und Tabelle 6.1). Dies überrascht, da in der numerischen Simulation auch plastische Spannungsumlagerungen im Querschnitt erfolgen können und die Traglasten demzufolge höher sein müssten. Andererseits treten aufgrund des Stabilitätsversagens tatsächlich kaum plastische Spannungsumlagerungen im Querschnitt auf, da bei Beginn der Plastizierung bereits durch die großen Verformungen die maximale Traglast überschritten ist. Die Überschreitungen der Berechnung nach Theorie II. Ordnung sind sehr gering und liegen unter 3,5 %. Wie aus Bild 6.2 und Tabelle 6.1 ersichtlich wird, treten die Überschreitungen insbesondere für Stäbe mit kleinen lokalen Schlankheiten, also einer geringen Beulneigung auf. Wie der Vergleich der Reduktionskurven für Knicken bzw. Beulen mit den FE-Ergebnissen in Kapitel 4.2.3 gezeigt hat, liefert das FE-Modell für nicht-beulgefährdete Stützen durchweg konservative Ergebnisse (siehe Bild 4.14). Dieser Einfluss ist auch hier spürbar.

Für 138 der berechneten Stäbe wurden auch die maximalen horizontalen Verschiebungen in Stabmitte bei Erreichen der numerischen Grenzlast ermittelt. In Tabelle 6.1 und in Bild 6.3 sind die maximalen horizontalen Verformungen bei Erreichen der Traglast für das FE-Modell und die Berechnung nach Theorie II. Ordnung verglichen. Die meisten Durchbiegungen in Stabmitte bei Erreichen der elastischen Tragfähigkeit sind größer als im FE-Modell. Dies liegt an der vereinfachten Steifigkeitsannahme.

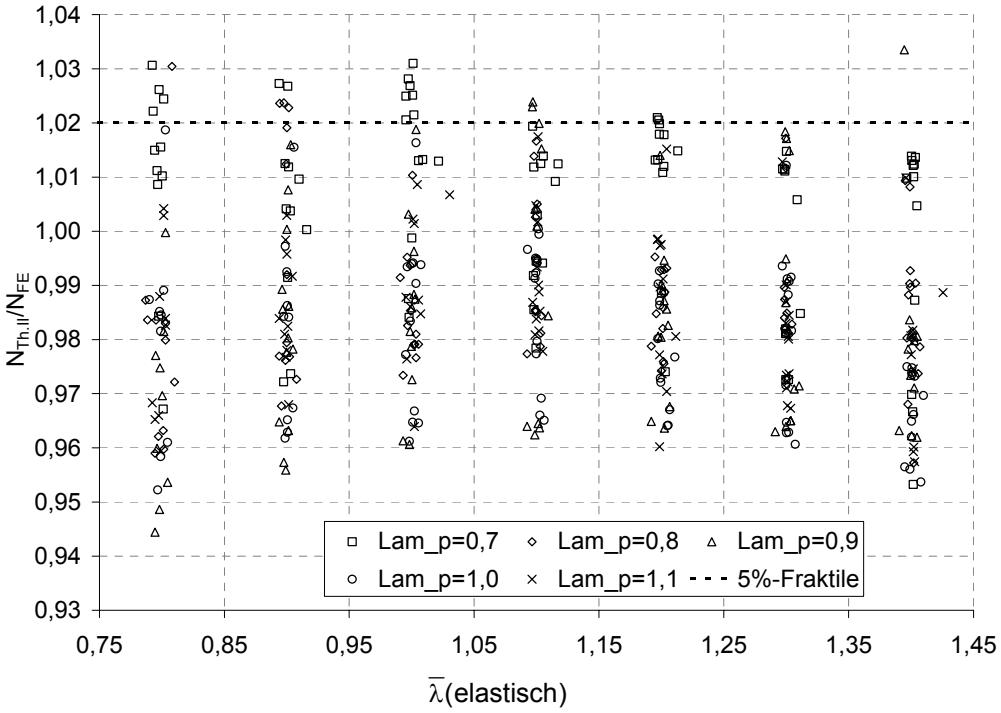

Bild 6.2: Verhältnis der Ergebnisse nach Th. II. Ordnung (e_0 = L/1000) zu den FE-Ergebnissen

Tabelle 6.1: Verhältnis der Traglast nach Theorie II. Ordnung (e_0 = L/1000) zu den FE-Ergebnissen in Abhängigkeit der lokalen Schlankheit $\bar{\lambda}_p$

	$N_{Th.II.Ord}$ / N_{FE}	
$\bar{\lambda}_p$ = 0,7	1,00	
$\bar{\lambda}_p$ = 0,8	0,99	
$\bar{\lambda}_p$ = 0,9	0,98	
$\bar{\lambda}_p$ = 1,0	0,98	
$\bar{\lambda}_p$ = 1,1	0,98	$w_{Th.II.Ord}$ / w_{FE}
alle	(397 Fälle) 0,95	(138 Fälle) 1,14

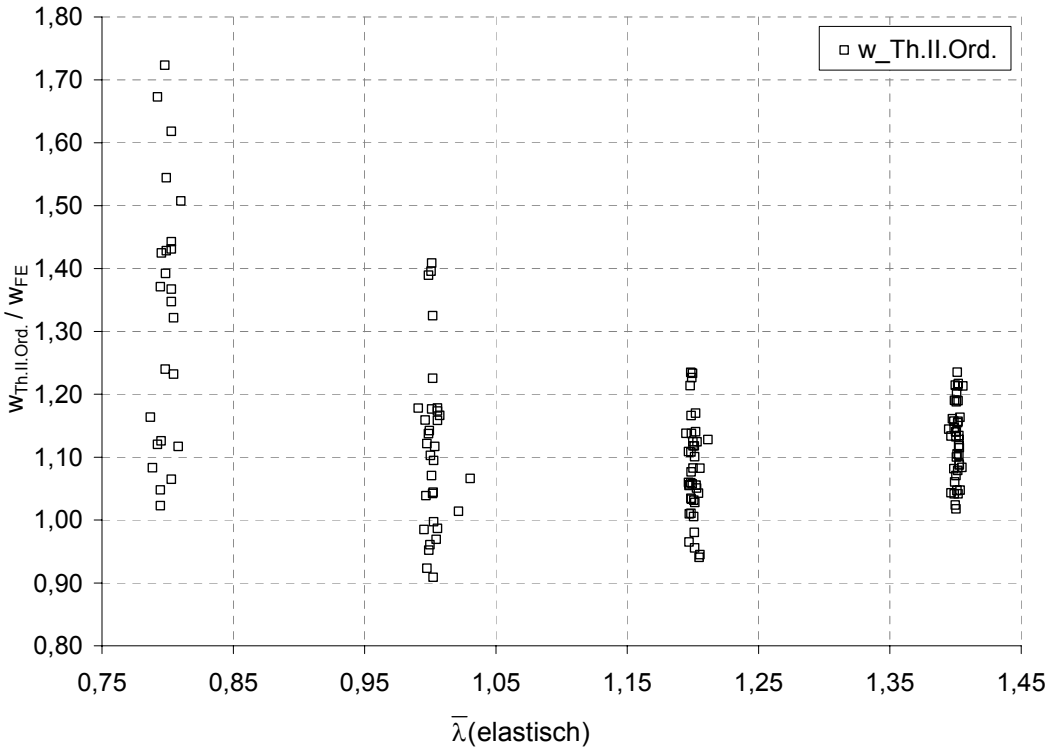

Bild 6.3: Verhältnis der horizontale Verformung nach Theorie II. Ordnung (e_0 = L/1000) zur FE-Verformung im Endzustand

Die Ergebnisse können in 4 verschiedene Gruppen I bis IV eingeteilt werden (siehe Bild 6.4 und Tabelle 6.2).

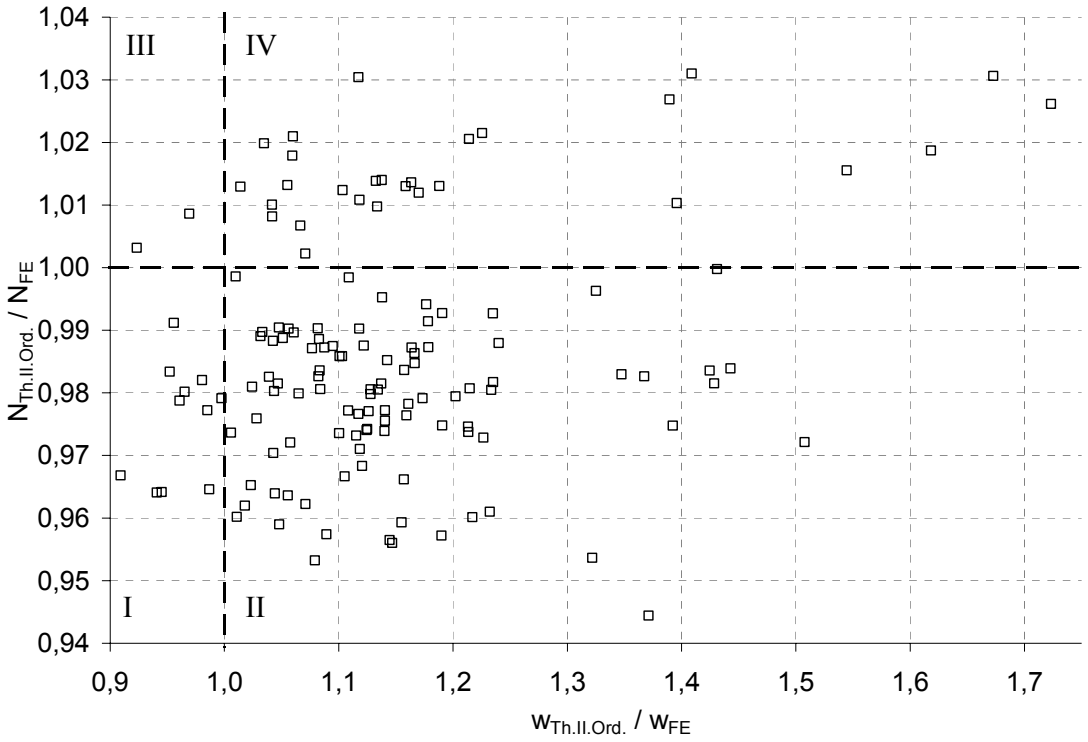

Bild 6.4: Verhältnis der Traglasten $N_{Th.\,//.\,Ordn}/N_{FE}$ und der Verformungen $w_{Th.II.Ordn.}/w_{FE}$

Tabelle 6.2: Kombinationen von Traglast- und Verformungsverhältnis

	$N_{Th.II.Ord} / N_{FE}$	$w_{Th.II.Ord} / w_{FE}$	**Anzahl (in % von 138)**
I	< 1,0	< 1,0	11 (8,0)
II	< 1,0	> 1,0	97 (70,3)
III	> 1,0	< 1,0	2 (1,4)
IV	> 1,0	> 1,0	28 (20,3)

In Gruppe I sind die Traglasten aus der Berechnung nach Theorie II. Ordnung kleiner als im FE-Modell. Daraus resultieren Verformungen, die ebenfalls kleiner sind als in der numerischen Berechnung.

In Gruppe II sind die Traglasten aus der elastischen Berechnung kleiner als die numerischen Traglasten, die Verformungen sind jedoch größer. Daraus folgt, dass für diese Fälle die angenommenen Querschnittswerte zu klein sind und die Stäbe im Vergleich zum FE-Modell zu weich sind.

Für Gruppe III liefert die Berechnung nach Theorie II. Ordnung höhere Traglasten als die FE-Berechnung. Die elastischen Verformungen sind kleiner als die numerisch ermittelten. Dies bedeutet, hier wurde die Stabsteifigkeit zu hoch abgeschätzt, das heißt die wirksamen Querschnittswerte sind zu groß.

Bei Gruppe IV sind sowohl die Traglasten als auch die Verformungen aus der elastischen Berechnung größer als die numerischen Ergebnisse. Daraus lässt sich ableiten, dass für diese Stäbe die wirksamen Querschnittsflächen zu groß, die Steifigkeit insgesamt jedoch zu klein abgeschätzt wurde.

Für das Verhältnis der Traglasten und der Verformungen ist die Aussage, wann es sich um eine konservative Lösung handelt letztendlich nur systemabhängig zu beantworten. Für den einfachen Pendelstab, der in der Studie berechnet wurde, ist eine größere Verformung in Feldmitte konservativ, da daran immer eine kleinere Tragfähigkeit gekoppelt ist. Andererseits hat die Forderung, dass die Traglast auf jeden Fall unterhalb der FE-Traglast liegen soll, zur Konsequenz, dass eine sehr gute Abschätzung der Steifigkeit dazu führt, dass die zur kleineren Traglast gehörige Verformung geringfügig kleiner ist, als die numerisch ermittelte. Im Fall des Pendelstabes kann dann trotzdem von einer konservativen Lösung ausgegangen werden. Bei Übertragung der Ergebnisse auf ganze Stabwerke lässt sich die Größe der Verformung jedoch nicht mehr von der ermittelten Schnittgrößenverteilung trennen, so dass eine zu große Verformung für einen Stab durchaus eine unsichere Abschätzung der auftretenden Stabkräfte im Gesamtsystem und damit zu einer falschen, das heißt unsicheren Bemessung führen kann.

Da sich die vorliegende Arbeit auf den Pendelstab konzentriert wird folgende Annahme getroffen:

Die Traglastberechnung nach Theorie II. Ordnung ist konservativ, wenn

- die ermittelte Traglast unterhalb der numerischen Tragfähigkeit liegt und
- die zur elastisch ermittelten Traglast gehörige Verformung in Stabmitte höchsten 10 % kleiner bzw. beliebig größer als die numerisch ermittelte Verformung ist.

Aus Tabelle 6.2 bzw. Bild 6.4 lässt sich ablesen: 21,7 % der berechneten Fälle (Gruppe III und IV) erfüllen die oben angeführte Forderung in Bezug auf die Traglast nicht, das heißt führen zu einer unsicheren Bemessung. Für die Stäbe aus Gruppe I (8 %) sind die Verformungen zwar zu klein, liegen aber innerhalb der geforderten 10 %-Grenze, Diese Fälle werden also ebenso wie alle Fälle aus der Gruppe II als konservativ eingestuft (insgesamt 78,3 %).

Anhand von 3 Beispielen wurde untersucht, wie sich die gewählten wirksamen Querschnittstwerte A_{eff} und $I_{eff}(M)$ zu den wirksamen Querschnittswerten verhalten, die aus einer Berechnung der wirksamen Breiten über die im FE-Modell auftretenden Schnittgrößen im Querschnitt ermittelt werden können. Das Vorgehen ist in Bild 6.5 skizziert. In Tabelle 6.3 sind die Schlankheitswerte und Traglast-Ergebnisse für die 3 Beispiele angegeben.

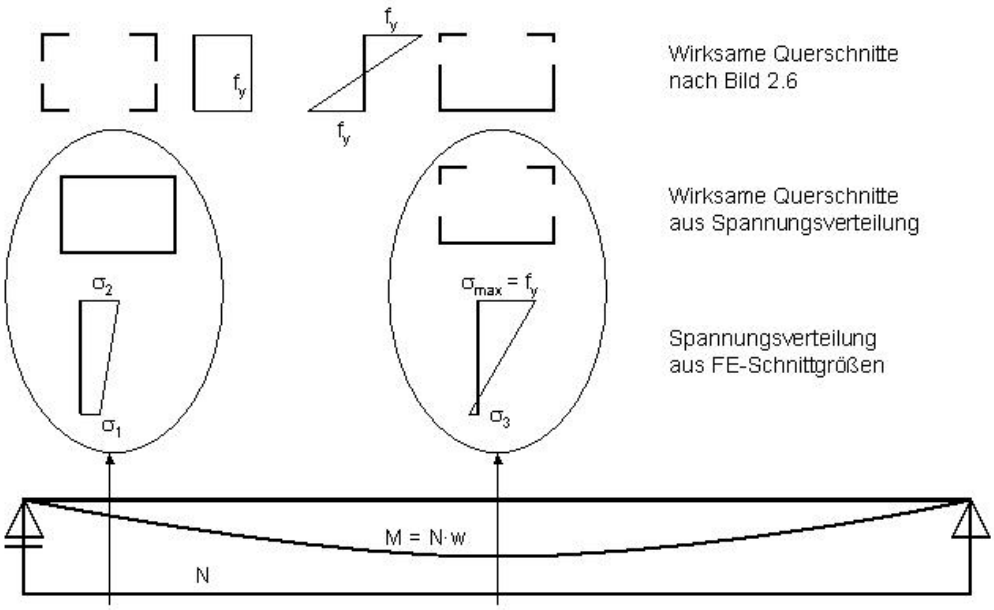

Bild 6.5: Wirksame Querschnittsflächen nach Bild 2.6 und aus Spannungsverteilung FE

Tabelle 6.3: Schlankheitswerte und Ergebnisse der Berechnung nach Th. II. Ordn. bzw. der FE-Rechnung für 3 Beispiele

	$\bar{\lambda}_p$	$\bar{\lambda}$(elastisch)	$N_{Th.II.Ord}$ / N_{FE}	$w_{Th.II.Ord}$ / w_{FE}
Beisp. 1 (aus Gruppe IV)	0,70	0,80	1,03	1,72
Beisp. 2 (aus Gruppe I)	1,01	1,00	0,98	0,98
Beisp. 3 (aus Gruppe II)	1,08	1,20	1,00	1,11

In Bild 6.6 ist das Verhältnis der wirksamen Trägheitsmomente und der wirksamen Querschnittsflächen entlang der Stabachse dargestellt.

Beispiel 1 betrifft einen Querschnitt mit einer Plattenschlankheit von $\bar{\lambda}_p$ = 0,7 und einer Stabschlankheit $\bar{\lambda}$(elastisch) = 0,8. Diese geringen Schlankheiten führen dazu, dass unter der vorgegebenen Belastung (N_{FE}, M_{FE}) rein rechnerisch die Grenze zum Plattenbeulen weder für die Flansche noch für die Stege überschritten wird. Die resultierenden Querschnittswerte über die gesamte Stablänge sind also die Bruttoquerschnittswerte für den voll wirksamen Querschnitt. Dies gilt sowohl für die Fläche A als auch für das Trägheitsmoment I. Da bei der Berechnung nach Theorie II. Ordnung die Steifigkeit für maximale Biegespannung (I_{eff}(M)) angesetzt wurde, ist die Verformung $w_{Th.\ II.\ Ord.}$ im Fall 1 zu groß (siehe Tabelle 6.3).

Im Fall 2 wurde die Querschnittsfläche für die auftretende Belastung ebenfalls zu klein abgeschätzt. Das Trägheitsmoment wird jedoch rein rechnerisch unter der vorgegebenen Belastung sehr viel stärker reduziert, als durch I_{eff}(M) vorgegeben. In diesem Fall ist die für Theorie II. Ordnung angesetzte Steifigkeit zu groß, das heißt, das System reagiert zu steif, zudem kann durch die kleinere Fläche A_{eff} insgesamt weniger Last aufgenommen werden, wodurch die Verformung ebenfalls geringer ist als in der numerischen Berechnung. Die Abschätzung der Steifigkeit und Querschnittsfläche ist jedoch im Mittel recht gut, so dass die Abweichung der Ergebnisse sowohl für die Traglast als auch die Verformung gering ist.

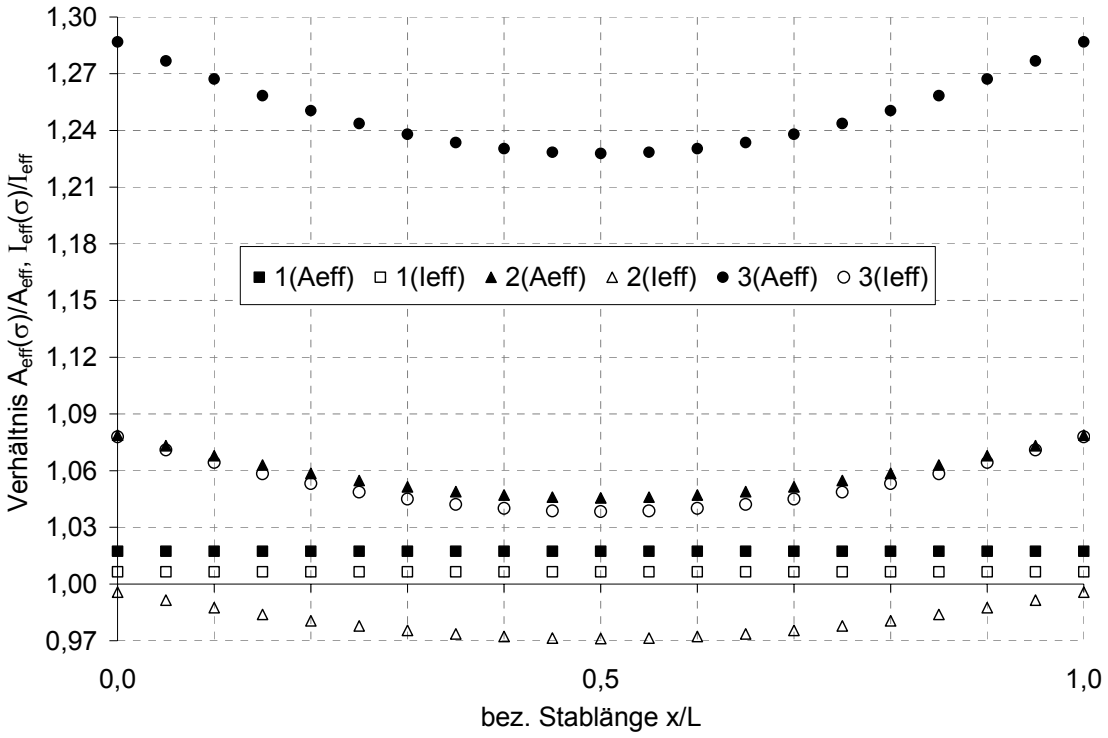

Bild 6.6: Wirksame Querschnittswerte in Abhängigkeit der Schnittgrößen entlang der Stabachse im Traglastzustand der FE-Rechnung für Beispiele aus Tabelle 6.3

Das 3. Beispiel zeigt einen Stab, bei dem die lokale und die globale Schlankheit relativ hoch sind. Die Fläche A_{eff} in Abhängigkeit der Spannungsverteilung ist insbesondere an den Rändern, aber auch in Stabmitte über 20 % höher als die wirksame Querschnittsfläche, die für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung angesetzt wurde. Die aufnehmbare Normalkraft im FE-Modell ist also höher. Andererseits ist die Steifigkeit in Abhängigkeit der Spannungen nur geringfügig höher als $I_{eff}(M)$, so dass die sehr hohe Normalkraft ein großes zusätzliches Abtriebsmoment erzeugt. Hierdurch steigt die Randspannung in Feldmitte, wodurch die aufnehmbare Normalkraft abnimmt und die maximale Traglast sich nicht wesentlich von der Traglast nach Theorie II. Ordnung unterscheidet. Die Verformungen im FE-Modell sind bei gleicher Traglast kleiner, dies resultiert aus der größeren Steifigkeit.

Die Beispiele zeigen, dass die Berechnung nach Theorie II. Ordnung mit pauschalem Ansatz einer Vorverformung (unabhängig von den Schlankheitsverhältnissen) sowie konstanten Querschnittswerten ohne Berücksichtigung der vorhandenen Belastung das tatsächliche Tragverhalten nur ungenau widerspiegeln kann. Durch eine Grenzwertbetrachtung lässt sich jedoch sicher stellen, dass die Ergebnisse einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung für den betrachteten Parameterbereich auf jeden Fall zu konservativen Traglasten führt. Hierzu wurde für alle Stäbe auf iterativem Wege die Startimperfektion w_0 gesucht, die für die elastische Berechnung nach Theorie II. Ordnung genau die numerische Traglast N_{FE} liefert. Der größte Startwert für w_0 betrug 1/728 der Stablänge L (siehe Tabelle 6.4). Im nächsten Schritt wurde für alle Stäbe die max. Traglast nach Theorie II. Ordnung mit dieser Vorverformung berechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Bild 6.7 dargestellt.

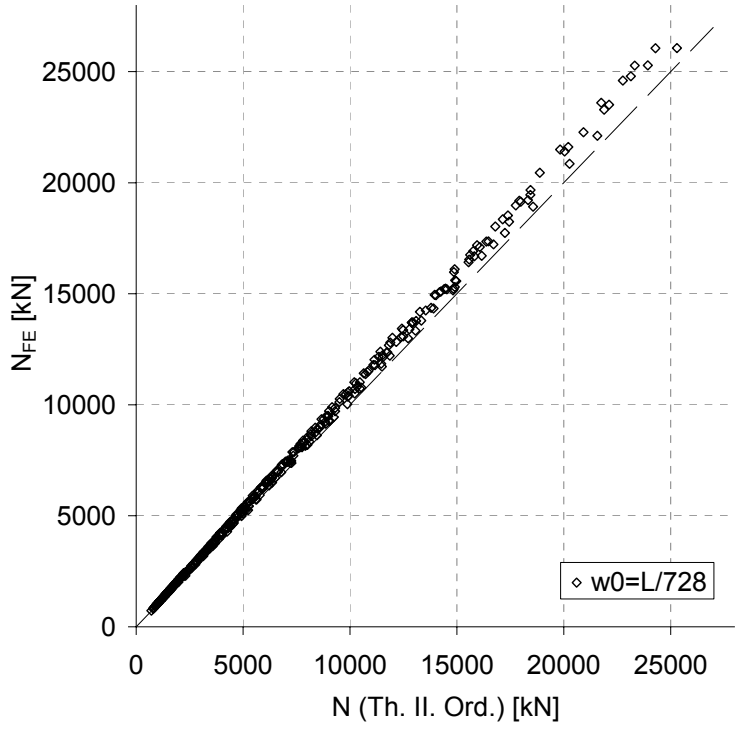

Bild 6.7: Vergleich der Traglasten nach Theorie II. Ordnung für w_0 = L/728 mit den FE-Ergebnissen

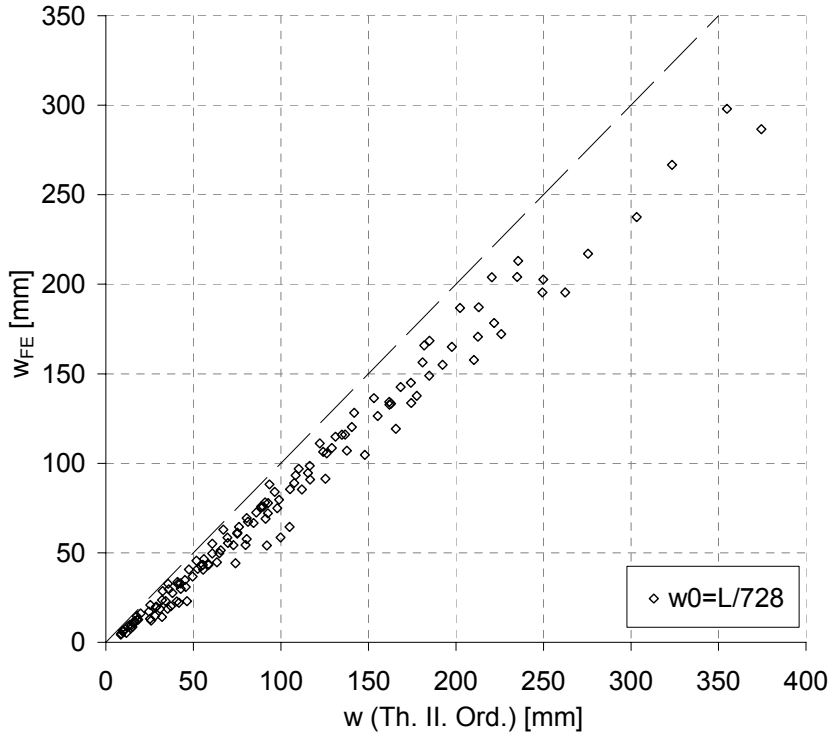

Bild 6.8: Vergleich der Horizontalverformung nach Theorie II. Ordnung für w_0 = L/728 mit den FE-Ergebnissen

Für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung muss im Sinne eines sicheren Bemessungsverfahrens gelten, dass sie gegenüber der genauen FE-Berechnung konservative Ergebnis-

se liefert, mit den in diesem Kapitel weiter oben aufgestellten Forderungen an die Traglast und die zugehörige Verformung. Wie in Bild 6.7 dargestellt, liegen die numerischen Lasten alle oberhalb der Traglasten für eine Berechnung mit w_0 = L/728. Dies ist selbstverständlich, da der Startwert w_0 entsprechend gewählt wurde. Die Größe der Verformungen im Endzustand ist in Bild 6.8 dargestellt. Wie man sieht, sind alle Verformungen nach Theorie II. Ordnung größer als im numerischen Modell. Die Forderungen, die an ein konservatives Ergebnis gestellt werden, sind also für alle Fälle erfüllt.

Tabelle 6.4: Grenzwerte der Vorverformung w_0 für Zielwert N_{FE}

max. w_0	Min. w_0	Mittel	5%-Fraktile
L/728	L/2909	L/1189	L/724

Die 5%-Fraktile für die Größe der Startimperfektion, die iterativ für die Ziellast N_{FE} ermittelt wurde, beträgt w_0 = L/724 (siehe Tabelle 6.4). Anhand der vorgestellten Ergebnisse wird dieser Wert für die Wahl der Ersatzimperfektion in Zusammenhang mit den gewählten wirksamen Querschnittswerten A_{eff} und $I_{eff}(M)$ empfohlen.

Nach den Empfehlungen aus [DIN EN 1993-1-5], Anhang C, werden als geometrische Ersatzimperfektionen für Stäbe bei Modellierung der Stabquerschnitte aus Schalenelementen die Krümmungen nach Tabelle 5.1 in [DIN EN 1993-1-1] empfohlen. Diese Ersatzimperfektionen schließen sowohl geometrische als auch strukturelle Imperfektionen aus Herstellung und Fertigung mit ein. Für die Knickspannungslinie a wäre dies 1/300 der Stablänge L. Aufgrund der obigen Ergebnisse wird jedoch sofort ersichtlich, dass dieser Wert für dünnwandige Stäbe mit reduzierter Tragfähigkeit infolge der wirksamen Querschnitte zu ausgesprochen konservativen Ergebnissen führen würde.

Des Weiteren wird in [DIN EN 1993-1-5] empfohlen, für geometrische Imperfektionen, die nur Formtoleranzen, nicht jedoch strukturelle Imperfektionen wie Eigenspannungen abzudecken haben, 80 % der Herstellungstoleranzen anzusetzen. Wenn man voraussetzt, und dieses Vorgehen ist aufgrund der erzielten Ergebnisse in Kapitel 5 und 6 berechtigt, dass mit der Einführung der wirksamen Querschnittswerte für den beulgefährdeten Stab negative Auswirkungen der strukturellen Imperfektionen bereits abgedeckt sind, kann also eine Vorverformung in Form einer Stabkrümmung mit der Amplitude 80 % der Herstellungstoleranzen empfohlen werden.

Die Herstellungstoleranz der Stabachse von der Geraden (Stabkrümmung) beträgt nach [EN 1090-2] 1/1000 der Stablänge. Die in [DIN EN 1993-1-5] empfohlene Imperfektion von 80 % führt zu 1/1250 der Stablänge.

Die Untersuchungen in Kapitel 6.3 führen zu einer Empfehlung von $w_0 \geq$ L/724 (siehe Tabelle 6.4) und wären somit wesentlich konservativer als die Regelungen nach [DIN EN 1993-1-5]. Die Empfehlung ist direkt an die Wahl der lastunabhängigen, konstanten Querschnittswerte gebunden und stützt sich hier auf die wirksamen Querschnittsgrößen nach [DIN EN 1993-1-5]. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen stützen die am Anfang des Kapitels getroffenen Annahme, dass mit der Wahl dieser konstanten Querschnittswerte eine sinnvolle Berechnung der Traglasten und Verformungen nach Theorie II. Ordnung möglich ist. Durch einen entsprechend kalibrierten Wert der Vorverformung w_0 = L/724 kann über die elastische Berechnung nach Theorie II. Ordnung eine sichere Schnittgrößenermittlung und Verformungsermittlung erfolgen. In Kapitel 6.4 wird der Berechnungsvorschlag anhand der Er-

gebnisse aus den Versuchsreihen [Kuhlmann und Detzel 2004], [Usami und Fukumoto 1982] und [Usami und Fukumoto 1984] überprüft und bestätigt.

6.4 Vergleich des Berechnungsvorschlags mit Versuchsergebnissen

In Bild 6.9 sind die Ergebnissen einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung auf Basis der wirksamen Querschnitte und einer geometrischen Ersatzimperfektion von w_0 = L/724 $N_{Th.II.Ord.}$ bezogen auf die Versuchsergebnisse aus [Kuhlmann und Detzel 2004], [Usami und Fukumoto 1982] und [Usami und Fukumoto 1984] N_{Test} und den Bemessungsvorschlag für N_{ges} nach Gleichung (5.9) aus Kapitel 5 dargestellt.

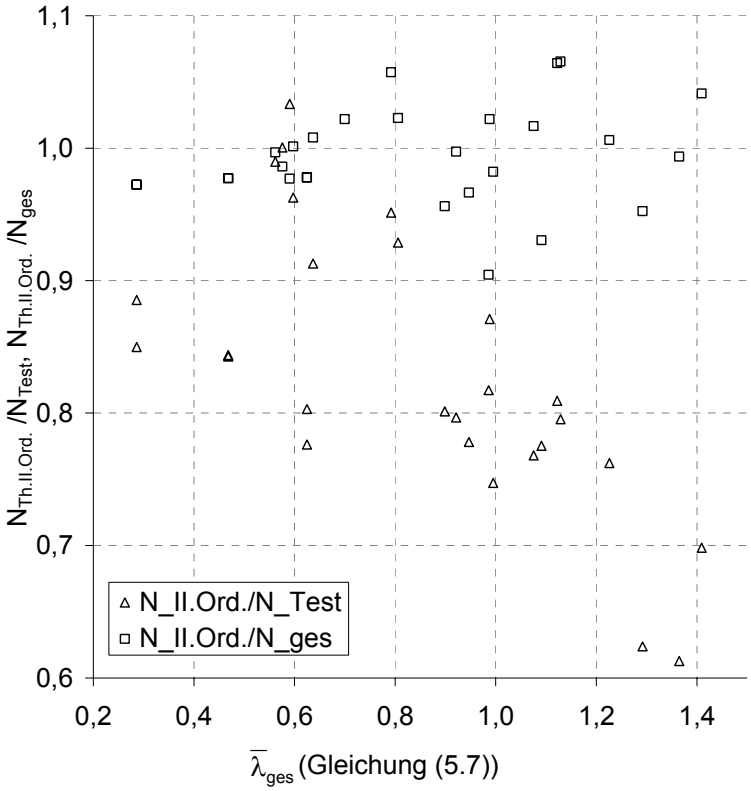

Bild 6.9: Vergleich der Traglasten nach Theorie II. Ordnung für w_0 = L/724 mit den Versuchsergebnissen [Kuhlmann und Detzel 2004], [Usami und Fukumoto 1982] und [Usami und Fukumoto 1984] und dem Bemessungsvorschlag aus Kapitel 5

Nur ein Ergebnis der Berechnung nach Theorie II. Ordnung ist bezogen auf die Versuchsergebnisse mit 1,03 auf der unsicheren Seite. Im Vergleich mit dem Bemessungsvorschlag nach Kapitel 5 streuen die Ergebnisse zwischen 0,90 und 1,07. Dies deutet auf eine gute Abbildung der Traglast bei Wahl der Imperfektion von w_0 = 1/724 hin. Die Auswertung in Tabelle 6.5 sowie Bild 6.10 bestätigt dies.

Tabelle 6.5: Korrelation für die Berechnung der Versuchsstützen nach Th. II. Ordnung

Mittelwert $N_{Th.\ II.\ Ord.}/N_{ges}$	0,994
Regressionskoeffizient (Steigung)	b_{ges} = 0,990
Korrelation	r_{ges} = 0,996

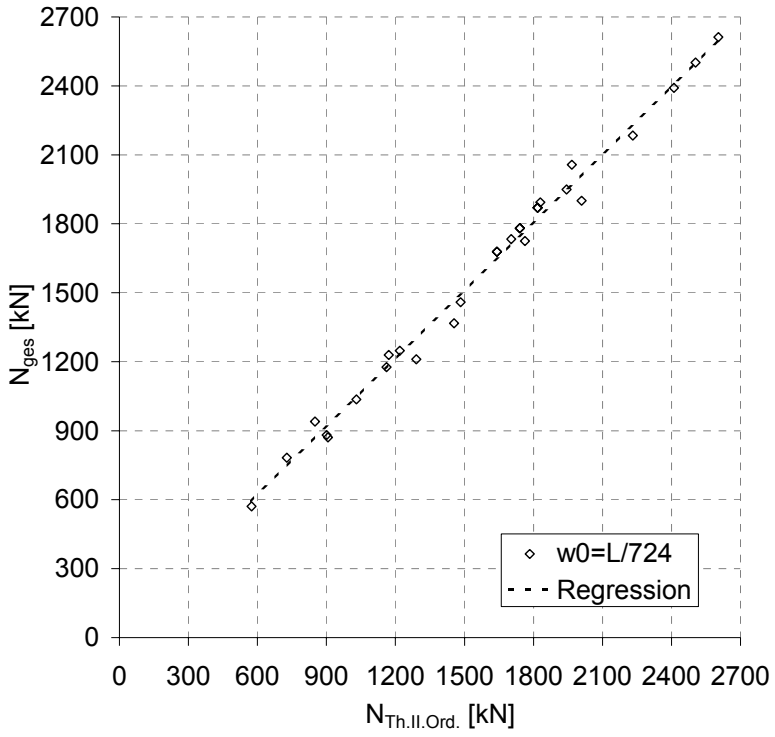

Bild 6.10: Vergleich der Traglasten nach Theorie II. Ordnung für w_0 = L/724 mit dem Bemessungsvorschlag aus Kapitel 5

Zusammenfassend wird festgestellt:

Die Berechnung der Traglast eines dünnwandigen Druckstabes nach elastischer Theorie II. Ordnung unter Verwendung der wirksamen Querschnittsgrößen, sowie einer Ersatzimperfektion für die globale Vorkrümmung von w_0 = L/724 führt zu sicheren Berechnungsergebnissen.

Die Wahl der Imperfektion w_0 ist abhängig von der Größe der Ausgangsgeometrie und kann nicht unabhängig von A_{eff} und I_{eff} betrachtet werden. Weiterführende Untersuchungen zum lastabhängigen Ansatz von Querschnittsgrößen und zugehörigen Ersatzimperfektionen werden empfohlen, um die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit des Berechnungsverfahrens zu optimieren.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Frage der Interaktion von lokalem und globalem Stabilitätsversagen.

Gegenstand der Untersuchungen waren aus dünnen Blechen geschweißte Kastenquerschnitte, wie sie zum Beispiel in Fachwerken oder Bögen von Stahlbrücken zum Einsatz kommen.

Über eine ausführliche numerische Parameterstudie und gestützt auf eine Versuchsreihe [Kuhlmann und Detzel 2004], die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurde, konnte gezeigt werden, dass der bestehende Nachweis nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] zu unwirtschaftlichen Grenzlasten führt.

Die Kombination der reduzierten Querschnittstragfähigkeit infolge Beulgefährdung mit dem Knicknachweis auf Basis der europäischen Knickspannungslinien führt zu einer doppelten Berücksichtigung des Einflusses der strukturellen und lokalen geometrischen Imperfektionen.

Zunächst wurden die Einflüsse der lokalen Imperfektionen und Schweißeigenspannungen auf das Gesamtstabilitätsproblem analysiert. Die Ergebnisse führten zur Festlegung einer geometrischen Ersatzimperfektion für das numerische Rechenmodell. Anhand der numerischen Traglasten wurde sodann das Tragverhalten für unterschiedliche Schlankheitskombinationen auf lokaler und globaler Ebene untersucht. Die Ergebnisse der Parameterstudie führten schließlich zur Herleitung eines verbesserten Modifikationsbeiwertes β_{ges}, mit dessen Hilfe die Stabschlankheit des Gesamtstabilitätsproblems ermittelt werden kann. Es wurde für eine Reihe von Rechteckprofilen mit großem Seitenverhältnis nachgewiesen, dass der Bemessungsansatz auch für untypische Abmessungen zu zutreffenden und sicheren Traglasten führt.

Über die numerische Berechnung der elastischen kritischen Beul-Knicklast für das Gesamtstabilitätsproblem wurde auf Basis der europäischen Knickspannungslinie b das „Direct strength“ Verfahren durchgeführt. Der Vergleich mit diesem Nachweisverfahren sowie dem Q-Faktorverfahren sowie dem Nachweisverfahren nach [Brune 2000] und dem Nachweis nach [DIN EN 1993-1-1] und [DIN EN 1993-1-5] beweist die Güte des in dieser Arbeit entwickelten Bemessungsverfahrens.

Auf Grund der Ergebnisse der Untersuchungen konnte außerdem eine Empfehlung zum Wechsel der europäischen Knickspannungslinie von b zu a ausgesprochen werden. Diese Empfehlung bezieht sich auf den in den Untersuchungen betrachteten Parameterbereich, der eine Vielzahl von Schlankheitskombinationen beinhaltet.

Um die Berechnung von dünnwandigen Profilen mit einfachen Stabwerksprogrammen zu ermöglichen, wurden Untersuchungen für die Ermittlung äquivalenter Querschnittskenngrößen durchgeführt. Um die aufwändige Modellierung mit Schalenmodellen zu vermeiden, muss für dünnwandige Stäbe eine Ersatzquerschnittsfläche sowie ein Ersatzträgheitsmoment zur Verfügung stehen, die die lastabhängige Steifigkeitsverminderung ersetzen. Des Weiteren wurden Untersuchungen durchgeführt, die eine äquivalente Vorkrümmung für die Berechnung nach Theorie II. Ordnung zum Ziel hatten. Über eine Vergleichsberechnung mit Hilfe der FE-Methode sowie Vergleichen von Versuchsergebnisse und einer elastischen Be-

rechnung nach Theorie II. Ordnung konnten Empfehlungen für die Wahl der Ersatzimperfektion und der wirksamen lastunabhängigen Querschnittsgrößen ausgesprochen werden, die zu konservativen Bemessungslasten für die Stäbe führen.

Alle vorgeschlagenen Verbesserungen führen dazu, dass dünnwandige Kastenquerschnitte auf einfache und sichere Weise berechnet und bemessen werden können und tragen somit zu einer wirtschaftlicheren Konstruktion bei.

7.2 Ausblick

Die beschriebenen Untersuchungen beziehen sich ausdrücklich auf den Fall der rechteckigen Kastenstützen mit reiner Normalkraftbeanspruchung. Durch die Anwendung im Brückenbau als Stahlbogen oder stählernes Fachwerk kommt es jedoch zwangsläufig zu einer kombinierten Biege-Normalkraftbeanspruchung. Auf Grund der Erkenntnisse aus den Untersuchungen zur Normalkraftbeanspruchung müssen in einem nächsten Schritt die vorhandenen Bemessungsverfahren für die Interaktion bei beulgefährdeten Profilen überprüft werden.

In [DIN EN 1993-1-1] werden zwei alternative Verfahren für den Stabilitätsnachweis bei Normalkraft und Biegung zur Verfügung gestellt. Für beide Verfahren ist formal angegeben, wie die Nachweise bei dünnwandigen Profilen zu modifizieren sind. Wie die Untersuchungen zum Knicknachweis zeigen ist eine Modifizierung in Abhängigkeit der Schlankheitskombinationen für den Normalkraftanteil erforderlich. Inwieweit sich die Modifikation auch auf den Momentenanteil erstrecken sollte, ist noch zu untersuchen.

Ebenso ist eine Überprüfung der Vorschläge zur Einführung von äquivalenten Ersatzquerschnitten im Fall der Interaktion von Normalkraft und Biegung erforderlich.

8 Literatur

[ANSYS 7.1] ANSYS Release 7.1: Dokumentation CADFEM GmbH, 2003.

[BMV 1997] BMV: Straßenbrücken in Verbundbauweise – Dokumentation 1997. Bundesministerium für Verkehr, Bonn 1998.

[BMVBW 2000] BMVBW: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen. Bundesministerium für Verkehr Bau und Wohnungswesen, Verkehrsblatt Verlag, Bonn 2000.

[BMVBW 2001] BMVBW: Brücken und Tunnel der Bundesstraßen. Bundesministerium für Verkehr Bau und Wohnungswesen, Verkehrsblatt Verlag, Bonn 2001.

[Brune 1998] BRUNE, B.: Die dreiseitig gelagerte Platte in der Methode der wirksamen Breiten. Stahlbau 67, Heft 11, S.851 – 863, 1998.

[Brune 2000] BRUNE, B.: Biegeknicken von druck- und biegebeanspruchten Stahlbauteilen mit beulschlanken Blechen – Ein Gesamtstabilitätsproblem. Konstr. Ingenieurbau, Univ. Dortmund, Bericht aus dem Fachgebiet Stahlbau, Mitteilung Nr. 23, 2000.

[Brune 2001] BRUNE, B.: Zum Nachweis des Biegeknickens von druck- und einaxial biegebeanspruchten Stäben mit dünnwandigen Stahlquerschnitten. Stahlbau 70, Heft 5, S. 341 – 351, 2001.

[Buttenschön 1972] BUTTENSCHÖN, K.: Beulen von dünnwandigen Kastenträgern aufgrund von Schweißeigenspannungen. Schweißen und Schneiden, Jahrgang 24, Heft 6, S. 217 – 221, 1972.

[Cheung 1976] CHEUNG, Y. K.: Finite Strip Method in Structural Steel Analysis. Pergamon Press, Oxford 1976.

[Chiew u.a. 1987] CHIEW, S.-L.; LEE, S.-L.; SHANMUGAM, N. E.: Experimental Study of Thin-Walled Steel Box Columns. Journal of Structural Engineering, Vol.113 No. 10, S. 2208 – 2220, 1987.

[Clarin 2004] CLARIN, M.: High Strength Steel – Local Buckling and Residual Stresses. Licentiate Thesis 2004-11-07, Department of Civil and Environmental Engineering / Steel Structures, Lulea University of Technology 2004.

[COMBRI] COMBRI – Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, RFS – CR 03018, 10-2003 – 09-2006.

[DASt-Ri 016] DASt-Richtlinie 016: Bemessung und konstruktive Gestaltung von Tragwerken aus dünnwandigen kaltgeformten Baulteilen. Stahlbau-Verlagsgesellschaft 1988.

[Degée 1999] DEGÉE, H.: On the Analysis of Steel Structures made of Thin-Walled Members. Proceedings of the Conference Eurosteel, S. 99 – 104, 1999.

[Degée u. a. 2005a] DEGEE, H.; KUHLMANN, U.; DETZEL, A.: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures – Chapter 2.7: Work Package 3.3 in: Mid-Term report ComBRi/ALL-42 internal report, March 2005.

[Degée u. a. 2005b] DEGEE, H.; KUHLMANN, U.; DETZEL, A.: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures – Chapter 2.7: Work Package 3.3 in: Six-monthly report ComBri/ALL-61 internal report, September 2005.

[DIN 18800-1] DIN 18800 T. 1: Stahlbauten. Bemessung und Konstruktion, 11/1990.

[DIN 18800-2] DIN 18800 T. 2: Stahlbauten. Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 11/1990.

[DIN 18800-3] DIN 18800 T. 3: Stahlbauten. Stabilitätsfälle, Plattenbeulen, 11/1990.

[DIN EN 1993-1-1] DIN EN 1993-1-1: Stahlbau. Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2005.

[DIN EN 1993-1-3] DIN EN 1993-1-3: Stahlbau. Kaltgeformte Profile, 200x

[DIN EN 1993-1-5] DIN EN 1993-1-5: Stahlbau. Plattenbeulen, 200x.

[DIN EN 1993-1-12] DIN EN 1993-1-12: Stahlbau. Zusätzliche Regeln zur Erweiterung von EN 1993 auf Stahlgüten bis S 700, 200x.

[Dubina 2001] DUBINA, D.: The ECBL approach for interactive buckling of thin-walled steel members. Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 1, S. 75 – 96, 2001.

[Dubina und Georgescu 1994] DUBINA, D.; GEORGESCU, M.: Interactive Buckling Curves for Thin-Walled Sections. Thin-Walled Structures 20, S. 189 – 201, 1994.

[ECCS 1976] ECCS European Convention for Constructural Steelwork COMMITTEE 8: Manual on Stability of Steel Structures, June 1976.

[ECCS 1977] ECCS European Convention of Constructural Steelwork: Stability of Steel Structures Final Report. Second International Colloquium, Liège 13th – 15th April 1977.

[EN 1090-2] prEN 1090-2: Fabrication of Steel Structures. Entwurf 04/2005

[FINELG V9.0] FINELG User's manual, V9.0. University of Liège (Department M&S) – Bureau d'Etudes Greisch, 2004.

[Fischer u.a. 1995] FISCHER, M.; PRIEBE, J.; ZHU, J.: Zum gegenwärtigem Stand des Einsatzes der Methode der wirksamen Breiten. Stahlbau 64, Heft 11, S. 326 – 335, 1995.

[Fröhlich 1984] FRÖHLICH, K.-C.: Grenztragfähigkeit von dünnwandigen Hohlprofilen. Stahlbau 10, S. 311 – 316, 1984.

[Fülöp und Iványi 2002] FÜLÖP, A.; IVÁNYI, M.: Computer Simulation of the Buckling Curves for Steel Structures using Monte-Carlo Method. Stability and Ductility of Steel Structures, M. Iványi (Hrsg.), S. 119 – 126, 2002.

[Gioncu 1994] GIONCU, V.: General Report General Theory of Coupled Instabilities. Thin-Walled Structures 19, S.81 – 127, 1994.

[Greiner 2002] GREINER, R.: Recent Developments of the New Rules for Member Stability in Eurocode 3. Stability and Ductility of Steel Structures, M. Iványi (Hrsg.), S. 23 – 30, 2002.

[Hancock 1981] HANCOCK, G. J.: Nonlinear Analysis of Thin Sections in Compression. Journal of the Structural Division, Vol. 107 No. ST3, S. 455 – 471, 1981.

[Herzog 1976] HERZOG, M.: Die Traglast dünnwandiger Kastenstützen mit Imperfektionen und Eigenspannungen unter zentrischem Druck nach Versuchen. VDI-Z 118, Nr. 2, S. 80 – 85, 1976.

[Hess 1998] HESS, S.: Vergleichsberechnung der Rüntherbrücke nach europäischen Normen. Diplomarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart 1998.

[Kala 2005] KALA, Z.: Sensitivity analysis of the stability problems of thin-walled structures. Journal of Constructional Steel Research , Vol. 61, S. 415 – 422, 2005.

[Kala u.a. 2000] KALA, J.; KALA, Z.; TEPLÝ, B.; ŠKALOUD, M.: Probabilistic Aspects in the interactive Global and Local Buckling of Thin-Walled Columns. Proceedings of the 3rd international Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures CIMS, D. Camotim u.a. (Hrsg.), S. 121 – 128, 2000.

[Klöppel u.a. 1966] KLÖPPEL, K.; SCHMIED, R.; SCHUBERT, J.: Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Kastenträger unter Verwendung der nichtlinearen Beultheorie. Teil I. Der Stahlbau, Heft 11, S. 321 – 336, 1966.

[Klöppel u.a. 1969] KLÖPPEL, K.; SCHMIED, R.; SCHUBERT, J.: Die Traglast mittig und außermittig gedrückter dünnwandiger Stützen mit kastenförmigen Querschnitt im überkritischen Bereich unter Verwendung der nichtlinearen Beultheorie. Teil II. Der Stahlbau Heft 1, S. 9 – 19 und Heft 3, S. 73 – 83, 1969.

[Kubica und Ignatowicz 2004] KUBICA, E.; IGNATOWICZ, R.: Untersuchungen zur Längssteifigkeit von Stahlstützen mit kastenförmigem Querschnitt. Stahlbau 73, Heft 3, S. 184 – 192, 2004.

[Kuhlmann und Detzel 2004] KUHLMANN, U.; DETZEL, A.: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures WP 3.3 Test report. ComBri/USTUTT-44, Internal Report, December 2004.

[Kuhlmann und Detzel 2005] KUHLMANN, U.; DETZEL, A.: Coupled Instabilities of Thin-Walled Box Sections. Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures EUROSTEEL 2005, B. Hoffmeister u.a. (Hrsg.), Maastricht 2005.

[Liew u.a. 1989] LIEW, J. Y.; SHANMUGAM, N. E.; LEE, S. L.: Behavior of Thin-Walled Steel Box Columns under Biaxial Loading. Journal of Structural Engineering, Vol. 115 No.12, S. 3076 – 3094, 1989.

[Lindner 1993] Stahlbauten: Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4. J. Lindner (Hrsg.), Beuth, Berlin 1993.

[Johansson u.a. 2001] JOHANSSON, B.; MAQUOI, R.; SEDLACEK, G.: New Design Rules for Plated Structures in Eurocode 3. Journal of Constructional Steel Research , Vol. 57, S. 279 – 311, 2001.

[Petersen 1982] PETERSEN, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Vieweg Verlag Braunschweig, Wiesbaden, 1982, Nachdr. 1992.

[Petersen 1994] PETERSEN, C.: Stahlbau. Vieweg Verlag Braunschweig, Wiesbaden, 1994.

[Pircher u.a. 2002] PIRCHER, M.; O'SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q.: The influence of the fabrication process on the buckling of thin-walled steel box sections. Thin-Walled Structures 40, S. 109 – 123, 2002.

[Priebe 1995] PRIEBE, J.: Die Methode der wirksamen Breiten bei der Berechnung von Querschnitts- und Stabtragfähigkeiten. Stahlbau 64, Heft 11, S. 336 – 344, 1995.

[Rangelov 1992] RANGELOV, N.: A Theoretical Approach to the Limiting of Initial Imperfections in Steel Plates. Stahlbau 61, Heft 5, S. 151 – 156, 1992.

[Rasmussen 2000] RASMUSSEN, K. J. R.: Experimental Techniques in the Testing of Thin-Walled Structural Members. Proceedings of the 3rd International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures CIMS, D. Camotim u.a. (Hrsg.), S. 225 – 239, 2000.

[Rasmussen und Hancock 1992] RASMUSSEN, K. J. R.; HANCOCK, G. J.: Plate Slenderness Limits for High Strength Steel Sections. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 23, S. 73 - 96, 1992.

[Rubin 1986] RUBIN, H.: Vergleich verschiedener Näherungsmodelle für das kombinierte Beul-Knick-Problem eines Stabes unter Druck und Biegung. Stahlbau 3, S. 79 – 86, 1986.

[Ruff und Schulz 1999] RUFF, D.C.; SCHULZ, U.: Der Einfluß von Imperfektionen auf das Tragverhalten von Platten. Stahlbau 68, Heft 10, S. 829 – 834, 1999.

[Rusch 2000] RUSCH, A.: Tragfähigkeit von beulgefährdeten, normalspannungsbeanspruchten I-Profilen. Techn. Universität Berlin, Dissertation 2000; Berichte aus dem Bauwesen, Shakerverlag Aachen, 2000.

[Rusch und Lindner 2001] RUSCH, A.; LINDNER, J.: Remarks to the Direct Strength Method. Thin-Walled Structures 39, S. 807 – 820, 2001.

[Schafer 2002] SCHAFER, B.W.: Local, Distortial, and Euler Buckling of Thin-Walled Columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 126 No.3, S. 289 – 299, 2002.

[Schafer und Peköz 1998] SCHAFER, B. W.; PEKÖZ, T.: Direct Strength Prediction of Cold-formed Steel Members Using Numerical Elastic Buckling Solutions. Thin-Walled Structures Research and Development, N.E. Shanmugan u.a. (Hrsg.), S. 137 – 144, 1998.

[Shanmugam u.a. 1987] SHANMUGAM, N. E.; CHIEW, S.-L.; LEE, S.-L.: Strength Of Thin-Walled Square Steel Box Columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 113 No. 4, S. 818 – 831, 1987.

[Shanmugam u.a. 1989] SHANMUGAM, N. E.; RICHARD LIEW, J. Y.; LEE, L.: Welded Box-Columns under Biaxial Loading. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 12, S. 119 – 139, 1989.

[Trahair und Hancock 2004] TRAHAIR, N. S.; HANCOCK, G. J.: Steel Member Strength by Inelastic Lateral Buckling. Journal of Structural Engineering, S. 64 – 69, 2004.

[Ungermann und Brune 2003] UNGERMANN, D.; BRUNE, B.: Beultragfähigkeit von Stahlquerschnitten unter Druck- und Biegebeanspruchung Vergleich der Bemessungsverfahren nach EN 1993-1-1 bzw. EN 1993-1-3 und Vorschlag einer einheitlichen Regelung. Stahlbau 72, Heft 11, S. 788 – 796, 2003.

[Usami 1997] USAMI, T.: Coupled Instability. Structural Stability Design Steel and Composite Structures, Fukumoto, Y. (Hrsg.) Pergamon, S. 315 – 335, 1997.

[Usami und Fukumoto 1982] USAMI, T.; FUKUMOTO, Y.: Local And Overall Buckling Of Welded Box Columns. Journal of the Structural Division, Vol. 108 No. ST3, S. 525 – 542, 1982.

[Usami und Fukumoto 1984] USAMI, T.; FUKUMOTO, Y.: Welded Box Compression Members. Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No.10, S. 2457 – 2471, 1984.

[Usami und Fukumoto 1989] USAMI, T.; FUKUMOTO, Y.: Deformation Analysis of Locally Buckled Steel Compression Members. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 13 No. 2+3, S. 111 – 135, 1989.

Lebenslauf

Name:	Annette Detzel
Geburtsdatum:	21.09.1969 in Esslingen/Neckar
1976-1981	Grundschule Lärchenäcker Esslingen/Neckar
1981-1989	Gymnasium Plochingen
1989-1990	Au-Pair in Utrecht/NL
10/1991-09/1997	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart Vertiefungsrichtung konstruktiver Ingenieurbau
10/1995-09/1996	Auslandsstudium an der Technischen Universität Delft/NL
10/1997	Diplomarbeit „Punkthalter im Glasbau“
11/1997-12/2000	Tragwerksplanerin im Büro ABT-adviesbureau voor bouwtechniek in Arnhem/NL und Delft/NL
01/2001-12/2005	Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
Seit 02/2006	Tragwerksplanerin im Büro WGG Schnetzer Puskas in Basel/CH