



Dr.-Ing. Mohamed Chanou

Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten

Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten

Dissertation

zur

Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen

Bergische Universität Wuppertal

Mohamed Chanou

aus Wuppertal

2018

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20180817-130813-4

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20180817-130813-4>]

Veröffentlicht als Heft 23 in der Schriftenreihe des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Herausgeber

Der Geschäftsführende Direktor
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

Fachgebiet

Stahlbau und Verbundkonstruktionen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille i. R.
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Organisation und Verwaltung

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 11
42285 Wuppertal
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Mohamed Chanou**

ISBN 978-3-940795-22-9

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal und kam meinem Wunsch nach einer Abhandlung mit experimentellem Bezug sehr entgegen. Die experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen eines ZIM-Projektes an der Bergischen Universität in Zusammenarbeit mit der Fa. Spannverbund durchgeführt, die mit vielen Anregungen und insbesondere mit den gelieferten Versuchskörpern einen wesentlichen Beitrag zum Forschungsvorhaben geleistet hat.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille für seine hervorragende wissenschaftliche Unterstützung und sein persönliches Engagement bei der Betreuung und Erstellung der Dissertation. Mit seinen konstruktiven Anmerkungen und stetigen Anregungen sowie nicht zuletzt seiner permanenten Diskussionsbereitschaft hat er entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Weiterhin bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Schäfer und Herrn Prof. Dr.-Ing. Naujoks für die kurzfristige Übernahme des Koreferates. Ein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Anders für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Herrn Dipl.-Ing. S. Böhling von der Fa. Spannverbund sowie Herrn Dr.-Ing. M. Bergmann gebührt ebenfalls ein großes Dankeschön für den fachlichen Austausch, die vielen Anregungen und die stetige Hilfsbereitschaft.

Abschließend bedanke ich mich herzlich beim gesamten Lehr- und Forschungsgebiet, bei meiner Familie und meinen Freunden, die erst durch ihre Geduld, liebevolle Unterstützung und vor allem durch ihre Rücksichtnahme das Gelingen der Promotion ermöglichten und mir stets gewissenhaft zur Seite standen.

Wuppertal, im Juli 2018

Mohamed Chanou

Tag der Einreichung: 08. Januar 2018

Tag der mündlichen Prüfung: 20. Juni 2018

Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille
Prof. Dr.-Ing. M. Schäfer
Prof. Dr.-Ing. B. Naujoks

Vorsitz der Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. S. Anders

Kurzdarstellung

Stützen in Verbundbauweise zeichnen sich gegenüber herkömmlichen Stahlbetonstützen durch höhere Tragfähigkeiten aus. Ihre Bemessung ist in DIN EN 1994-1-1 geregelt, wobei zwischen dem vereinfachten und dem allgemeinen Nachweisverfahren unterschieden wird. Während sich das vereinfachte Verfahren für die Handrechnung eignet, setzt das allgemeine Verfahren die Anwendung von komplexen Berechnungsprogrammen voraus.

Einen gebräuchlichen Verbundstützentyp stellt die Hohlprofil-Verbundstütze dar. Durch den Einsatz von mehreren Stahlkernen als Einstellprofile, die sich im Hinblick auf Anzahl und Anordnung innerhalb des Querschnitts variabel gestalten lassen, wird das Stützentragsverhalten wesentlich verbessert. Der mehrkernige Stützentyp wird jedoch nicht vom Anwendungsbereich des vereinfachten Nachweisverfahrens abgedeckt, sodass die gesicherte Bemessung einen hohen numerischen Berechnungsaufwand erfordert. Vor diesem Hintergrund wird in Anlehnung an das vereinfachte Verfahren nach DIN EN 1994-1-1 ein Konzept für ein Näherungsverfahren unter Angabe des Anwendungsbereichs erarbeitet, das eine baupraktische Bemessung des betrachteten Stützentyps bei planmäßig zentrischem Druck sowie kombinierter Beanspruchung aus Druck und Biegung ermöglicht.

Die Entwicklung des Bemessungskonzeptes basiert auf umfangreichen theoretischen Untersuchungen zur Beurteilung der Grenztragfähigkeit von kreisrunden Hohlprofil-Verbundquerschnitten mit Rundvollprofilen als Einstellprofile. In diesem Zusammenhang zeigt sich, dass die pauschale Abminderung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit zur Erfassung der Dehnungsbeschränkung mit dem im Regelwerk vorgegebenen Beiwert α_M auf der unsicheren Seite liegen würde. Anhand von numerischen Traglastberechnungen erfolgt ferner die Einstufung der Verbundquerschnitte in die europäischen Knickspannungslinien nach DIN EN 1993-1-1 unter Berücksichtigung der Stützenvorkrümmung und der Effekte aus Eigenspannungen. Hierauf aufbauend wird eine für diesen Stützentyp gültige geometrische Ersatzimperfektion hergeleitet. Zur Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung wird der normativ geregelte Berechnungsansatz einer effektiven Biegesteifigkeit unter Zuhilfenahme eines über Vergleichsrechnungen abgeleiteten Korrekturbeiwertes modifiziert.

Die Anwendung des vereinfachten Bemessungsverfahrens setzt einen starren Verbund zwischen den Einzelquerschnitten voraus, sodass von der Hypothese vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen werden kann. Zur Berücksichtigung einer nachgiebigen Verbundfuge bei der Stützenbemessung enthalten die Regelwerke gegenwärtig keine spezifischen Angaben. Mithilfe weiterer numerischer Untersuchungen wird abschließend der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht.

Abstract

In comparison to common reinforced concrete columns, composite columns are characterized by higher ultimate loads. The design of these columns is given in DIN EN 1994-1-1 differentiating between the simplified and the general design methods. The simplified design method can be used for hand calculations, whereas the general design method requires the application of the finite element method.

The composite column with steel hollow section represents a common type of composite column. By additional use of steel cores with variable number and position within the cross-section, the structural behaviour can be considerably improved. However, the multi-core type of columns is not in the scope of the simplified design method. Therefore, the design requires an enormous numerical computational effort. It is the objective of this paper to develop a simplified design method for this type of cross-section according to DIN EN 1994-1-1.

The development of the design concept is based on comprehensive theoretical investigations in order to estimate the load bearing capacity of circular hollow composite section with circular steel cores as inner sections. In this context, the results clearly show that the reduction of the full plastic resistance to determine the limitation of strains with the coefficient α_M , specified by the standards, is on the unsafe side. Furthermore, the composite section is classified into the European buckling curves in accordance with DIN EN 1993-1-1 taking into account geometrical and structural imperfections. Based on these results, a geometrical equivalent imperfection is determined for this type of composite columns. With regard to the calculation of internal forces based on the second order theory, the normative approach of an effective flexural stiffness is modified by a correction factor, derived from comparative calculations.

The Bernoulli hypothesis is a basic assumption for the use of the simplified design method. Currently, the standards do not take into account the flexibility of the shear connection in the load introduction length. Hence, additional numerical studies are performed to investigate the load bearing capacity and the deformation of the column as a function of the stiffness of the shear connection.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Problemstellung und Motivation	1
1.2	Zielsetzung	4
1.3	Gliederung	5
2	Stand der Technik und Forschung	7
2.1	Europäische Bemessungsverfahren für Verbundstützen im Kaltzustand.....	7
2.1.1	Allgemeines Bemessungsverfahren.....	7
2.1.2	Vereinfachtes Nachweisverfahren.....	10
2.1.2.1	Allgemeine Erläuterungen.....	10
2.1.2.2	Vollplastische Querschnittstragfähigkeit von Verbundstützen	11
2.1.2.3	Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck.....	12
2.1.2.4	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und Biegung	14
2.1.2.5	Zusammenfassende Beurteilung des vereinfachten Nachweisverfahrens	16
2.2	Umschnürungswirkung bei ausbetonierten Hohlprofilen	19
2.3	Verbundwirkung bei ausbetonierten Hohlprofilen.....	22
2.4	Tragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundstützen mit Vollkernprofil.....	25
3	Experimentelle Untersuchungen – Großformatige Stützenversuche	29
3.1	Allgemeines	29
3.2	Versuchsprogramm	29
3.3	Untersuchung der Lasteinleitungsstruktur.....	30
3.3.1	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	30
3.3.2	Versuchsergebnisse.....	31
3.4	Versuche an Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitt	33
3.4.1	Versuchsaufbau und Prüfkörper.....	33
3.4.2	Untersuchungen an Verbundmitteln zur lokalen Lasteinleitung	36
3.4.2.1	Knotenblech mit Dübelwirkung – Aufbau, Durchführung und Ergebnisse	36
3.4.2.2	Schubrippe – Aufbau, Durchführung und Ergebnisse.....	38
3.4.2.3	Steifigkeitskennwerte der Verbundmittel in den Versuchsstützen	41
3.4.3	Werkstoffkenngrößen	43
3.4.3.1	Materialkennwerte des Betonkerns.....	43

3.4.3.2	Materialkennwerte des Baustahls	44
3.4.4	Versuchseinrichtung und Messtechnik.....	46
3.4.5	Durchführung der Stützenversuche.....	48
3.4.6	Auswertung und Vergleich maßgeblicher Versuchsergebnisse	49
3.4.6.1	Allgemeines	49
3.4.6.2	Tragfähigkeit und Verformung	49
3.4.6.3	Lastabhängige Dehnungen.....	53
3.4.6.4	Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts	54
3.4.6.5	Experimentell ermittelte Biegesteifigkeit in Stützenmitte	61
4	Numerische Modellierung von Hohlprofil-Verbundstützen mit der FE-Methode	65
4.1	Vorbemerkungen	65
4.2	Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell	66
4.2.1	Systemidealisation, Randbedingungen und Diskretisierung	66
4.2.2	Nichtlineare Materialmodelle	68
4.2.2.1	Werkstoff Baustahl.....	68
4.2.2.2	Werkstoff Beton	68
4.2.3	Eigenspannungen	70
4.2.4	Krafteinleitungsbereich.....	71
4.2.5	Validierung des Rechenmodells.....	73
4.2.6	Nachrechnung von weiteren Versuchen	81
5	Rechnerische Untersuchungen zur Konstruktion und Bemessung	85
5.1	Konstruktionsansatz und Tragfähigkeit von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitten	85
5.2	Einstufung in die europäischen Knickspannungslinien nach Eurocode 3	95
5.3	Festlegung und Ansatz geometrischer Ersatzimperfectionen	102
5.4	Zur effektiven Biegesteifigkeit in Anlehnung an Eurocode 4	107
6	Konzept für ein baupraktisches Nachweisverfahren	115
6.1	Anwendungsbereich	115
6.2	Bauliche Durchbildung.....	116
6.3	Tragfähigkeitsnachweis mit dem Ersatzstabverfahren	116
6.4	Tragfähigkeitsnachweis mit dem vereinfachten Nachweisverfahren nach Theorie II. Ordnung	117
6.5	Lokaler Beulnachweis.....	119

7	Einfluss der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge auf das globale Tragverhalten	121
7.1	Allgemeines	121
7.2	Numerische Untersuchung – Randbedingungen und Annahmen	121
7.3	Auswertung der numerischen Untersuchungsserien	124
7.3.1	Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf die Stützentraglast	124
7.3.2	Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf die Stützenverformung	126
7.3.3	Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf das Dehnungsverhalten im Querschnitt	127
7.4	Zusammenfassende Bemerkung	129
8	Anwendungsbeispiel	130
8.1	System und Randbedingungen	130
8.2	Nachweis der lokalen Beulsicherheit	132
8.3	Überprüfung der baulichen Durchbildung	132
8.4	Nachweis bei planmäßig zentrischem Druck mit dem Ersatzstabverfahren	132
8.5	Nachweis einer Stütze bei Druck und Biegung	134
9	Schlussbemerkung	145
9.1	Zusammenfassung	145
9.2	Ausblick	147
	Literaturverzeichnis	149
	Anhänge	155

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzungen

EC 3-1-1	Eurocode 3-1-1, Deutsche Fassung als DIN EN 1993-1-1 veröffentlicht
EC 4-1-1	Eurocode 4-1-1, Deutsche Fassung als DIN EN 1994-1-1 veröffentlicht
EC 4-1-1/NA	Eurocode 4-1-1 – Nationaler Anhang
FEM	Methode der Finiten Elemente

Große lateinische Buchstaben

A_a	Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts im Verbundquerschnitt
A_c	Querschnittsfläche des Betonquerschnitts im Verbundquerschnitt
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahlquerschnitts im Verbundquerschnitt
C	Gesamtsteifigkeit der idealisierten Endverdübelung
C_0	Bezugswert für die Gesamtsteifigkeit der Endverdübelung
C_K	Steifigkeit des Verbundmittels (Knotenblech) zwischen Rohr und Beton
C_S	Steifigkeit des Verbundmittels (Schubring) zwischen Beton und Kern
$C_{K,i}$	Steifigkeit einer Feder zur Kopplung von Stahlmantel und Beton
$C_{S,i}$	Steifigkeit einer Feder zur Kopplung von Stahlkern und Beton
n_K	Anzahl der koinzidenten Knotenpaare zwischen Rohr und Beton
n_S	Anzahl der koinzidenten Knotenpaare zwischen Stahlkern und Beton
D_R	Außendurchmesser eines kreisrunden Hohlprofils
E_a	Elastizitätsmodul von Baustahl
$E_{c,eff}$	Effektiver Elastizitätsmodul von Beton
E_{cm}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) von Beton
E_s	Elastizitätsmodul von Betonstahl
E_d	Bemessungswert der Einwirkung
E_u	aus der nichtlinearen Berechnung ermittelte maximale Einwirkung
$(EI)_{eff}$	effektive Biegesteifigkeit für den bezogenen Schlankheitsgrad
EI_D	experimentell ermittelte Biegesteifigkeit in Stützenmitte
$(EI)_{eff,II}$	effektive Biegesteifigkeit nach Theorie II. Ordnung gemäß EC 4-1-1
$(EI)_{II,mod}$	modifizierte Ersatzbiegesteifigkeit nach Theorie II. Ordnung

F	Funktion des Beanspruchungszustandes aus den einwirkenden Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3
I_a	Trägheitsmoment 2. Grades des Baustahlquerschnitts
I_s	Trägheitsmoment 2. Grades des Betonstahlquerschnitts
K_e	Korrekturbeiwert zur Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit
$K_{e,II}$	Korrekturbeiwert zur Erfassung von Einflüssen aus Teilplastizierungen im Querschnitt
K_o	Beiwert zur Erfassung der Rissbildung und E-Modul-Streuung
L_s	Systemlänge
N	Normalkraftbelastung des Stützenkörpers
N_{cr}	ideale Verzweigungslast
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft
$N_{G,Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft infolge ständiger Einwirkung
$N_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Baustahls
$N_{pl,c,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Betons
$N_{pl,s,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Betonstahls
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des gesamten Verbundquerschnitts
$N_{pl,Rk}$	charakteristische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$N_{Rd,KSL}$	Traglast über die europäischen Knickspannungslinien nach EC 3-1-1
$N_{Rd,II,Ord}$	Traglast unter Berücksichtigung der Effekte aus Theorie II. Ordnung
$N_{u,FEM}$	numerisch ermittelte Traglast einer Stütze
$M(z)$	über die Stützenhöhe z veränderliches Biegemoment
M_{Ed}	Bemessungswert des auf den Verbundquerschnitt wirkenden Momentes
M_D	Stützenbiegemoment in Stützenmitte
$M_{db,N,Rd}$	Bemessungswert der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit
$M_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Baustahlquerschnitts
$M_{pl,N,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der Normalkrafteinwirkung
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts

$M_R(\varphi, N)$	Rückstellmoment im Lager in Abhängigkeit von Verdrehung und Last
$M_{y,Ed}$	Bemessungswert des Momentes um die y-Achse
$M_{z,Ed}$	Bemessungswert des Momentes um die z-Achse
P	Kraft aus der exzentrisch wirkenden Hydraulikpresse
$R_{pl,m}$	für den maßgebenden kritischen Schnitt vollplastisch ermittelter Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit unter Ansatz der rechnerischen Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten nach EC 4-1-1/NA
$R_{pl,d}$	für den maßgebenden kritischen Schnitt vollplastisch ermittelter Bemessungswert der Querschnittstragfähigkeit nach EC 4-1-1
S	Funktion der Versagensfläche im dreidimensionalen Hauptspannungsraum
$V_{a,Ed}$	Bemessungswert der auf den Baustahlquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft
$V_{c,Ed}$	Bemessungswert der auf den Betonquerschnitt einwirkenden anteiligen Querkraft
V_{Ed}	Bemessungswert der auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

b_L	Längsabstand der Wegaufnehmer zur Schwerachse des Stahlzylinders
d_g	Größtkorndurchmesser des Zuschlagstoffs im Beton
d_k	Durchmesser eines kreisrunden Vollkernes
$d_{k,0}$	Bezugsdurchmesser
e	Lastexzentrizität M/N
e_0	planmäßige Lastexzentrizität
$e_{0,stat}$	Ersatzexzentrizität für die Versuchsnachrechnung
e_L	Abstand der Hydraulikpresse zur Schwerachse des Stahlzylinders
f_c	einaxiale Betondruckfestigkeit
f_{cb}	biaxiale Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach einem Zeitraum von 28 Tagen ab Herstellung
$f_{ck,c}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons unter Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei ausbetonierten runden Hohlprofilen
f_t	einaxiale Zugfestigkeit von Beton

f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Baustahls
$f_y(r)$	Streckgrenze über den Querschnitt eines runden Stahlkerns
f_1	biaxiale Betondruckfestigkeit unter einem hydrostatischen Spannungszustand
f_2	einaxiale Betondruckfestigkeit unter einem hydrostatischen Spannungszustand
h_{SR}	Rippenstärke der Schubrippen bzw. der Schubringe
k	Korrekturfaktor für die geometrische Ersatzimperfektion
m_1	Beiwert zur Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse
m_2	Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit
n	Anzahl der Einstellkerne, die äquidistant um die Rohrrinnenwandung angeordnet werden
n_{SR}	Anzahl der Schubrippen bzw. Schubringe im Verdübelungsbereich
r	Abstand der Kernmittelpunkte zum Mittelpunkt des Verbundquerschnitts
r_K	Radius eines runden Stahlkernquerschnitts
t_R	Dicke der Rohrwandung
v_0	Vorkrümmung in Stützenmitte als geometrische Imperfektion
$w(z)$	Auslenkung des Stützenkörpers an der betrachteten Stelle
w_0	Stich der Vorkrümmung in Stützenmitte nach DIN EN 1994-1-1
w_i	Vertikalverschiebung an der i.-ten Messstelle
$x_{k,i}$	x-Koordinate des i.-ten Stahlkerns
$y_{k,i}$	y-Koordinate des i.-ten Stahlkerns
z_{pl}	plastische Nulllinienlage

Große griechische Buchstaben

Δc	lichter Abstand zwischen den Querschnittskomponenten aus Baustahl
Δc_{min}	Mindestmaß zwischen den Baustahlelementen
Δe	Korrekturmaß zur Berücksichtigung von Lagerreibungseffekten
$\Delta \varepsilon$	Dehnungssprung im Verbundquerschnitt
Δk	lichter Abstand zwischen den Stahlkernen
Φ	Beiwert zur Bestimmung von χ

Kleine griechische Buchstaben

α	Imperfektionsbeiwert
α_M	Beiwert zur Berücksichtigung der Dehnungsbeschränkung bei der Momententragfähigkeit
α_S	Schubrippen-Beiwert
$\alpha_1; \alpha_2$	Beiwert zur Bestimmung der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit unter Berücksichtigung der Umschnürungswirkung
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand
δ	Querschnittsparameter nach DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.3.3(1)
δ_s	Relativverschiebungen bzw. Schlupf in der Verbundfuge
ε	Stabkennzahl
ε_a	Dehnung des Baustahls
ε_c	Dehnung des Betons
$\varepsilon_{K_i-1}; \varepsilon_{K_i-3}$	Längsdehnung von DMS K_i-1 bzw. DMS K_i-3 am i.-ten Stahlkern
$\varepsilon_{R-1}; \varepsilon_{R-3}$	Längsdehnung von DMS R-1 bzw. DMS R-3 am Mantelrohr
ε_s	Dehnung des Betonstahls
η_a	Reduktionsbeiwert zur Abminderung der Tragfähigkeit des Stahlrohrs bei Ansatz der Umschnürungswirkung
η_c	Reduktionsbeiwert zur Erhöhung der Betontragfähigkeit bei Ansatz der Umschnürungswirkung
η_u	Laststeigerungsfaktor als Verhältnis aus möglicher Belastung E_u und vorhandener Belastung E_d
$\kappa(z)$	Stabkrümmung an der über die Stützhöhe betrachteten Stelle z
κ_D	Stabkrümmung in Achse D bzw. in Stützenmitte
κ_{K_i}	Krümmung des Querschnitts des i.-ten Stahlkerns
κ_R	Krümmung des Rohrprofilquerschnitts
$\bar{\lambda}$	bezogener Schlankheitsgrad
μ_d	Beiwert für die Bemessung bei Druck und einachsiger Biegung
μ_{dy}	Beiwert für die Bemessung bei Druck und Biegung um die y-Achse
μ_{dz}	Beiwert für die Bemessung bei Druck und Biegung um die z-Achse
ν	Querdehnzahl
σ_a	Spannung im Baustahl
$\sigma_{a,z}$	vertikale Druckspannungen auf das Mantelrohr eines Hohlprofils
$\sigma_{a,\varphi}$	Ringzugspannung in runden Hohlprofilen

σ_c	Betonspannung
$\sigma_{c,r}$	radiale rotationssymmetrische Betondruckspannung
$\sigma_{c,z}$	vertikale Betondruckspannung
σ_{ED}	Eigenspannung am Rand eines runden Stahlkernprofils
$\sigma_{ED,200}$	Randeigenspannung eines Kerns mit einem Durchmesser von 200 mm
$\sigma_E(r_i)$	Verteilung der Eigenspannung über den Querschnitt eines runden Stahlkerns
σ_h^a	hydrostatischer Spannungszustand
$\sigma_{k,r}$	radiale rotationssymmetrische Spannungen in einem Schubring
σ_s	Spannung im Betonstahl
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
φ_i	von der Bezugsachse ausgehender Winkel zum i.-ten Stahlkern
φ_t	Kriechzahl von Beton nach DIN EN 1992-1-1
φ	vom Schwerpunkt bezogener Winkel zwischen zwei benachbarten Kernen
χ	Abminderungsbeiwert

1 Einführung

1.1 Problemstellung und Motivation

Im Hoch- und Industriebau wurden in den vergangenen Jahrzehnten zunehmend Stützen in Verbundbauweise als druck- und biegebeanspruchte Bauteile eingesetzt. Durch diesen Stützentyp werden die Werkstoffe Stahl und Beton als Verbundpartner in ausgezeichneter Weise kombiniert. Verbundstützen zeichnen sich gegenüber herkömmlichen Stützen in Stahlbetonbauweise durch deutlich höhere Tragfähigkeit bei vergleichbaren Querschnittsabmessungen aus. In den europäischen Regelwerken (DIN EN 1994-1-1:2010-12) werden neben dem allgemeinen Bemessungsverfahren für beliebige Verbundstützentypen vereinfachte und baupraktische Nachweisverfahren zur Bemessung folgender Verbundstützenquerschnitte angegeben, die nach Querschnittsform und Anordnung einzelner Querschnittsteile unterschieden werden,:

- Verbundquerschnitte mit vollständig einbetonierten Stahlprofilquerschnitten
- Stützenquerschnitte mit teilweise einbetonierten Stahlprofilen (sog. Kammerbetonstützen)
- Vollständig ausbetonierte Hohlprofile mit Stahlquerschnitten als Einstellprofile
- Vollständig ausbetonierte Hohlprofile ohne Einstellprofil

Typische Querschnitte entsprechend DIN EN 1994-1-1 sind in Abb. 1.1 angegeben. Die Querschnitte, die nach dem vereinfachten Nachweisverfahren dimensioniert werden dürfen, müssen eine Doppelsymmetrie aufweisen. Dies ist eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens in DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.3. Ferner müssen bei Anwendung dieses Verfahrens bezogene Schlankheitsgrenzen eingehalten werden, der Traganteil des Stahlprofils an der Gesamttragfähigkeit ist auf ein normativ festgelegtes Höchstmaß zu begrenzen und die Grenzwerte für den Bewehrungsgrad sind zu beachten. Eine weitere wesentliche Voraussetzung des vereinfachten Nachweisverfahrens besteht darin, dass bei den vollständig und teilweise einbetonierten Stahlquerschnitten alle Baustahlquerschnittsteile schubfest miteinander verbunden sein müssen. Bei ausbetonierten Hohlprofilen mit eingestellten Stahlprofilen wird ebenfalls eine schubfeste Verbindung zwischen den Einstellprofilen gefordert.

Querschnitte ohne Doppelsymmetrie und Querschnitte mit Vollkernprofilen – trotz Vorliegen einer Doppelsymmetrie – sind mit dem in DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.2 beschriebenen „Allgemeinen Nachweisverfahren“ zu bemessen, wenn für den jeweiligen Stützentyp keine spezielle bauaufsichtliche Zulassung vorliegt. Dies gilt insbesondere für ausbetonierte Hohlprofil-Verbundstützen mit zusätzlichen Einstellprofilen aus Vollkernprofilen, welche vorwiegend in Geschossbauten sowie Hochhausprojekten zum Einsatz kommen. Eine bauaufsichtliche Zulassung wird hier erforderlich, weil bei großen Kernen hohe Eigenspannungen auftreten, die zu Traglastabminderungen führen und nicht durch die Regelungen des Eurocodes abgedeckt sind.

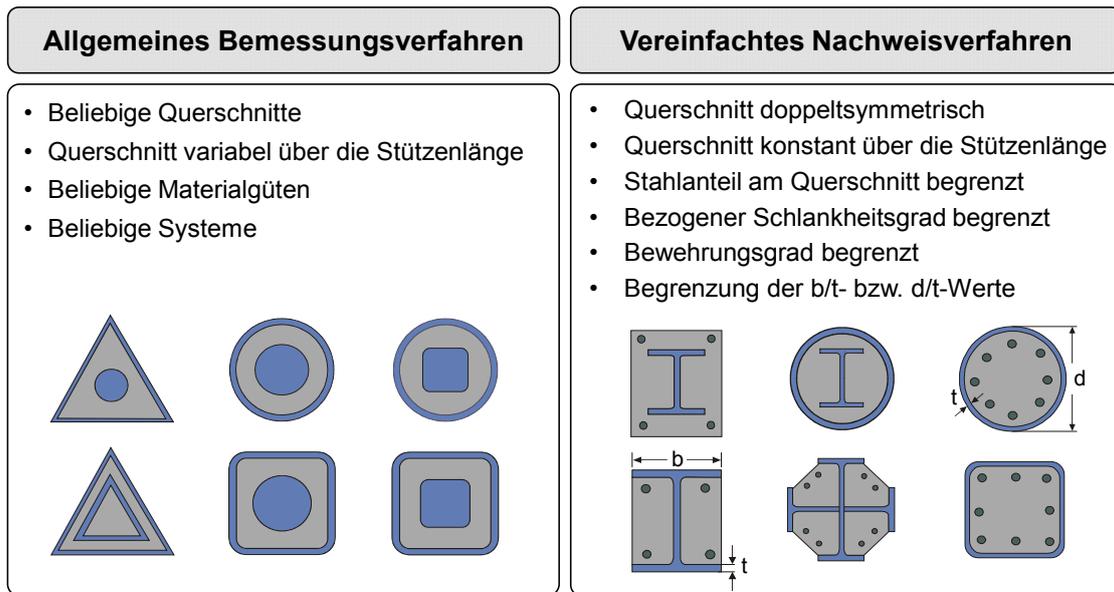


Abb. 1.1: Bemessungsverfahren und Verbundstützenquerschnitte nach DIN EN 1994-1-1

Dieser Stützentyp zieht trotz seiner hohen Tragfähigkeiten, die im Wesentlichen aus dem Einsatz von Stahlkernen mit sehr großen Abmessungen resultieren, einige nicht unerhebliche Erschwernisse für die praktische Anwendung nach sich. So werden aufgrund der schwierigen Beschaffung, der Begrenzung von handelsüblichen Kerndurchmessern sowie der Festigkeitsabnahme mit größer werdendem Durchmesser bei Rundprofilen die Stahlkerne häufig aus Stahllamellen zu einem quasi runden Stahlquerschnitt entsprechend Abb. 1.2 zusammengeschweißt.

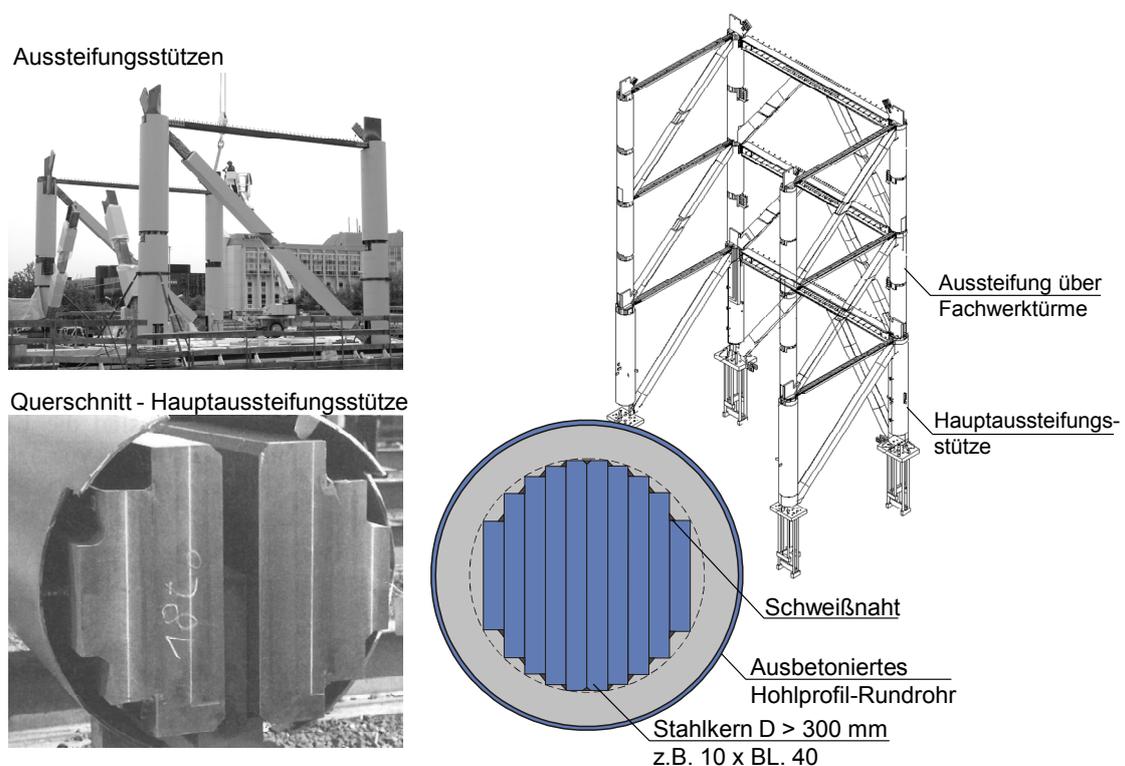


Abb. 1.2: Querschnitt einer ausbetonierten Hohlprofil-Stütze mit einem aus Flacherzeugnissen zusammengeschnittenen Stahlkern als Einstellprofil, Stützenquerschnitt der Hauptaussteifungsstützen der „Highlight Munich Business Towers“ nach SAUERBORN & KRETZ (2010)

Die Wirtschaftlichkeit derart hergestellter Verbundstützen ist wegen des hohen Fertigungsaufwandes und der komplexen Herstellung der Lasteinleitungsbereiche oftmals nicht gegeben. Ferner gestalten sich der Transport großer Stahlkernstützen an Baustellen aufgrund des hohen Eigengewichtes sowie die Montage vor Ort durch die beschränkte Kapazität der Hebezeuge schwierig. Typisch hierfür ist der Verbundquerschnitt der Hauptaussteifungsstütze in den Münchner Highlight Towers zu nennen, dessen Stahlkern aus Stahlblechpaketen mit Blechdicken von teilweise 160 mm hergestellt wurde. Allein schon das eingesetzte Kernprofil zeichnet sich im Bereich des Erdgeschosses durch ein Eigengewicht von 4,1 t/m aus. Gleichzeitig werden hohe Anforderungen an die Qualifikation des Personals für die Montage und Herstellung der Stützenkörper gestellt [vgl. SOBEK ET AL. (2004); SOBEK ET AL. (2006); SAUERBORN & KRETZ (2010)].

Im Bereich der Stoßebene zweier Stützen besteht die Gefahr einer Klaffung infolge möglicher Schiefstellung bzw. infolge von Fertigungstoleranzen (s. Abb. 1.3), die laut SAUERBORN & KRETZ (2010) für gewöhnlich durch die Verformungen von planmäßig zwischengelagerten Futterblechen, sog. Quetschplatten kompensiert werden. Die Quetschplatten zeichnen sich durch eine geringere Stahlgüte als die der Stahlkerne aus, wodurch die Nachgiebigkeit der Quetschplattenkonstruktion begünstigt wird. Wird jedoch ein massiver Stahlkern mit einem vergleichsweise großen Durchmesser verwendet, können durch die montage- und herstellungsbedingten Toleranzen derart große Klaffungen auftreten, dass diese nicht oder nur bedingt ausschließlich durch die Verformbarkeit des Quetschplattenmaterials ausgeglichen werden können. Aus dem Klaffungswinkel resultieren im Wesentlichen eine Inhomogenität bei der Lasteintragung sowie eine unplanmäßige Exzentrizität an den abzustützenden Bauteilen.

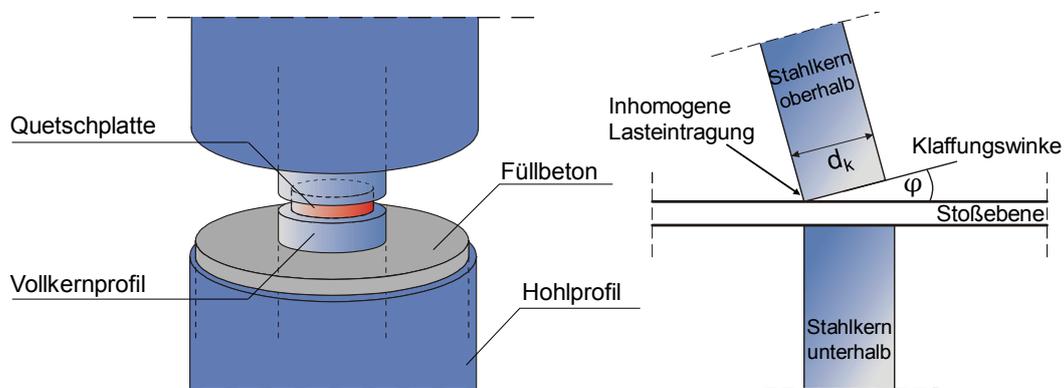


Abb. 1.3: Stoßbereich von übereinander angeordneten Stützen – Klaffung im Lasteinleitungsbereich

Im Rahmen von Untersuchungen sollen die Bemessungsgrundlagen für einen neuen Stützentyp entwickelt werden, der bei hoher Tragfähigkeit eine gleichzeitige Reduktion des Gewichts und des Montageaufwands ermöglicht. Dazu wird der für die Tragfähigkeit erforderliche massive Stahlkern in mehrere handelsübliche Kernprofile mit kleineren Querschnittsabmessungen aufgelöst (s. Abb. 1.4, rechts). Die hieraus resultierenden Klaffungen in der Stoßverbindung zweier Kerne werden aufgrund der vergleichsweise kleineren Kernabmessung durch die Verwendung gebräuchlicher Quetschplatten ausgeglichen und so eine gleichmäßige Lasteinleitung ermöglicht. Die Kernanzahl sowie die Kernanordnung im Verbundquerschnitt sind beliebig variierbar.

Bei runden Stützenquerschnitten mit einem äußeren Mantelrohr bietet sich die Anordnung eines zentralen Stahlkerns an, dessen Lage im Querschnitt mittels Abstandhalter gewährleistet wird. Nach der Montage des Rohres und des Zentralkerns lassen sich die übrigen Kerne entsprechend der geforderten Anordnung einfädeln.

Während des Montagevorgangs sind die einzelnen Stahlkerne in Längsrichtung verschiebbar, womit ein Ausgleich montagebedingter Toleranzen im Lasteinleitungsbereich ermöglicht wird. Die Problematik der Montage mit üblichen technischen Hilfsmitteln vor Ort, die insbesondere bei Stützen mit einem massiven Vollkern vorliegt, erübrigt sich durch die Verwendung wesentlich leichter Vollkerne.

Zusätzlich bietet diese Ausführungsvariante einer Verbundstütze mit einem Mehrkernquerschnitt die Möglichkeit, die Deckenbewehrung im Bereich einer Deckenplatte im Idealfall zwischen den Einstellprofilen bei entsprechender Kernanordnung durchzuführen. Dadurch kann auf einen Austausch der Bewehrung im Bereich des Durchstanzkegels verzichtet werden. Konsequenterweise führt diese konstruktive Maßnahme zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit und des Durchstanzwiderstandes der Deckenplatte.

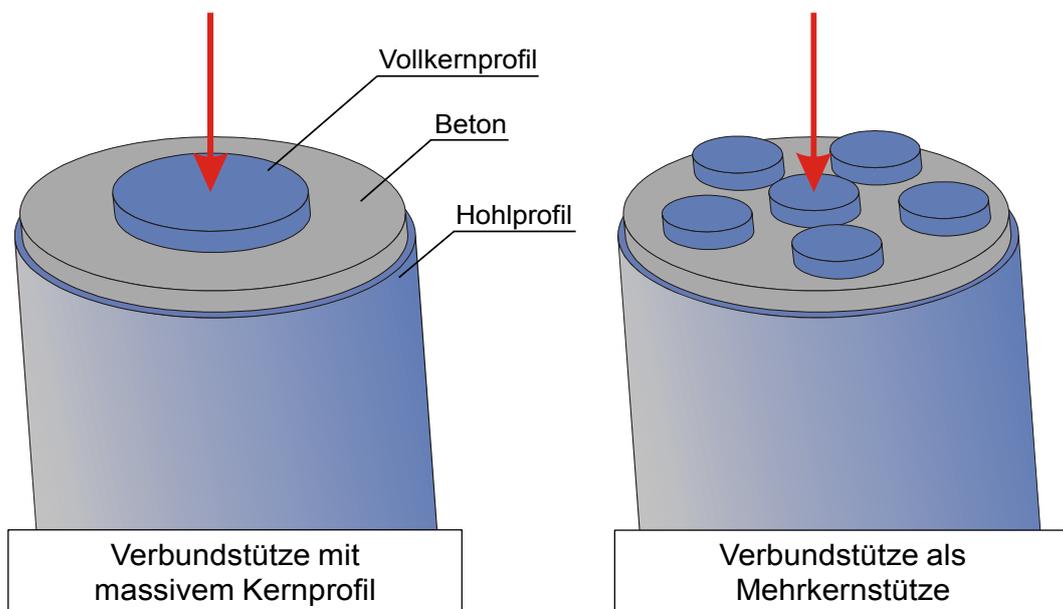


Abb. 1.4: Ausbetonierte Hohlprofil-Verbundstützen mit Vollkernen als Einstellprofile

1.2 Zielsetzung

Mittels theoretischer Untersuchungen soll das globale Trag- und Stabilitätsverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit aufgelösten Vollkernen als Einstellprofile realistisch erfasst und beschrieben werden. Hierzu wurden experimentelle Untersuchungen im Rahmen eines ZIM-Kooperationsprojekts (Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand) durchgeführt, die der Validierung des nachfolgenden theoretischen Modells dienen.

Zur Gewährleistung einer ungehinderten Einzelauflagerung der Stahlkerne und zur Ermöglichung der Längsverschiebung der Einzelkerne während des Montagevorgangs sollen die Baustahlquerschnitte, darunter die einzelnen Einstellprofile, nicht schubfest miteinander verbunden werden. Unter dieser Randbedingung darf das vereinfachte

Nachweisverfahren nach DIN EN 1994-1-1 grundsätzlich nicht zur Bemessung angewendet werden. Aufgrund der fehlenden schubfesten Verbindung der Querschnittselemente einer Mehrkernstütze ist zur Verbundsicherung und Lastverteilung innerhalb des Verbundquerschnitts der Einsatz von entsprechend auszulegenden Verbundmitteln vorzusehen. Daher gilt es zu überprüfen, ob das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts durch die Verwendung von mechanischen Verbundmitteln und die damit verbundene Lastverteilung sichergestellt werden können. In diesem Zusammenhang wird der Einfluss der Nachgiebigkeit des Verbundes auf das Trag- und Verformungsverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen untersucht und beurteilt.

Unter Zuhilfenahme des experimentell abgesicherten numerischen Rechenmodells wurde das globale Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit mehreren Rundvollkernen als Einstellprofile erfasst. Auf dieser Grundlage wurde schließlich ein baupraktisches Bemessungskonzept in Anlehnung an das vereinfachte Verfahren in DIN EN 1994-1-1 erarbeitet, wodurch der Tragfähigkeitsnachweis für den mehrkernigen Stützentyp mittels Handrechnungen ermöglicht wird. Hierbei fand der Einfluss der Querschnittsausbildung auf die Einstufung in die europäischen Knickspannungskurven nach DIN EN 1993-1-1 Berücksichtigung. Ferner wurde der Fragestellung bzgl. der geometrischen Ersatzimperfection sowie der anzusetzenden effektiven Biegesteifigkeit zur Bemessung des mehrkernigen Stützentyps nachgegangen.

1.3 Gliederung

Die vorliegende Arbeit umfasst insgesamt 9 Kapitel. Deren Inhalte lassen sich wie folgt wiedergeben:

Nach einer Einführung in *Kapitel 1*, in dem die Problemstellung und die sich hieraus ergebende Motivation erläutert werden, folgen kurze Erläuterungen zur Zielsetzung der Untersuchungen an mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen.

Zum Verständnis der Thematik beschreibt das nachfolgende *Kapitel 2* die Grundlagen für die anschließenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Dabei werden der gegenwärtige Kenntnisstand in der Forschung und die in DIN EN 1994-1-1 geregelten Bemessungsverfahren von Verbundstützen für den Kaltfall ausgiebig erläutert.

Aufbauend auf den theoretischen Grundlagen befasst sich *Kapitel 3* mit der Konzipierung, Durchführung und Auswertung von experimentellen Untersuchungen. Diese umfassen die großformatigen Stützenversuche und Versuche zur Erfassung der vorliegenden Materialeigenschaften, Untersuchungen zur Bestimmung der Lagerungsrandbedingungen der Stützen und Prüfungen von im Kraffteinleitungsbereich eingesetzten Verbundmitteln zur Längsschubkraftübertragung. Untersuchungsgegenstand der Versuchsserie mit den mehrkernigen Stützenkörpern war das globale Trag- und Lastverteilungsverhalten. Als Grundlage für die Auswertung und Interpretation der Versuche dienten als charakteristische Messgrößen die aufgebrachte Kraft, die Verformungen und die an einzelnen Querschnittskomponenten erfassten mechanischen Dehnungen.

Unter Zuhilfenahme der durchgeführten experimentellen Untersuchungen wird in *Kapitel 4* auf die Herleitung, Kalibrierung und Validierung eines dreidimensionalen

Finite-Elemente-Modells zur numerischen Berechnung von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Effekten eingegangen. Das experimentell abgesicherte Rechenmodell wird schließlich als Grundlage für weiterführende numerische Studien verwendet.

In *Kapitel 5* werden im Rahmen von umfangreichen Parameteruntersuchungen die für das vereinfachte Verfahren nach DIN EN 1994-1-1 gültigen Ansätze sowie Eingangswerte auf den mehrkernigen Verbundstützentyp übertragen und modifiziert. Zur Beschreibung wesentlicher Einflussgrößen auf die Querschnittstragfähigkeit werden für verschiedene Querschnittsausführungen unter Variation von Kernanzahl und Kernposition Momenten-Normalkraft-Interaktionslinien zusammengetragen. Ein besonderes Augenmerk wird in diesem Zusammenhang auf die Ermittlung des Verhältnisses aus dehnungsbeschränkter und vollplastischer Momententragfähigkeit gelegt. Im Anschluss wird der Fragestellung zur Einstufung der mehrkernigen Querschnitte in die europäischen Knickspannungslinien nach DIN EN 1993-1-1 und zum Ansatz geometrischer Ersatzimperfectionen nachgegangen. Ferner wird ein rechnerischer Ansatz zur Modifikation der wirksamen Biegesteifigkeit nach DIN EN 1994 hergeleitet und ausgewertet.

In *Kapitel 6* wird ein baupraktisches Ingenieurmodell als Näherungsverfahren zur Bemessung von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen im Kaltzustand vorgestellt. Dabei werden die Voraussetzungen sowie der Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens definiert.

Kapitel 7 behandelt Ergebnisse aus numerischen Untersuchungen zum Einfluss der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge auf das Gesamttragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen. Insbesondere werden die aus der Nachgiebigkeit resultierenden Relativverschiebungen in den Verbundfugen und die Auswirkungen auf das Ebenbleiben des Gesamtquerschnittes, das als Voraussetzung zur Anwendung des Näherungsverfahrens für die Stützenbemessung gilt, untersucht.

Zur Verdeutlichung des in Kapitel 6 beschriebenen Näherungsverfahrens enthält *Kapitel 8* ein detailliertes Anwendungsbeispiel einer mehrkernigen Verbundstütze mit unterschiedlichen, vorwiegend ruhenden Lasten.

Die Arbeit schließt in *Kapitel 9* mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse ab. Ferner wird ein Ausblick auf weiterführende Forschungsaspekte und Fragestellungen gegeben.

2 Stand der Technik und Forschung

2.1 Europäische Bemessungsverfahren für Verbundstützen im Kaltzustand

In den gegenwärtigen europäischen Regelwerken werden für den Kaltzustand Bemessungsgrundsätze für Verbundstützen behandelt. Für den Nachweis der Gesamtstabilität enthält DIN EN 1994-1-1 zwei mögliche Nachweisverfahren; das allgemeine Bemessungsverfahren sowie das vereinfachte Nachweisverfahren, welche auch Gegenstand der ehemals gültigen nationalen Norm DIN 18800-5 waren. Während bei dem allgemeinen Bemessungsverfahren entsprechend DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.2 die globale Tragfähigkeit von Stützen mit beliebigen Querschnitten sowie Materialgüten und ggf. über die Stützenhöhe veränderlichen Querschnitten nachgewiesen werden kann, ist das vereinfachte Nachweisverfahren nur bei Verbundstützen mit doppelt-symmetrischen und über die Stützenhöhe konstanten Querschnitten anwendbar. Die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens ist auf Normalbetone mit Betonfestigkeitsklasse C20/25 bis C50/60 und Baustähle mit Stahlgüten bis S460 begrenzt. Weiterhin muss der im EC 4 definierte Querschnittsparameter δ , mit dem der Anteil des Baustahls am Querschnitt überprüft wird, innerhalb folgender Grenzen liegen:

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (2.1)$$

Ausbetonierte Hohlprofile mit einem quadratischen oder kreisrunden Vollkern als Einstellprofil erfüllen zwar formal die Voraussetzung zur Anwendung des vereinfachten Verfahrens, wie z. B. das Vorliegen der Doppelsymmetrie im Querschnitt, allerdings ist die Bemessung solcher Stütztypen wegen der hohen Eigenspannungen in den Kernprofilen nur mit dem genauen Bemessungsverfahren als Nachweiskonzept zulässig. Somit nehmen diese Stütztypen eine Sonderstellung bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Verbundstützen ein, weshalb sie nachfolgend gesondert betrachtet werden. [vgl. BERGMANN, M. (2013); HANSWILLE ET AL. (2010); HANSWILLE ET AL. (2014); HANSWILLE ET AL. (2017); DIBt (2014)]

2.1.1 Allgemeines Bemessungsverfahren

Beim Nachweis der Gesamtstabilität nach dem allgemeinen Bemessungskonzept werden alle maßgeblichen Einflussgrößen auf das Tragverhalten der Stütze direkt berücksichtigt. Unter Beachtung von geometrischen sowie strukturellen Imperfektionen, örtlichen Instabilitäten, Rissbildungen, Plastizierungen im Baustahlquerschnitt und den Einflüssen aus dem Langzeitverhalten des Betons (Kriechen und Schwinden) sind die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung bei der Nachweisführung einzubeziehen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss unter der ungünstigsten Einwirkungskombination stabiles Gleichgewicht vorliegen. In diesem Zusammenhang darf an keiner Stelle des Bauteils die Querschnittstragfähigkeit für Biege-, Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung überschritten werden. Bei entsprechender Ausbildung der Lasteintragungsbereiche darf bei der Ermittlung der Stützentr Tragfähigkeit von dem Ebenbleiben des

Gesamtquerschnitts und vollständigem Verbund zwischen Beton- und Stahlquerschnitt ausgegangen werden. Die Betonzugfestigkeit ist bei der Berechnung zu vernachlässigen, während hingegen die Berücksichtigung des Einflusses aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen in der Biegesteifigkeit zulässig ist.

Wie anhand der Untersuchungen von BERGMANN, R. (1981) zu erkennen ist, ist das allgemeine Verfahren nicht oder nur bedingt für die Bemessungspraxis geeignet. Der Berechnungsaufwand ist vergleichsweise hoch, da dieses Verfahren für die Nachweisführung die Anwendung von geeigneten Finite-Elemente-Programmen voraussetzt.

Zu den anzusetzenden geometrischen und strukturellen Imperfektionen werden in den derzeitigen Regelwerken keine eindeutigen Angaben gemacht. Allerdings wird in Übereinstimmung mit SAUERBORN & KRETZ (2010) und HANSWILLE ET AL. (2010) eine auf die Stützenlänge bezogene Vorkrümmung von $L/1000$ entsprechend Abb. 2.1 für den Ansatz der Vorkrümmung als geometrische Imperfektion angenommen. Die Streckgrenzen- und Eigenspannungsverteilungen als strukturelle Imperfektionen in den eingesetzten Stahlprofilen sind den Angaben aus der Literatur zu entnehmen. An dieser Stelle wird auf die Ausführungen von LINDNER (1974a), LINDNER (1974b), ROIK & SCHAUMANN (1980), BERGMANN, M. (2013) und LIPPES (2008) verwiesen. Alternativ ist die Annahme von geometrischen Ersatzimperfektionen als Vorkrümmung ersatzweise für die geometrischen und strukturellen Imperfektionen zulässig.

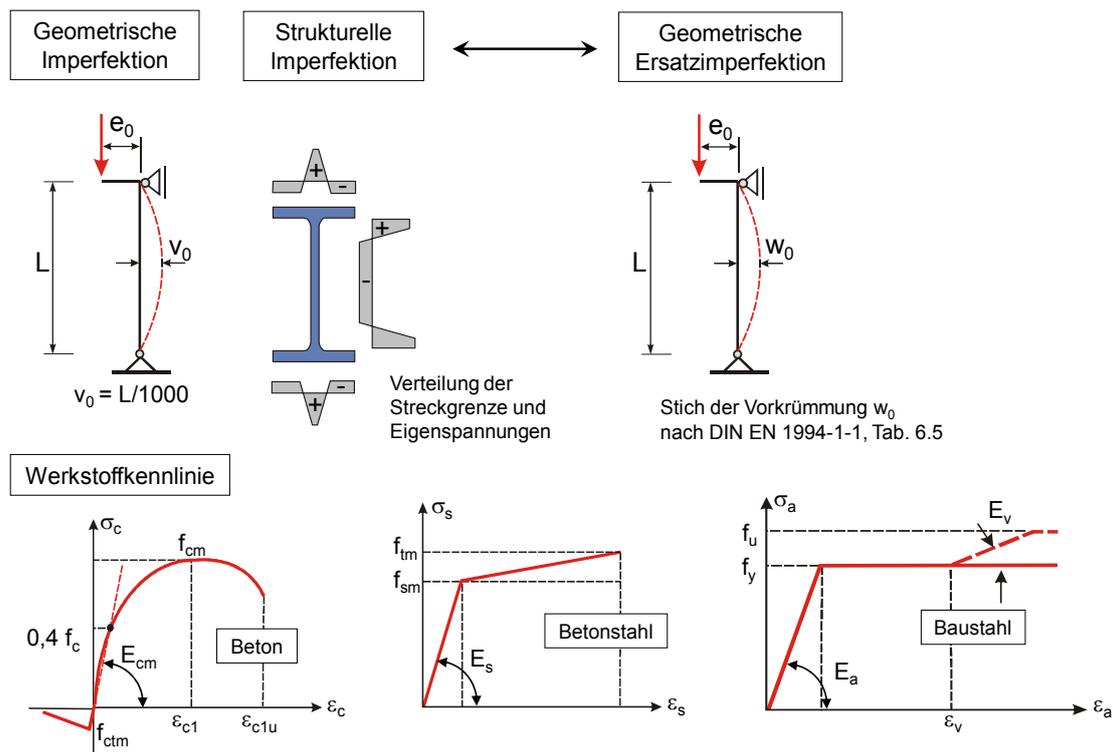


Abb. 2.1: Für das allgemeine Bemessungsverfahren zugrunde gelegte Annahmen entsprechend DIN EN 1994-1-1 [vgl. HANSWILLE ET AL. (2014)]

Für die Nachweisführung ist das probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite für nichtlineare Berechnungsverfahren ungeeignet, denn für die Berechnung müssten dann Materialkennlinien unter Ansatz der Bemessungswerte der Werkstoffeigenschaften zugrunde gelegt werden. Dies führt bei Systemen mit nichtlinearem Materialverhalten zu einer fehler-

haften Einschätzung des Tragverhaltens [vgl. LIPPES (2008); HANSWILLE (2007)]. Aus diesen Gründen werden beim allgemeinen Nachweisverfahren Spannungsdehnungslinien mit mittleren Werkstoffeigenschaften (s. Abb. 2.1) zugrunde gelegt. Der Tragwiderstand von Verbundstützen ermittelt sich in Entsprechung zu DIN EN 1994-1-1/NA schließlich unter Zuhilfenahme eines globalen Teilsicherheitsbeiwertes γ_R . Die Bestimmung dieses Teilsicherheitsbeiwertes für den Systemwiderstand erfolgt über vollplastische Querschnitts-Interaktionskurven und den vorhandenen Einwirkungsvektor E_d gemäß Abb. 2.2.

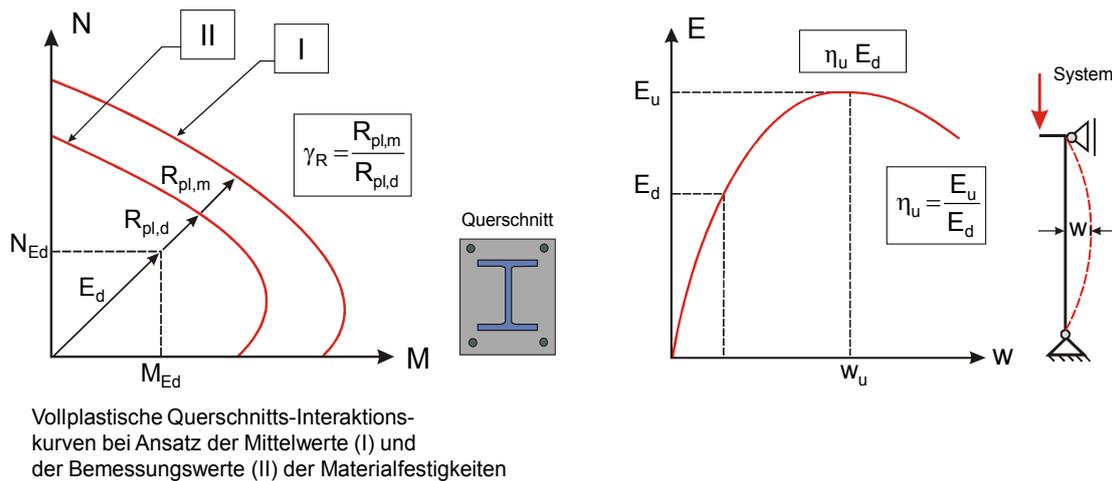


Abb. 2.2: Bemessungsgrundsatz nach dem allgemeinen Verfahren nach DIN EN 1994-1-1/NA

Mithilfe der rechnerischen Mittelwerte der Baustofffestigkeiten (Kurve I) und der Bemessungswerte der Werkstofffestigkeiten (Kurve II) werden die erforderlichen Querschnitts-Interaktionskurven hergeleitet. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_R für den Systemwiderstand ergibt sich für den maßgebenden kritischen Querschnitt nach Gl. (2.2) aus dem Verhältnis der von den maßgebenden Einwirkungskombinationen abhängigen Vektoren $R_{pl,m}$ und $R_{pl,d}$.

$$\gamma_R = \frac{R_{pl,m}}{R_{pl,d}} \quad (2.2)$$

Dabei ist $R_{pl,m}$ die Querschnittstragfähigkeit aus der vollplastischen Interaktionskurve mit den rechnerischen Mittelwerten der Materialkennwerte. $R_{pl,d}$ stellt die mit den Bemessungswerten der Werkstofffestigkeiten ermittelte vollplastische Querschnittstragfähigkeit dar. Der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit des betrachteten Stützensystems erfolgt entsprechend Gl. (2.3) durch den direkten Abgleich des Teilsicherheitsbeiwertes γ_R mit dem Laststeigerungsfaktor η_u , der dem Verhältnis aus maximal möglicher Belastung E_u zu vorhandener Belastung E_d entspricht.

$$\gamma_R \leq \eta_u \quad (2.3)$$

mit

γ_R Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand

η_u Laststeigerungsfaktor

2.1.2 Vereinfachtes Nachweisverfahren

2.1.2.1 Allgemeine Erläuterungen

Das vereinfachte Nachweisverfahren erlaubt die Bemessung von baupraktisch relevanten Typen von Verbundstützen ohne aufwendigen Einsatz von computergestützten Berechnungshilfen. Im Zuge der Erarbeitung der Regelwerke für Verbundtragwerke wurde das Näherungsverfahren auf Grundlage der Elastizitätstheorie II. Ordnung entwickelt. Dieses enthält hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit und der effektiven Biegesteifigkeit teilweise an Versuchsergebnissen kalibrierte Berechnungsannahmen [vgl. HANSWILLE ET AL. (2010); ROIK & BERGMANN, R. (1989)]. Daher ist der Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens begrenzt. So darf das Bemessungskonzept nur für folgende bezogene Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}$ angewendet werden:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0 \quad (2.4)$$

Dabei stellt $N_{pl,Rk}$ den charakteristischen Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnittes dar. N_{cr} ist die ideale Verzweigungslast, die gemäß der aktuellen Berechnungsvorschrift DIN EN 1994-1-1 mit der wirksamen Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ nach Gl. (2.5) zu bestimmen ist. K_e stellt hierbei einen Korrekturbeiwert, der den Einfluss der Rissbildung im Beton erfassen soll, dar.

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + K_e E_{cm} I_c + E_s I_s \quad (2.5)$$

mit

$K_e = 0,6$ Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Rissbildung im Beton

Um den Einfluss aus dem Langzeitverhalten des Betons in der wirksamen Biegesteifigkeit zu berücksichtigen, wird anhand des mittleren Sekantenmoduls des Betons E_{cm} ein effektiver E-Modul $E_{c,eff}$ nach Gl. (2.6) bestimmt.

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + \varphi_t (N_{G,Ed} / N_{Ed})} \quad (2.6)$$

mit

φ_t Kriechzahl des Betons nach DIN EN 1992-1-1

E_{cm} Elastizitätsmodul nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1

Bei betongefüllten Hohlprofilen darf die Kriechzahl φ_t nach DIN EN 1994-1-1/NA mit 25 % desjenigen Wertes, der sich nach EC 2 ohne Berücksichtigung des Mantelrohres ergeben würde, angenommen werden, da die Austrocknung des Betons durch das Mantelrohr weitestgehend verhindert wird.

Weiterhin ist bei der Anwendung des Näherungsverfahrens zu beachten, dass der prozentuale Anteil der Längsbewehrungsfläche rechnerisch maximal mit 6 % berücksichtigt werden darf.

2.1.2.2 Vollplastische Querschnittstragfähigkeit von Verbundstützen

Für das vereinfachte Nachweisverfahren wird die vollplastische Querschnittstragfähigkeit des Verbundquerschnitts zugrunde gelegt. Der Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,Rd}$ bestimmt sich nach Gl. (2.7) aus der Summe der Bemessungswerte für die plastischen Grenznormalkräfte der einzelnen Querschnittsteile im Verbundquerschnitt (Additionsgesetz).

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,s,Rd} + N_{pl,c,Rd} \tag{2.7}$$

mit

$$N_{pl,a,Rd} = A_a \frac{f_{yk}}{\gamma_a} \quad \text{für Baustahl}$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{für Bewehrungsstahl und}$$

$$N_{pl,c,Rd} = A_c \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{für Beton}$$

Der Beiwert α impliziert dabei die Dauerstandfestigkeit des Betons beim Bemessungswert der Betondruckfestigkeit. Für Querschnitte mit teilweise oder vollständig einbetonierten Stahlprofilen ist dieser Beiwert mit 0,85 anzusetzen. Bei ausbetonierten Hohlprofilquerschnitten wird der günstige Einfluss auf die Nacherhärtung des Betons infolge der behinderten Austrocknung durch das Rohrprofil mit einem Beiwert α von 1,0 berücksichtigt [vgl. ROIK & BERGMANN, R. (1989); ROIK & BERGMANN, R. (1992); DIN EN 1994-1-1]. Weiterhin darf der Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit bei runden Hohlprofil-Verbundstützen unter Ansatz der Umschnürungswirkung bestimmt werden, sofern bestimmte Voraussetzungen erfüllt sind (s. Abs. 2.2).

Für die Tragfähigkeitsnachweise von Verbundstützen werden die vollplastischen Querschnittsinteraktionskurven nach Abb. 2.3 herangezogen.

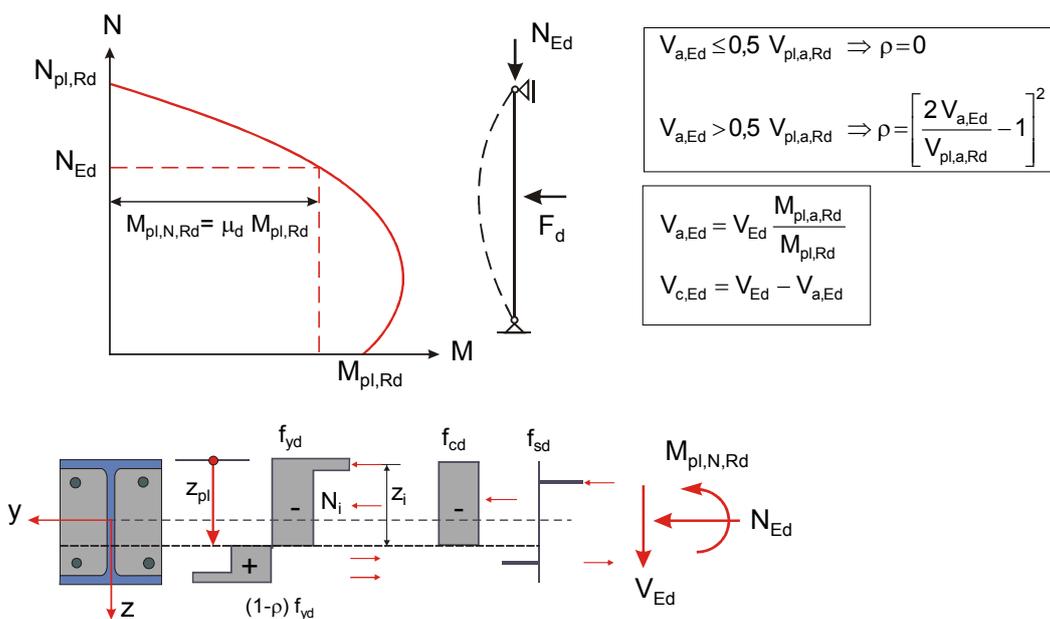


Abb. 2.3: Vollplastische Interaktionskurve und Querschnittstragfähigkeit nach EC 4 [vgl. HANSWILLE ET AL. (2010)]

Im Fall einer kombinierten Beanspruchung aus Druck und planmäßiger Biegung wird die Querschnittstragfähigkeit aus den vollplastischen Spannungsböcken des Beton-, Betonstahl- und Baustahlquerschnitts ermittelt. In diesem Zusammenhang darf die Betonzugfestigkeit keine Berücksichtigung finden. Hingegen muss der Einfluss der Querkraft bei der Bestimmung der Normal- und Momententragfähigkeit miteinbezogen werden. Überschreitet die anteilige Querkraft des Baustahlquerschnitts $V_{a,Ed}$ den 0,5-fachen Wert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts $V_{pl,a,Rd}$, ist der Einfluss der Querkraft durch eine abgeminderte Streckgrenze in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen, wie in Abb. 2.3 dargestellt, zu erfassen.

Für eine gewählte plastische Nulllinienlage z_{pl} lässt sich die zugehörige Normalkraft N_{Ed} aus der Summe der inneren Kräfte $\sum N_i$ der einzelnen Querschnittskomponenten bestimmen. Die vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,N,Rd}$ bei gleichzeitiger Wirkung von Normalkraft- und Querkraftbeanspruchung resultiert schließlich aus der Addition der einzelnen inneren Normalkräfte N_i , multipliziert mit den jeweiligen auf die Schwerachse des ungerissen Querschnitts bezogenen Hebelarmen z_i . Darauf basierend ergibt sich die vollplastische Querschnittsinteraktionskurve aus der normalkraftabhängigen Momententragfähigkeit bei Variation der plastischen Nulllinienlage. [vgl. ROIK & BERGMANN, R. (1989); HANSWILLE ET AL. (2010)]

2.1.2.3 Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck

Nach EC 4-1-1 kann der Tragsicherheitsnachweis einer Verbundstütze bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung mithilfe der europäischen Knickspannungslinie nach Gl. (2.8) geführt werden. Der Beiwert χ ist hierbei von den in Abb. 2.4 aufgeführten Knickspannungslinien, die die Einflüsse aus geometrischen und strukturellen Imperfektionen berücksichtigen, und von dem bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ der Stütze abhängig. Der funktionale Verlauf der Knickspannungslinien lässt sich mit Gl. (2.9) beschreiben.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.8)$$

$$\chi = 1,0 \quad \text{für } \bar{\lambda} \leq 0,2 \quad (2.9)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{für } \bar{\lambda} > 0,2$$

mit

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

α Imperfektionsbeiwerte nach Tab. 2.1 für die jeweilige Knickspannungslinie nach EC 3-1-1

Tab. 2.1: Imperfektionsbeiwerte α für die europäischen Knickspannungslinien nach EC 3-1-1

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

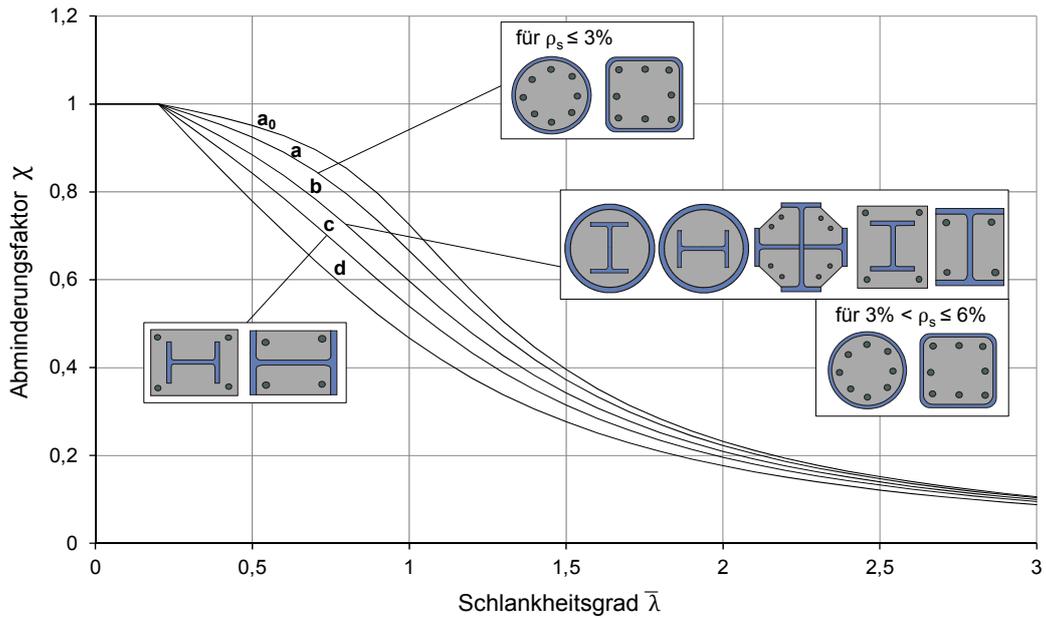


Abb. 2.4: Europäische Knickspannungslinien nach DIN EN 1993-1-1

Tab. 2.2: Knickspannungslinien und geometrische Ersatzimperfektionen für Verbundstützen nach DIN EN 1994-1-1

Verbundquerschnitt		Ausweichen senkrecht zur Achse	Knickspannungslinie	Max. Stich der Vorkrümmung w_0	
Vollständig einbetonierte I-Querschnitte		y-y	b	L/200	
		z-z	c	L/150	
Teilweise einbetonierte I-Querschnitte		y-y	b	L/200	
		z-z	c	L/150	
Ausbetonierte Hohlprofile • kreisförmig • rechteckig		$\rho_s \leq 3\%$	y-y	a	L/300
			z-z		
		$\rho_s > 3\%$ $\rho_s \leq 6\%$	y-y	b	L/200
			z-z		
Ausbetonierte Hohlprofile mit zusätzlichem I-Profil als Einstellprofil		y-y	b	L/200	
		z-z			
Teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Querschnitte		y-y	b	L/200	
		z-z			

Tab. 2.2 enthält die Zuordnung der im EC 4-1-1 definierten Verbundquerschnitte zu den Knickspannungslinien, die eine Idealisierung verschiedener Näherungsfunktionen u. a. von LINDER (1978) und MAQOUI & RONDAL (1978) darstellen [vgl. BERGMANN, M. (2013)]. Bei den ausbetonierten Hohlprofilen ohne Einstellprofile wird bei der Einordnung in das Knickspannungslinienspektrum hinsichtlich des Bewehrungsgrades ρ_s unterschieden. Bei Bewehrungsgraden von maximal 3 % wird die Knickspannungslinie „a“ zugrunde gelegt. Liegen Bewehrungsgrade zwischen 3 % und 6 % vor, ist der Querschnitt der Knickspannungslinie „b“ zuzuweisen, ebenso wie betongefüllte Hohlprofile mit I-förmigen Einstellprofilen. [vgl. LINDNER (1996); BERGMANN, R. (1996)]

Alternativ darf bei Vorliegen einer planmäßig zentrischen Druckbeanspruchung der Tragsicherheitsnachweis auf Grundlage der Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung geführt werden. Hierzu wird auf den nachfolgenden Abs. 2.1.2.4 verwiesen.

2.1.2.4 Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und Biegung

Weisen Verbundstützen eine kombinierte Einwirkung aus Druck und Biegung auf, erfolgt der Tragsicherheitsnachweis entsprechend dem vereinfachten Nachweisverfahren nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung. Für die Schnittgrößenbestimmung wird eine über die Stützenlänge konstante wirksame Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff,II}}$ nach Gl. (2.10) zugrunde gelegt. Anders als bei der effektiven Biegesteifigkeit zur Ermittlung der bezogenen Schlankheitsgrade nach Gl. (2.5) wird mittels des Beiwertes K_o von 0,9 eine weitere Abminderung der Biegesteifigkeit zur Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung vorgenommen. Hierdurch werden Einflüsse aus Teilplastizierungen der Querschnitte und Abweichungen von der planmäßigen Querschnittsgeometrie erfasst. Der Abminderungsbeiwert $K_{e,II}$ berücksichtigt nach BERGMANN, R. (2004) neben der Rissbildung die Streuung des E-Moduls des Betons im Verbundquerschnitt. Die Steifigkeitsermittlung wird unabhängig von System und Momentenverlauf vorgenommen. Durch den Ansatz einer wirksamen Biegesteifigkeit wird der Berechnungsaufwand erheblich reduziert, insbesondere da die Anwendung von FE-Berechnungsprogrammen nicht zwingend notwendig ist.

Auf eine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung darf verzichtet werden, wenn die aus der Verformung nach Theorie I. Ordnung resultierende Vergrößerung der bemessungsrelevanten Schnittgrößen weniger als 10 % beträgt. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn der Verzweigungslastfaktor α_{cr} mindestens den Wert von 10 aufweist oder der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ maximal 0,2 beträgt.

$$(EI)_{\text{eff,II}} = K_o (E_a I_a + K_{e,II} E_{cm} I_c + E_s I_s) \quad (2.10)$$

mit

$K_o = 0,9$ Korrekturbeiwert zur Erfassung von Einflüssen aus Teilplastizierungen im Querschnitt

$K_{e,II} = 0,5$ Beiwert zur Erfassung der Rissbildung und E-Modul-Streuung

Die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung wird unter Ansatz der geometrischen Ersatzimperfektionen, die Tab. 2.2 je nach vorliegendem Querschnittstyp

entnommen werden, als maximaler Stich der Vorkrümmung vorgenommen. Der Trag-sicherheitsnachweis gemäß dem vereinfachten Verfahren für Verbundstützen mit Druck und einachsiger Biegung gilt als erbracht, wenn die Anforderung nach Gl. (2.11) eingehalten ist. Durch diese Bedingung wird überprüft, ob an der maßgebenden Stelle mit den Bemessungswerten der Einwirkung eine ausreichende Momententragfähigkeit $M_{pl,N,Rd}$ vorliegt. Da die Querschnittstragfähigkeit durch die Grenzdehnung des Betons im Verbundquerschnitt beschränkt wird, würde der Ansatz der vollplastischen Momententragfähigkeit nach Abs. 2.1.2.2 zu einer fehlerhaften Einschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit von Verbundstützen führen. Daher wird in der Nachweisgleichung der Unterschied zwischen der durch die Betondehnung begrenzten Momententragfähigkeit und der vollplastischen Momententragfähigkeit mithilfe des Reduktionsbeiwertes α_M berücksichtigt. Für Baustähle der Stahlgüte S235, S275 sowie S355 ist α_M zu 0,9 anzunehmen. Für höherfeste Stähle der Güte S420 und S460 gilt ein geringerer Beiwert von 0,8. [vgl. SAUERBORN & KRETZ (2010); HANSWILLE & BERGMANN, R. (2001)]

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} \leq \alpha_M \tag{2.11}$$

mit

$$M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd} \quad \text{Vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Normkrafteinwirkung}$$

Bei Stützen mit planmäßiger Beanspruchung auf Druck und zweiachsiger Biegung wird zunächst jede Biegeachse für sich nach Gl. (2.11) mit dem oben beschriebenen Beiwert α_M nachgewiesen. Zusätzlich ist die Interaktion zwischen den Einwirkungen unter Zuhilfenahme einer vereinfachten Interaktionskurve, wie in Abb. 2.5 dargestellt, zu berücksichtigen.

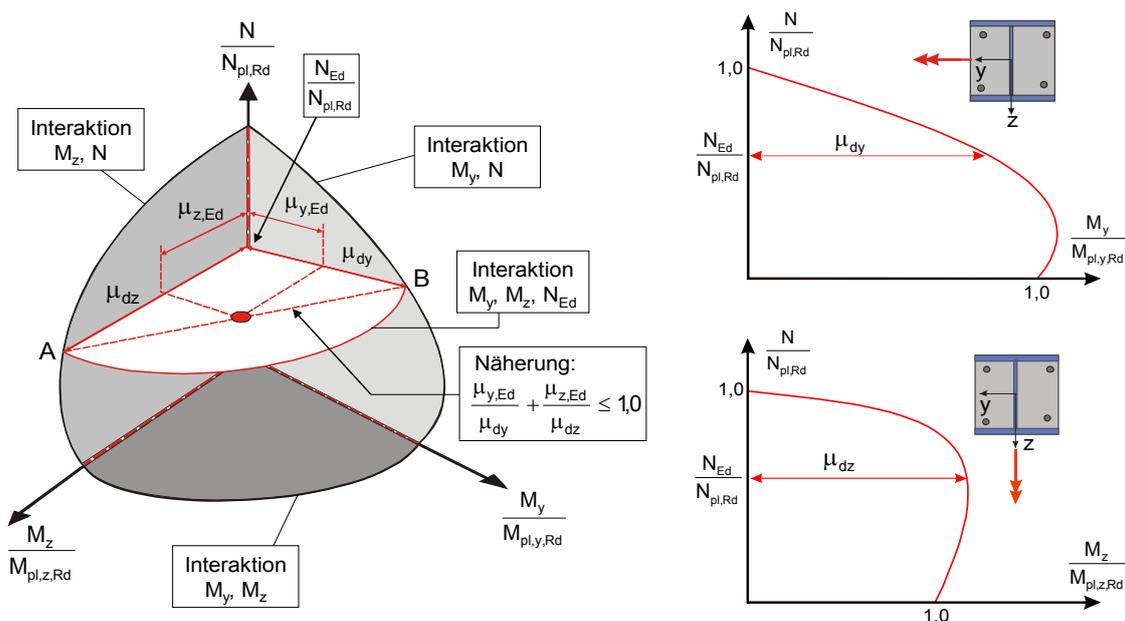


Abb. 2.5: Querschnittsinteraktionskurven für Druck und zweiachsige Biegung nach EC 4-1-1 [vgl. HANSWILLE ET AL. (2010)]

Der Nachweisgleichung Gl. (2.12) für den Interaktionsnachweis liegt die lineare Näherungskurve zwischen den Punkten A und B zugrunde. Da die Näherung die tatsächliche Stützentragsfähigkeit unterschätzt, wird beim Tragfähigkeitsnachweis keine Abminderung durch den Reduktionsbeiwert α_M angesetzt. [vgl. ROIK & BERGMANN, R. (1992); HANSWILLE ET AL. (2010)]

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.12)$$

mit

$$M_{pl,y,N,Rd} = \mu_{dy} M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{pl,z,N,Rd} = \mu_{dz} M_{pl,z,Rd}$$

Vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts für Biegung um die y- und z-Achse bei gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft

2.1.2.5 Zusammenfassende Beurteilung des vereinfachten Nachweisverfahrens

Unter Zuhilfenahme des beschriebenen Näherungsverfahrens können die in EC 4 definierten und baupraktisch relevanten Verbundstützen bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen mit geringem Rechenaufwand bemessen werden. Formal wird der Tragsicherheitsnachweis an Verbundstützen wie an Stahlstützen nach EC 3 geführt. Fernerhin bildet das vereinfachte Verfahren eine geeignete Grundlage zur Herleitung weiterer Näherungsverfahren [vgl. EGGEMANN (2003)].

Trotz des geringen Rechenumfangs werden mit dem vereinfachten Verfahren im Vergleich zu dem allgemeinen Nachweiskonzept zufriedenstellende Bemessungsergebnisse erzielt. Dies geht aus Abb. 2.6 hervor, welche exemplarisch die Berechnungsergebnisse eines betongefüllten Rundrohres unter Ansatz geometrischer Ersatzimperfection nach dem Näherungsverfahren und zum Vergleich nach der genauen Traglastberechnung mittels eines FE-Programms enthält.

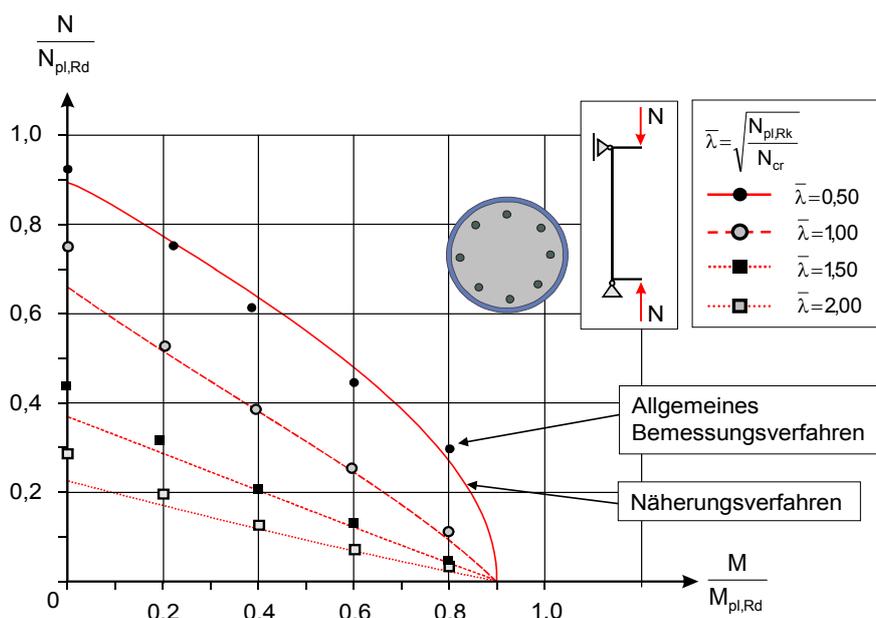


Abb. 2.6: Vergleich des Näherungsverfahrens mit dem allgemeinen Bemessungsverfahren hinsichtlich der Stützentragsfähigkeit nach LINDNER & BERGMANN, R. (1998)

Für die zugrunde gelegten Randbedingungen wie den konstanten Momentenverlauf infolge am Stützensystem wirkender Randmomente liegt eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse vor. Diesbezüglich wurden für verschiedene bezogene Schlankheitsgrade geringe Abweichungen zwischen den Traglasten nach dem Näherungsverfahren und dem exakten Rechenverfahren festgestellt. Für nichtkonstante Momentenverteilungen liefern die Berechnungen mit der geometrischen Ersatzimperfektion weiter auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse [vgl. LINDNER & BERGMANN, R. (1998)]. Ferner führt das in EC 4 angegebene Verfahren bei kombinierter, planmäßiger Beanspruchung auf Druck und Biegung zu einer besseren Querschnittsausnutzung als das ehemals gültige Bemessungsverfahren nach DIN 18806 (1984). [vgl. BERGMANN, R. (2004); HANSWILLE (2003)]

Im Hinblick auf den Ansatz von geometrischen Ersatzimperfektionen als maximalen Stich der Vorkrümmung zeigten Untersuchungen nach BERGMANN, R. (1996) an Hohlprofil-Verbundstützen mit hohen Bewehrungsgraden eine Abhängigkeit der Ersatzimperfektion von der bezogenen Schlankheit, der Betonfestigkeit und der verwendeten Stahlgüte. Dahingegen enthält DIN EN 1994-1-1 je nach gewähltem Querschnittstyp konstante, von Werkstoff- und Geometrieigenschaften unabhängige Zahlenwerte für die geometrische Ersatzimperfektion (s. Tab. 2.2). Nach LINDNER & BERGMANN, R. (1998) resultieren dennoch nur geringe Traglastunterschiede aus Traglastanalysen nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz einer konstanten geometrischen Ersatzimperfektion im Vergleich zu Berechnungen mithilfe von europäischen Knickspannungslinien. Wie Abb. 2.7 beispielhaft verdeutlicht, beträgt die Abweichung der Stütztraglasten von Rundrohren mit bewehrtem Betonkern unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen lediglich etwa 5 %. Dem Einfluss der Stahlgüte wird keine Bedeutung beigemessen, da weitere Traglastanalysen ergaben, dass die Wahl der Stahlgüte einen relativ geringen Einfluss auf die Vorverformung hat. [vgl. LINDNER & BERGMANN, R. (1998)]

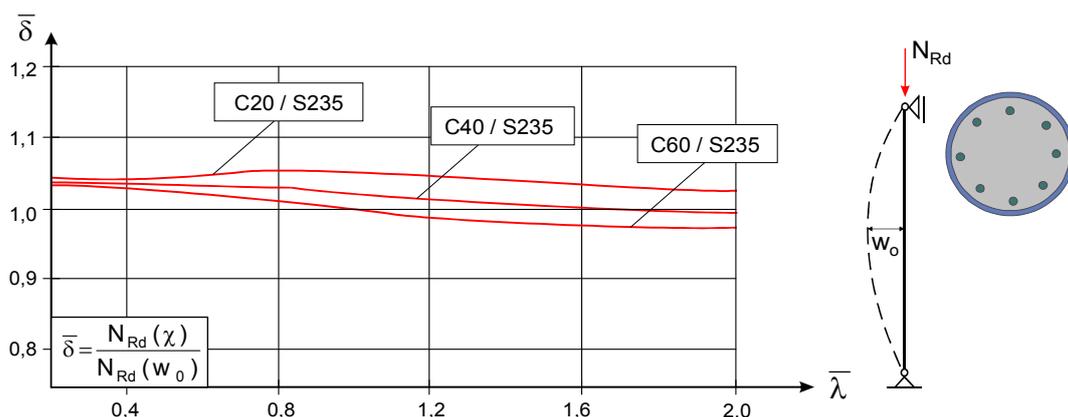


Abb. 2.7: Vergleich der Traglasten einer zentrisch gedrückten Hohlprofil-Verbundstütze mittels der europäischen Knickspannungskurven und nach Theorie II. Ordnung gemäß LINDNER & BERGMANN, R. (1998)

Die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens ist auf doppelsymmetrische Verbundquerschnitte beschränkt. Diese bestehen aus rechteckigen Betonquerschnitten mit vollständig und teilweise einbetonierten I-Profilen oder aus ausbetonierten kreisrunden oder rechteckigen Hohlprofilquerschnitten mit und ohne Einstellprofile (vgl. Abb. 1.1). Ergebnisse aus Untersuchungen u. a. nach HANSWILLE ET AL. (2014), HANSWILLE

ET AL. (2017) zeigen jedoch, dass die Regelungen des vereinfachten Verfahrens nicht für alle Querschnitte gelten, die die geometrischen Anforderungen zur Anwendung des Näherungsverfahrens erfüllen. Abb. 2.8 beinhaltet exemplarisch doppelsymmetrische Verbundstützenquerschnitte mit einbetonierten Einstellprofilen. Im Vergleich zu den für das vereinfachte Verfahren zulässigen Querschnitten zeichnen sie sich durch einen sehr großen plastischen Formbeiwert. Um ein Durchplastizieren der Einstellprofile und eine vollplastische Spannungsverteilung zu erreichen, sind somit hohe Randdehnungen erforderlich, die aufgrund der Dehnungsbeschränkung des Betons im Randbereich nicht auftreten können. Bei diesen Querschnitten kann das vereinfachte Nachweisverfahren bei planmäßiger Beanspruchung durch Druck und Biegung auf der unsicheren Seite liegen.

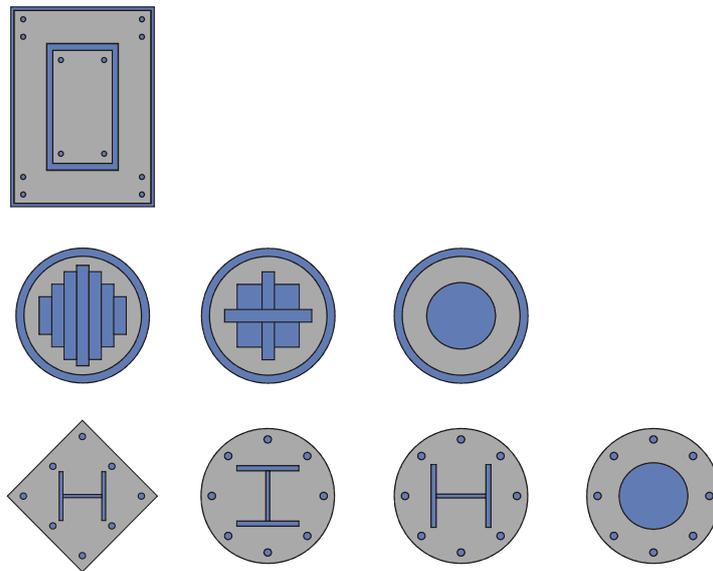


Abb. 2.8: Doppel-symmetrische Verbundstützenquerschnitte [vgl. HANSWILLE ET AL. (2014) und HANSWILLE ET AL. (2017)]

Insbesondere kreis- und rautenförmige Betonquerschnitte mit Einstellprofilen erfordern zur Erzielung einer vollplastischen Ausnutzung bei überwiegender Biegebeanspruchung sehr große Dehnungen am Randbereich und sind daher als besonders ungünstig zu bewerten. Dies spiegeln die Untersuchungsergebnisse in Abb. 2.9 wider. Die zugrunde gelegten kreis- und rautenförmigen Verbundquerschnitte mit den angegebenen Bewehrungsgraden sind der Knickspannungslinie „b“ zuzuordnen. Bei zentrischer Beanspruchung ergeben sich nach dem Näherungsverfahren nahezu identische Traglasten im direkten Vergleich zum allgemeinen Nachweisverfahren nach DIN EN 1994-1-1/NA. Für die gleichen Querschnittseigenschaften werden ebenfalls die Bemessungsergebnisse aus Beanspruchung durch planmäßige Biegung infolge einer Randexzentrizität von 10 cm gegenübergestellt. Es stellt sich heraus, dass das vereinfachte Nachweisverfahren mit einem Beiwert α_M von 0,90 zur Berücksichtigung der Dehnungsbeschränkung des Betons in der Querschnittstragfähigkeit auf der unsicheren Seite liegt und stets höhere Bemessungslasten als das allgemeine Nachweisverfahren liefert. Aus der Modifikation des Beiwerts α_M zu 0,70 bei unveränderter geometrischer Ersatzimperfection w_0 resultieren schließlich nach dem Näherungsverfahren überwiegend konservative Bemessungsergebnisse.

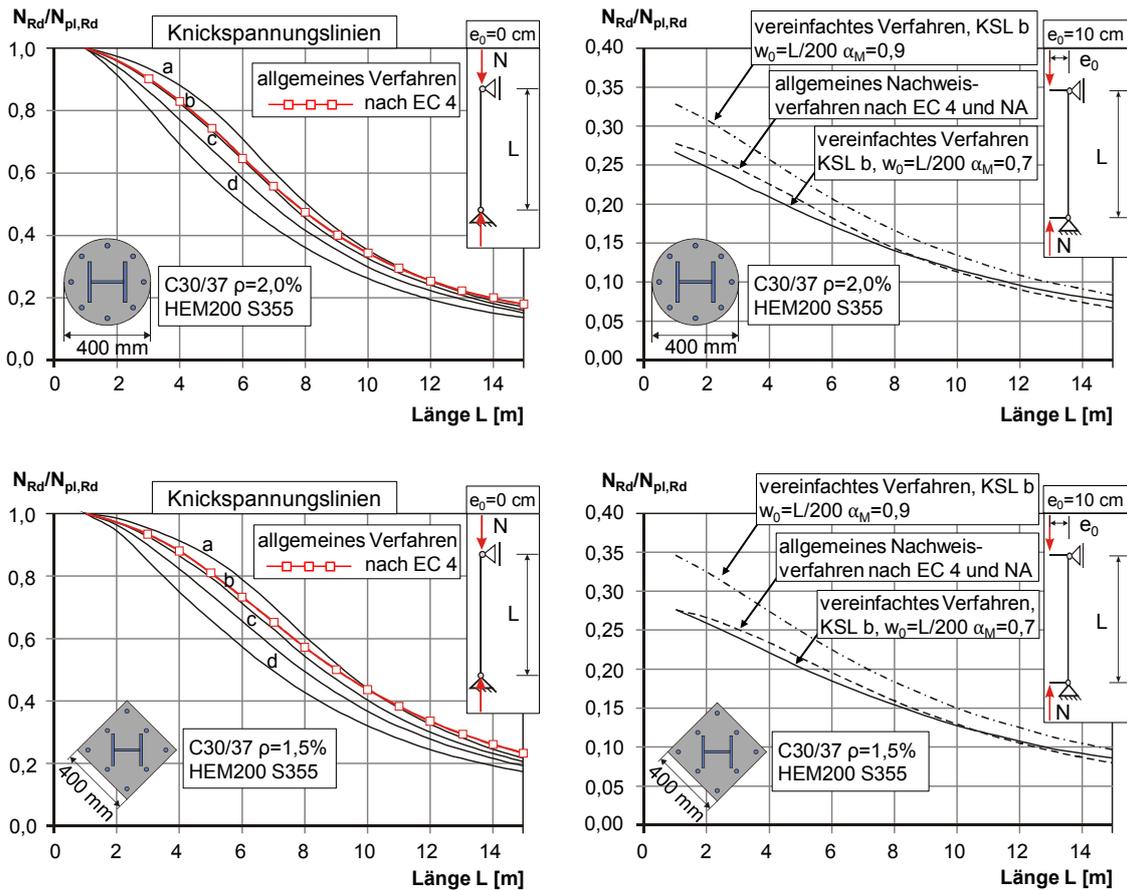


Abb. 2.9: Tragfähigkeit von kreis- und rautenförmigen Betonquerschnitten mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten nach HANSWILLE ET AL. (2014) und HANSWILLE ET AL. (2017)

Prinzipiell stellt das vereinfachte Nachweisverfahren eine geeignete Grundlage zur Herleitung weiterer Näherungsverfahren wie z. B. des Nachweiskonzeptes nach LIPPES (2008) zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Werkstoffen dar. Nach gegenwärtigem Stand der europäischen Regelwerke ist die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens für diesen Stützentyp ebenfalls nicht zulässig (s. Abs. 2.4). Ferner entwickelte EGGEMANN (2003) ein Näherungsverfahren auf Grundlage der Bemessungsgrundsätze des EC 4, das allerdings ohne den Begriff des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}$ auskommt. Stattdessen ermöglicht das entwickelte Nachweiskonzept, welches auf Stützen mit planmäßig zentrischem Druck beschränkt ist, die Ermittlung einer ideellen Schlankheit über den Trägheitsradius des eingesetzten Stahlprofils, wodurch der Rechenaufwand weiter reduziert werden soll.

2.2 Umschnürungswirkung bei ausbetonierten Hohlprofilen

Bei betongefüllten Rundrohren entsteht aufgrund der Behinderung der Betonquerdehnung durch das Mantelrohr ein dreiaxialer Spannungszustand im Beton, wie anhand Abb. 2.10 veranschaulicht wird. Der aus der Umschnürung des Betons resultierende mehrdimensionale Spannungszustand führt zu einer erhöhten Betontragfähigkeit und somit zu einer Steigerung der Normalkrafttragfähigkeit. Hingegen resultiert aus der Ringzugspannung $\sigma_{a,\varphi}$ im Mantelrohr eine Reduzierung der Längsdruckspannung $\sigma_{a,z}$. Durch die auf den Mantel wirkende Betondruckspannung senkrecht zur Belastungs-

richtung zeigt sich eine günstige Wirkung auf die Längsschubtragfähigkeit, die sich aufgrund von Reibungseffekten in der Kontaktfläche zwischen Rohr und Beton vergrößert.

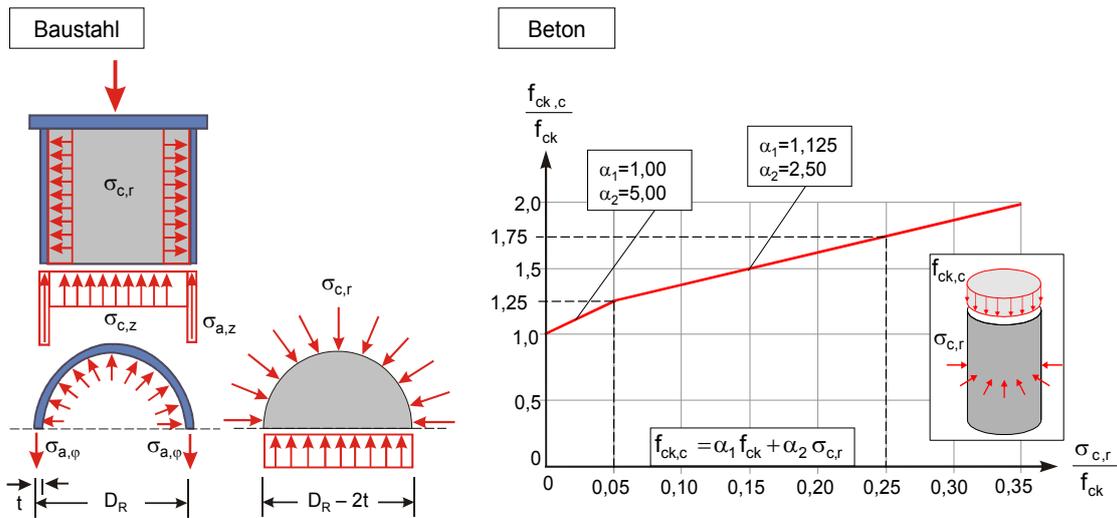


Abb. 2.10: Umschnürungswirkung bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen [vgl. CEB-FIP MODEL CODE (1990); LIPPES (2008)]

Ferner wird das Nachbruchverhalten von Beton merklich verbessert. Beispielsweise konnten in Untersuchungen nach XIE ET AL. (1995) an hochfesten Betonen durch einen Querdruck von ca. 7 % der Zylinderdruckfestigkeit Betondruckspannungen im Nachbruchverhalten erreicht werden, die in etwa der einaxialen Druckfestigkeit entsprachen [vgl. LINDSCHULTE (2013)].

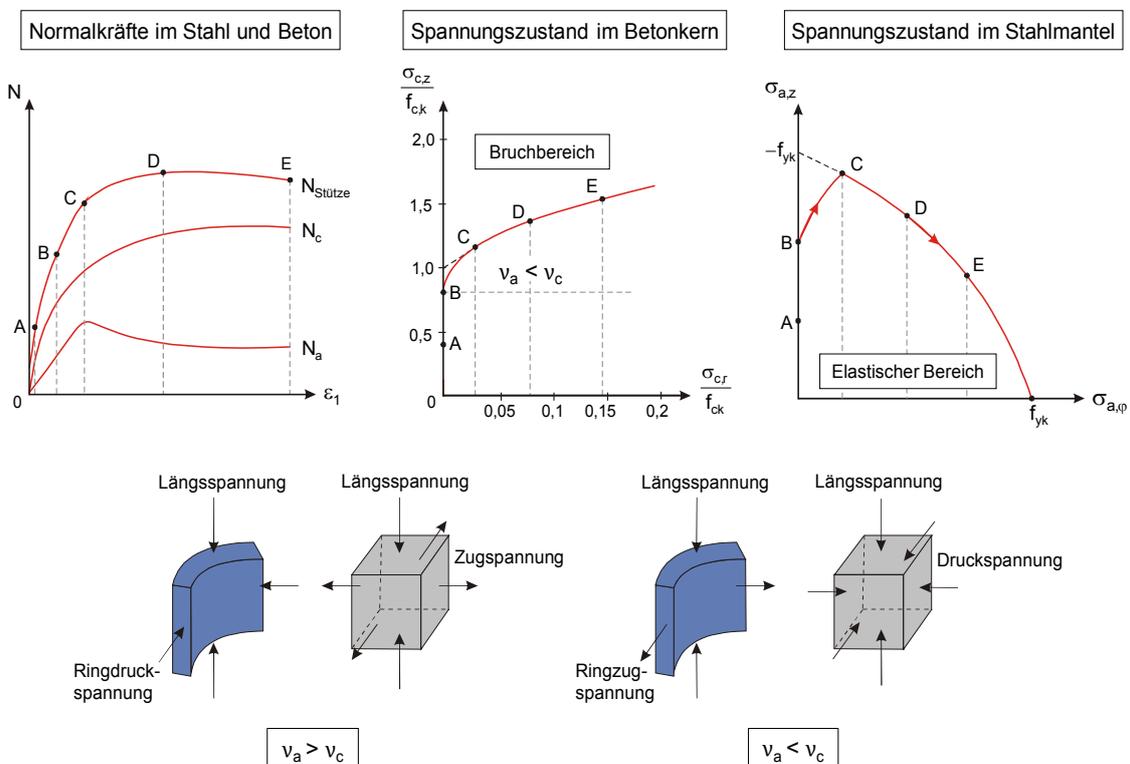


Abb. 2.11: Stütztragfähigkeit einer unbewehrten gedungenen Hohlprofil-Verbundstütze, Spannungs- und Dehnungszustand im Stahlmantel und Beton nach HANSWILLE & PORSCH (2004b) und LU & ZHAO (2008)

In Abb. 2.11 wird die prinzipielle Entwicklung des Spannungszustands im Beton und im Rohrprofil einer unbewehrten gedrungenen und zentrisch belasteten Hohlprofil-Verbundstütze bei vollflächiger Lasteinleitung über den gesamten Querschnitt dargestellt. Zugleich ist aus der Abbildung der Einfluss der Umschnürungswirkung auf die Traglast des Prüfkörpers ersichtlich. Simultan zur Lastaufbringung ist eine Zunahme der Prüfkörperstauchung zu erkennen. Anfänglich liegt die von der Festigkeitsklasse abhängige Querdehnzahl ν von Beton zwischen 0,10 und 0,20. Im Vergleich dazu ist die Querdehnzahl von Stahl höher und beträgt 0,30. Somit ist zunächst eine größere Querausdehnung des Stahls zu erwarten, weswegen der Stahl bei diesem Lastniveau kaum umschnürend wirkt. Liegt zwischen Hohlprofil und Betonfüllung keine gestörte Verbundfuge vor, können im Beton seitliche Zugspannungen entstehen [vgl. LU & ZHAO (2008) und BODE, H. & BERGMANN, R. (1993)]. Ab einer Betondruckspannung $\sigma_{c,z}$ in der Größenordnung von $0,4 f_{ck}$ beginnt sich die Querdehnzahl des Betons infolge einer eintretenden Mikrorissbildung allmählich zu vergrößern. Der hieraus resultierende Spannungszustand ist in Abb. 2.11 mit dem Punkt A gekennzeichnet.

Wird ein Belastungsdruck von $0,85 f_{ck}$ auf den Beton erreicht, kann davon ausgegangen werden, dass die Querdehnzahlen der beiden Werkstoffe nahezu gleich sind. Ab diesem Belastungsniveau (Punkt B) erreicht die Betonausdehnung aufgrund der einsetzenden Mikrorissbildung das Rohrprofil. Dadurch gewinnt nun die Umschnürung des Betons durch das Stahlprofil fortschreitend an Einfluss. Bei weiterer Laststeigerung wird die zunehmende Ausdehnung des Betonkerns durch das angrenzende Mantelrohr behindert. Die hieraus entstehenden radialen Druckspannungen zwischen beiden Materialien stehen mit den Ringzugspannungen des Stahlmantels entsprechend Gl. (2.13) im Gleichgewicht [vgl. LINDSCHULTE (2013)].

$$\sigma_{a,\varphi} t = \sigma_{c,r} \frac{D_R - 2t}{2} \quad (2.13)$$

Die Folge ist, dass sich ein zweiaxialer Spannungszustand im Stahlmantel bildet. Durch die allseitige Ausdehnungsbehinderung entsteht im Beton der bereits erwähnte dreiaxiale Druckspannungszustand. Bei weiterer Erhöhung der Belastung auf den Stützenkörper ist ein Fließen des Stahls zu erwarten. Dieser Zustand ist mit dem Punkt C gekennzeichnet und zeichnet sich dadurch aus, dass ab diesem Belastungsniveau das Rohrprofil nicht mehr in der Lage ist, Vertikallasten zu übertragen. Stattdessen erfolgt eine Lastumlagerung vom Stahlmantel, um einem Versagen durch die Ausweitung des Betons und zunehmender Ringzugkräfte entgegenzuwirken. Entsprechend den Ausführungen von EVIRGEN ET AL. (2014), JOHANSSON & GYLLTOFT (2002), SHAB ET AL. (2014) und SCHNEIDER (1998) kann der Betonkern aufgrund der rotations-symmetrischen radialen Druckspannungen und der sich hieraus entwickelnden Druckfestigkeitssteigerung höhere Lasten aufnehmen, wodurch der Tragverlust des Stahls kompensiert wird. Dies führt dazu, dass die Querschnittstragfähigkeit einer gedrungenen Stütze größer ist als die aufsummierte Normalkrafttragfähigkeit der Einzelkomponenten im Verbundquerschnitt nach Gl.(2.7). [vgl. HANSWILLE & PORSCH (2004a)]

Zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei der Bestimmung der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit von betongefüllten Rundhohlprofilen wird nach EC4-1-1 eine erhöhte Betontragfähigkeit und zugleich eine reduzierte Tragfähigkeit des Stahl-

mantels angesetzt. Die vollplastische Normalkrafttragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundstützen ermittelt sich demnach zu:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,s,Rd} + N_{pl,c,Rd} \quad (2.14)$$

mit

$$N_{pl,a,Rd} = \eta_a A_a \frac{f_{yk}}{\gamma_a} \quad \text{für Baustahl}$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{für Bewehrungsstahl und}$$

$$N_{pl,c,Rd} = \left(1 + \eta_c \frac{t_R}{D_R} \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) A_c \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{für Beton}$$

Mit dem Beiwert η_a wird die Normalkrafttragfähigkeit des Stahlmantels reduziert, während die Zunahme der Betontragfähigkeit durch den Beiwert η_c erfasst wird. Da der Effekt der Umschnürungswirkung mit zunehmender Schlankheit der Stütze und bei planmäßig exzentrischer Beanspruchung abnimmt, darf gemäß der Bemessungsvorschrift die Umschnürungswirkung in der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit nur dann Berücksichtigung finden, wenn der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach Gl. (2.4) nicht größer als 0,5 und die auf den Rohraußendurchmesser bezogene Lastausmitte $e = M_{Ed}/N_{Ed}$ kleiner als 0,1 sind [vgl. ROIK & BERGMANN, R. (1989) und ROIK & BERGMANN, R. (1992)]. Beispielgebend sind die Forschungen nach HANSWILLE & LIPPES (2007), in denen keine nennenswerten radialen Betondruckspannungen an schlanken Hohlprofil-Verbundstützen erfasst werden konnten. Demnach waren der Einfluss der Umschnürungswirkung des Mantelrohres auf die Betontragfähigkeit und die Verteilung der Teilschnittgrößen im Querschnitt von untergeordneter Bedeutung.

2.3 Verbundwirkung bei ausbetonierten Hohlprofilen

Krafteinleitungsbereiche stellen Stützenabschnitte an Stützenenden oder innerhalb der Stützenlänge dar, in denen Normalkräfte sowie ggf. Biegemomente aus angrenzenden Bauteilen eingeleitet werden. In diesen Bereichen und an Stellen mit Querschnittsänderung sind im Allgemeinen mechanische Verbundmittel anzuordnen, wenn die aus dem Bemessungswert der Längsschubkraft resultierende Verbundspannung den Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit τ_{Rd} nach DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.4.3 (3) überschreitet. Die in der Verbundfuge zwischen Beton und Stahlprofil zu übertragenden Längsschubkräfte entsprechen der Differenz der Teilschnittgrößen der einzelnen Querschnittskomponenten im Bereich der Krafteinleitungslänge. Bei Querkraftbeanspruchungen aus Querlast bzw. Randmomenten ist der Nachweis der Verbundsicherung auch außerhalb der Krafteinleitungsbereiche zu führen.

Die Verbundspannungen im Flächenverbund zwischen Beton und Stahlprofil entstehen im Wesentlichen aus drei Einflüssen (s. Abb. 2.12): Neben dem natürlichen Haftverbund, der rechnerisch nicht planmäßig angesetzt werden kann, richtet sich die Verbundwirkung nach der Oberflächenrauigkeit und den Imperfektionen des Stahlprofils [vgl. VIRDI & DOWLING (1975)]. Im Fall von ausbetonierten Hohlprofilen bildet sich

der überwiegende Anteil der Verbundwirkung aus Reibungseffekten und Klemmkraften zwischen den Werkstoffen. Diese resultieren aus dem Anpressdruck $\sigma_{c,r}$ infolge Querdehnungsbehinderung des Betonkerns durch den umschnürenden Stahlmantel.

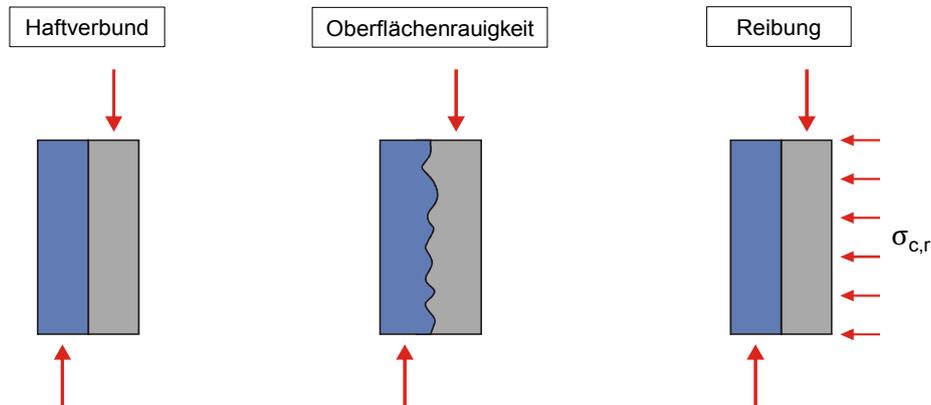


Abb. 2.12: Verbundwirkung bei ausbetonierten Hohlprofilen nach HANSWILLE & PORSCH (2004a)

Entsprechend den normativen Vorgaben gilt für die Verbundsicherung zwischen Rohrprofil und Beton unabhängig von der Materialgüte eine Verbundtragfähigkeit τ_{Rd} von $0,55 \text{ N/mm}^2$. Dieser Normwert, der ausschließlich die Verbundwirkung aus Oberflächenrauigkeit und Reibung impliziert, wurde aus Push-Out-Versuchen an ausbetonierten Hohlprofilen nach ROIK ET AL. (1984) abgeleitet. Er beschreibt den Bereich des Reibverbundes nach Überschreitung des Maximalwertes der Verbundfestigkeit und entspricht etwa 50 % des Mittelwertes für die maximale experimentell ermittelte Verbundspannung τ_{max} von $1,05 \text{ N/mm}^2$ [vgl. HEYDE (2008)]. Zu beachten ist, dass die im Rahmen dieser Versuchsserien ermittelten Verbundtragfähigkeiten großen Streuungen unterworfen waren.

Zum Vergleich wurden in Untersuchungen nach HANSWILLE & PORSCH (2004a) bei Erreichen der Höchstlast Verbundspannungen von ca. $4,0 \text{ N/mm}^2$, die aus dem hohen Anpressdruck zwischen Stahlmantel und Betonkern resultierten, festgestellt. Damit lagen die experimentell ermittelten Verbundspannungen deutlich über der Normangabe von $0,55 \text{ N/mm}^2$. Die großen Abweichungen in den Untersuchungen rührten im Wesentlichen von den unterschiedlichen Lagerungsbedingungen der Versuchskörper her (s. Abb. 2.13). In den Versuchen nach ROIK ET AL. (1984) erfolgte die Lastein- bzw. Lastausleitung über den Beton bzw. über das Hohlprofil. Dies hatte zur Folge, dass die Höhe der Bruchlast von der Tragfähigkeit der Verbundfuge zwischen Stahlmantel und Beton bestimmt wurde. Nach Zerstörung der Verbundfuge war ein Gleiten des Betons entlang des Hohlprofils zu beobachten. Die Querschnittstragfähigkeit der Prüflinge konnte nicht annähernd erreicht werden. Durch die nahezu fehlende Betonausdehnung aus der Rissbildung der Betonmatrix in Überlagerung mit der einsetzenden Ausdehnung des Stahlprofils, insbesondere im unteren Abschnitt der Prüflinge, entstanden keine nennenswerten Radialspannungen $\sigma_{c,r}$. Unter diesen Lagerungsbedingungen ist von geringen Reibungsanteilen zwischen Betonkern und Hohlprofil auszugehen.

Da in den Untersuchungen nach HANSWILLE & PORSCH (2004a) die Kraft zwar ebenfalls über den Betonquerschnitt eingeleitet, allerdings die Auflagerung über Beton und Hohlprofilwandung realisiert wurde, bewirkte die einsetzende Rissbildung im Beton einen Anstieg der Betondehnung im Querschnitt. Nach JOHANSSON & GYLLTOFT (2002)

entstehen aus der Umschnürung des Betons durch den Stahlmantel relativ große Radialspannungen $\sigma_{c,r}$, die schließlich zu höheren Spannungen τ aus Reibverbund führen.

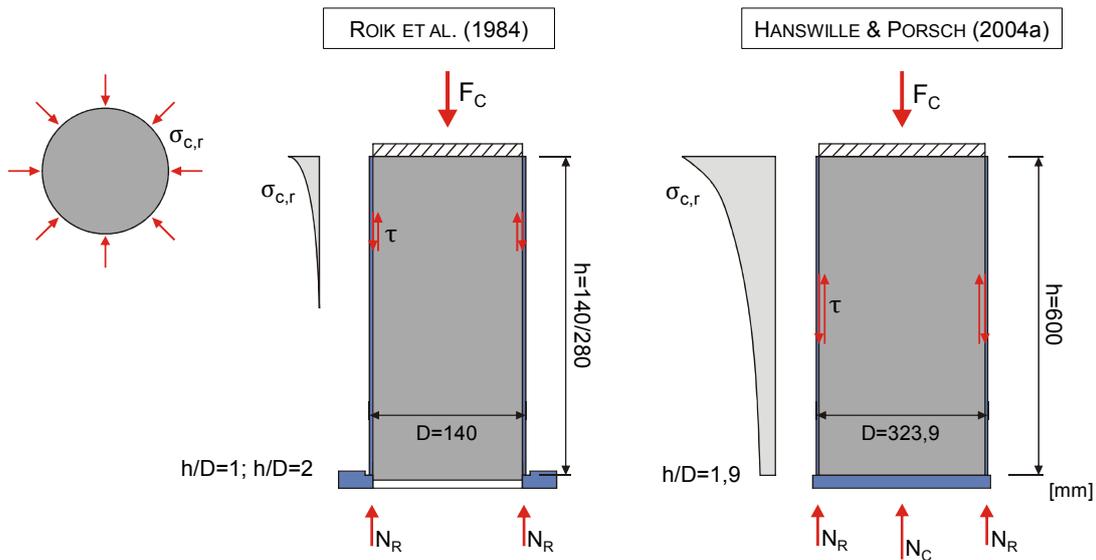


Abb. 2.13: Lagerungsbedingungen von gedruckten Versuchskörpern sowie deren Wirkung auf die radialen Betondruckspannungen $\sigma_{c,r}$ [vgl. HANSWILLE & PORSCH (2004a)]

Der Lasteintrag über den Stahlmantel bei gleichzeitiger Lagerung über den Gesamtquerschnitt bewirkt hingegen den umgekehrten Effekt, wie sich anhand von experimentellen Studien nach MORISHITA ET AL. (1979a) an zentrisch belasteten ausbetonierten Rohrprofilen mit einem Abmessungsverhältnis h/D von 5,0 belegen lässt [s. a. MORISHITA ET AL. (1979b)]. Die mit der Belastung zunehmende Querausdehnung des Stahlmantels führt im Bereich der Lasteintragung zu einer Entkopplung vom Betonkern, sodass das Rohr kaum umschnürend auf den Beton wirkt und somit eine geringe Interaktion zwischen den Werkstoffen vorliegt. Das Resultat sind sehr niedrige Verbundspannungen, die über den Schlupfweg nahezu konstant sind [vgl. ROIK ET AL. (1984)]. Wird sowohl die Lasteintragung als auch die Lagerung ausschließlich über den Stahlmantel bewerkstelligt, verhält sich das ausbetonierte Hohlprofil aufgrund der fehlenden Umschnürungswirkung wie ein reines Stahlrohr ohne Betonkern [vgl. JOHANSSON & GYLLTOFT (2002); BODE & BERGMANN, R. (1993)].

Die vorangehenden Ausführungen verdeutlichen, dass die relative Ausdehnung beider Komponenten im Querschnitt und der in diesem Zusammenhang entstehende Querdruck des Betons für die Höhe der übertragbaren Schubspannungen maßgeblich sind. Die normativen Vorgaben zum Flächenverbund unterscheiden allerdings nicht zwischen den Lagerungsbedingungen und den hieraus resultierenden Relativverformungen im Querschnitt, die bei ausbetonierten Hohlprofilen einen signifikanten Einfluss auf die Umschnürung des Betonkerns und die Schubkraftübertragung haben. Ferner bleiben Biegeverformungen im Tragsystem sowie Lastexzentrizitäten als wesentliche Faktoren für den seitlichen Querdruck, die eine Verbesserung der Schubübertragung im Flächenverbund herbeiführen können, unberücksichtigt [vgl. ROIK ET AL. (1984)]. Daher kann angenommen werden, dass bei einer Stütze mit kreisrundem Hohlprofil-Verbundquerschnitt und einer beidseitigen Lasteintragung über den Betonkern höhere im Flächenverbund übertragbare Schubspannungen auftreten als in der Norm geregelt wird [vgl. HANSWILLE & PORSCH (2004a)].

2.4 Tragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundstützen mit Vollkernprofil

Die Tragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundstützen lässt sich durch Einsatz von Einstellprofilen mit Vollkernquerschnitten beträchtlich steigern. Wie bereits erwähnt, ist dieser Typ von Verbundstützen durch den Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens nach EC 4 nicht abgedeckt, obwohl die zuvor beschriebenen Voraussetzungen formal erfüllt sind (vgl. Abs. 2.1). Hintergrund für den Ausschluss dieses Stützentyps aus dem Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens ist im Wesentlichen, dass die Einstufung dieses Querschnittstyps in die europäischen Knickspannungslinien nicht abschließend geklärt ist. Verschiedene Untersuchungen z. B. nach HANSWILLE & BERGMANN, R. (1999) ergaben nämlich, dass bei Anwendungen der in Tab. 2.2 für ausbetonierte Hohlprofile anzusetzenden Knickspannungslinien „a“ bzw. „b“ auf Verbundstützen mit massivem Stahlkern die rechnerische von der tatsächlichen Tragfähigkeit signifikant abweicht. Dies ist auf die thermisch induzierten Eigenspannungen innerhalb des Querschnitts des Kernmaterials als strukturelle Imperfektion zurückzuführen, die aus dem Abkühlvorgang im Herstellungsprozess entstehen und eine beträchtliche Reduzierung der globalen Stütztragfähigkeit zur Folge haben können. Abb. 2.14 zeigt hierzu exemplarisch die Ergebnisse einer Traglastberechnung an einer mit Kernprofil versehenen Hohlprofil-Verbundstütze. Dabei wird der Abminderungsbeiwert χ in Abhängigkeit von dem bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ sowohl mit als auch ohne Einfluss aus thermisch induzierten Eigenspannungen dargestellt.

Aus dieser Traglastanalyse geht hervor, dass bei Vernachlässigung der strukturellen Imperfektion eine Einstufung in die Knickspannungslinie „a“ vorgenommen werden kann. Die Berücksichtigung der Eigenspannungsverteilung bei dem untersuchten Querschnitt führt hingegen zu einer Einstufung in die ungünstigste Knickspannungslinie „d“. Demnach fällt die Stütztragfähigkeit gegenüber dem Fall bei Vernachlässigung der Eigenspannungsverteilung erheblich geringer aus.

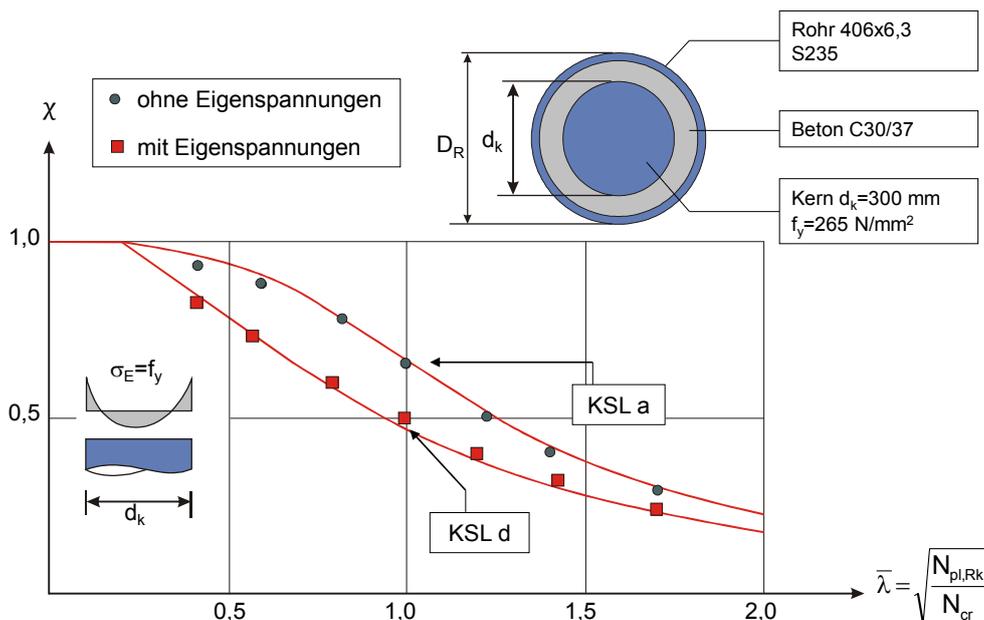


Abb. 2.14: Auswirkung der Eigenspannungen hinsichtlich der Zuordnung von Hohlprofil-Verbundquerschnitten mit massivem Kernprofil zu den europäischen Knickspannungslinien nach EC 3 [vgl. HANSWILLE & BERGMANN, R. (1999)]

Darüber hinaus rückt die Streckgrenzenverteilung bei der Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen mit Einstellprofilen aus Vollkern in den Vordergrund, da bei größeren Kernprofilabmessungen nicht von einer über den Querschnitt konstanten Streckgrenze ausgegangen werden kann. Daher wird bei größeren Vollkernprofilen der Nachweis des garantierten Mindestwertes der Streckgrenze wie z. B. in bauaufsichtlichen Zulassungen [vgl. DIBt (2014)] gefordert.

Um die strukturellen Imperfektionen an Vollprofilquerschnitten abschätzen zu können, führten ROIK & SCHAUMANN(1980) Messungen durch, bei denen die Streckgrenzen- und Eigenspannungsverteilung über den Querschnitt erfasst wurde. Auf Grundlage dieser Untersuchung wurden schließlich Ansätze zur quantitativen Beschreibung von strukturellen Imperfektionen hergeleitet. Für kreisrunde Vollprofilquerschnitte ist der idealisierte Verlauf der Fließgrenze sowie der Eigenspannungen über den Querschnitt in Abb. 2.15 ersichtlich. Den Fließgrenzen- und Eigenspannungsverläufen liegen jeweils Ansätze mit quadratischer Verteilung zugrunde.

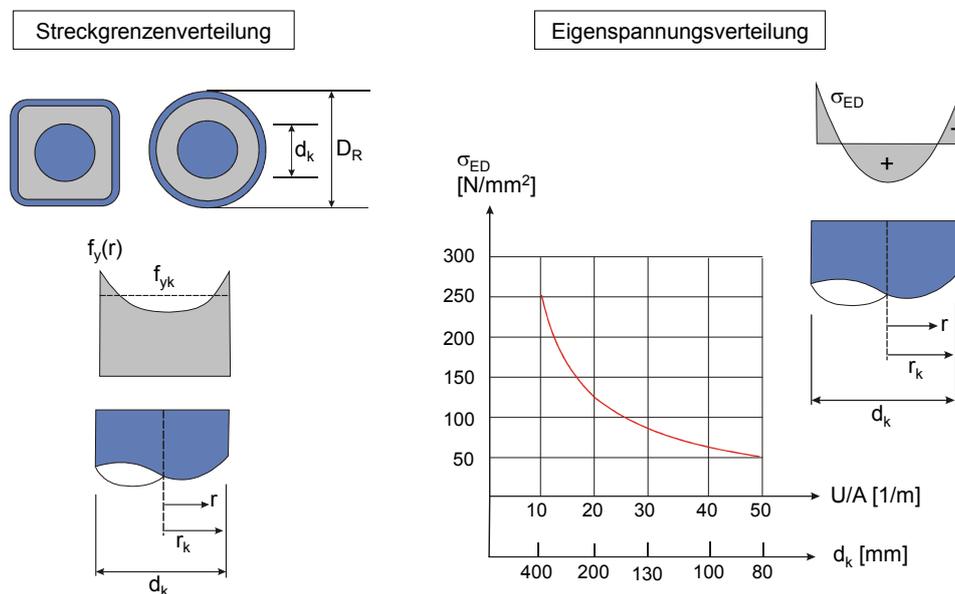


Abb. 2.15: Strukturelle Imperfektionen von runden Kernprofilen nach ROIK & SCHAUMANN (1980) [vgl. DIBt (2014)]

Die Streckgrenze bei einem Vollprofil nimmt im Randbereich maximale Werte an, die zur Kernmitte absinkt. Die funktionale Beschreibung der Streckgrenzenverteilung für Rundprofilquerschnitte enthält Gl. (2.15).

$$\frac{f_y(r)}{f_{yk}} = 0,95 + 0,1 \frac{r^2}{r_k^2} \quad (2.15)$$

Die Verteilung der aus dem Herstellungsprozess entstandenen Eigenspannungen wird für runde Kernprofile durch die nachstehende Gleichung Gl. (2.16) wiedergegeben. Der Wert der Eigenspannung σ_{ED} am Kernprofilrand hängt im Wesentlichen von den geometrischen Abmessungen des Kernprofils ab. Diesbezüglich lässt sich dem Diagramm in Abb. 2.15 entnehmen, dass die Randeigenspannung mit dem Kerndurchmesser zunimmt. Für Kernprofile mit einem Durchmesser $d_{k,0}$ von 200 mm entspricht die Rand-

eigenspannung $\sigma_{ED,200}$ einem Wert von 125 N/mm^2 . Gemäß nachstehendem Ansatz wird diese Spannungsordinate als Grundwert am Durchmesser skaliert und zur Bestimmung der Randeigenspannung σ_{ED} von Kernprofilen mit abweichendem Durchmesser herangezogen. Sowohl bei der Streckgrenzen- als auch bei der Eigenspannungsverteilung ist die Laufordinate r auf den Querschnittsmittelpunkt bezogen.

$$\sigma_E(r) = \sigma_{ED} \left(1 - \frac{2r^2}{r_k^2} \right) \quad (2.16)$$

mit

$$\sigma_{ED} = \sigma_{ED,200} \frac{d_k}{d_{k,0}} \leq f_{yk}$$

$$\sigma_{ED,200} = 125 \text{ N/mm}^2 \quad \text{bei } d_{k,0} = 200 \text{ mm}$$

Da die Tragfähigkeit von Verbundquerschnitten durch die Betondehnung begrenzt wird und dadurch nicht die vollplastische Querschnittstragfähigkeit aktiviert werden kann, werden in den Nachweisformaten des Näherungsverfahrens die vollplastischen Grenzmomente mittels des in Abs. 2.1.2.4 beschriebenen Beiwertes α_M abgemindert.

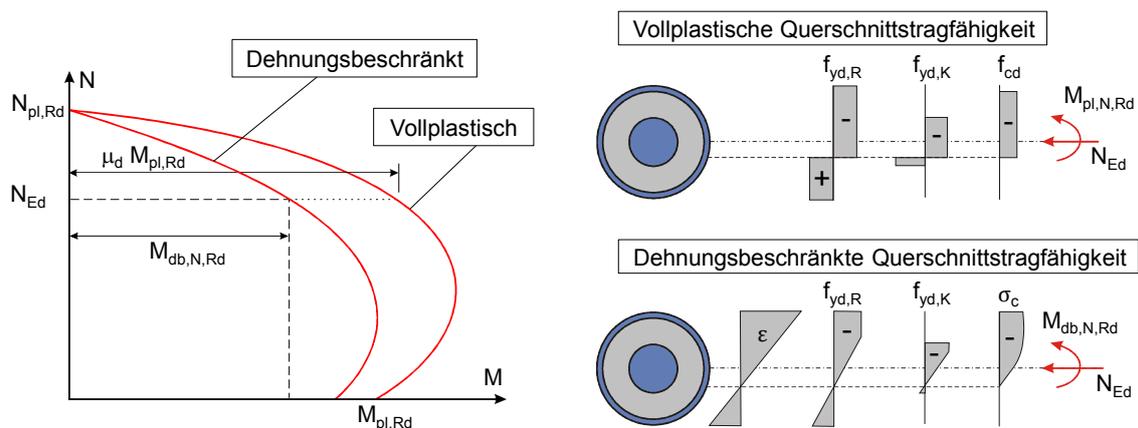


Abb. 2.16: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit nach HANSWILLE & LIPPES (2008)

Bei Stützenquerschnitten mit großen plastischen Formbeiwerten, die aus einer Konzentration an Baustahl zur Querschnittsmitte hin resultieren, liegt nach den Ausführungen von SAUERBORN & KRETZ (2010) die Abschätzung der dehnungsbeschränkten Querschnittstragfähigkeit mit dem in der Bemessungsvorschrift festgelegten Beiwert α_M auf der unsicheren Seite. Demgemäß erfassen die normativen Vorgaben für den Abminderungsbeiwert α_M nicht die realistische Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilen mit massivem Vollkernprofil in Querschnittsmitte (s. Abb. 2.16). Insbesondere bei großen Kerndurchmessern würde dies zu einer Fehleinschätzung des Einflusses der Dehnungsbeschränkung bei der Abminderung des vollplastischen Grenzmomentes führen. Verschärft wird dieses Problem durch den Einsatz von hochfesten Werkstoffen bei dem betrachteten Querschnittstypen, wie Ergebnisse aus Untersuchungen nach LIPPES (2008) und HANSWILLE & LIPPES (2007) in Abb. 2.17 zeigen.

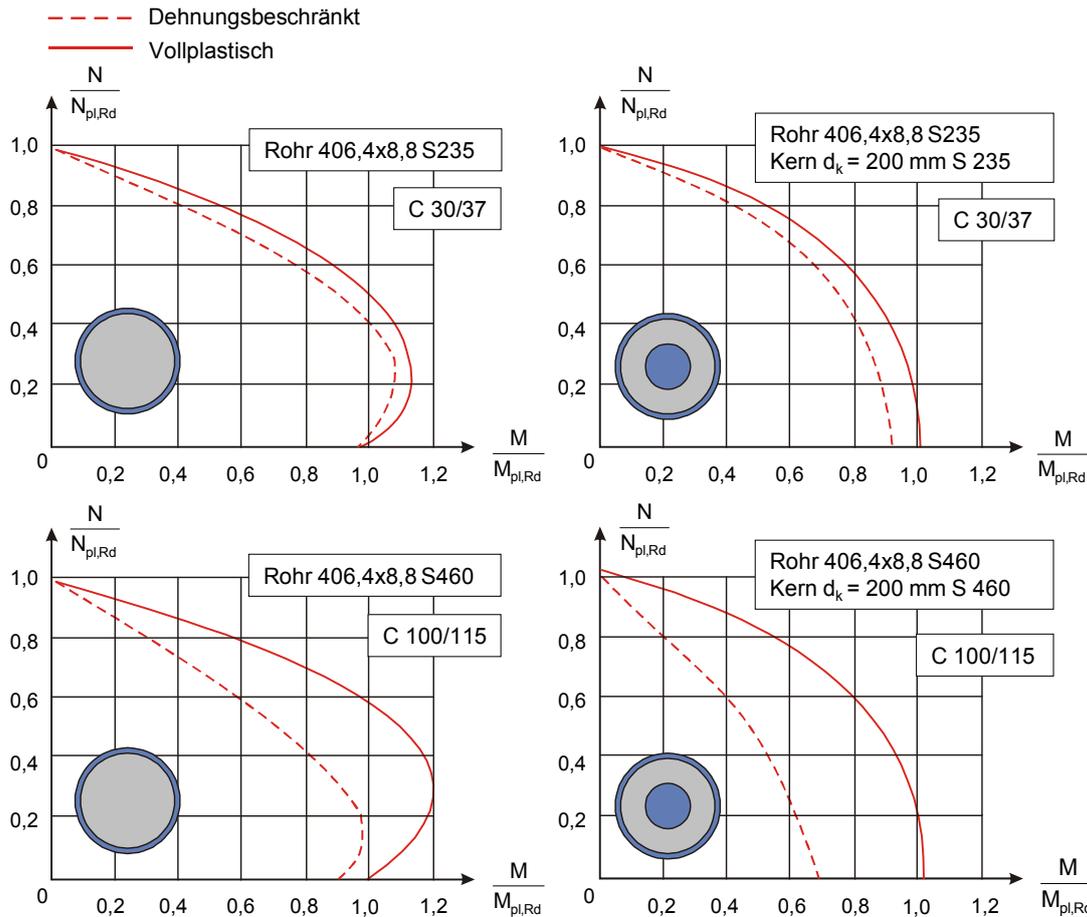


Abb. 2.17: Vergleich der dehnungsbeschränkten und vollplastischen Querschnittstragfähigkeit nach HANSWILLE & LIPPES (2008)

Die Querschnittstragfähigkeit hängt im Wesentlichen von der Kombination der hochfesten Werkstoffe ab. Im Vergleich zum Querschnitt mit normalfesten Werkstoffen ergeben sich durch den Einsatz von hochfesten Betonen und Baustählen erheblich kleinere bezogene Momententragfähigkeiten bei dehnungsbeschränkter Ausnutzung. Der wesentliche Grund hierfür ist, dass das Kernprofil wegen der relativ geringen Grenzdehnung des hochfesten Betons nicht voll durchplastizieren kann. Diese Problematik wird durch den normativ vorgegebenen Abminderungsbeiwert α_M , welcher lediglich in Abhängigkeit von der verwendeten Stahlgüte, jedoch ohne weitere Spezifizierung zugrunde gelegt wird, nicht erfasst. Daher formulierte LIPPES (2008) im Rahmen der Herleitung eines Näherungsverfahrens zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen mit hochfesten Werkstoffen einen modifizierten Beiwert, mit dem die Bestimmung der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit über die Abminderung der vollplastischen Momententragfähigkeit ermöglicht wird. Im Gegensatz zum Abminderungsbeiwert nach EC 4 wird der modifizierte Beiwert in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse, dem Verhältnis Kern- zu Rohrdurchmesser, der Stahlgüte des Kernprofils und der Normalkraftausnutzung $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ bestimmt.

3 Experimentelle Untersuchungen – Großformatige Stützenversuche

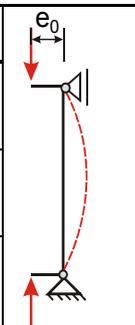
3.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des globalen Tragverhaltens von ausbetonierten Hohlprofilen unter Einsatz mehrerer runder Vollprofilkerne als Einstellprofile wurden experimentelle Untersuchungen an großformatigen Stützen im Rahmen eines ZIM-Kooperationsprojektes durchgeführt [vgl. HANSWILLE ET AL. (2015)]. Die Stützenversuche dienten primär als Grundlage zur Entwicklung von abgesicherten Berechnungsgrundsätzen zu Hohlprofil-Verbundstützen mit mehrkernigen Querschnitten. Nachfolgend werden die durchgeführten Versuche einschließlich des Aufbaus und die Ergebnisse detailliert beschrieben. Anschließend folgt eine Auswertung der maßgebenden Versuchsergebnisse.

3.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm zum globalen Tragverhalten umfasste drei großformatige Stützenversuche. Zwei der geprüften Stützenkörper enthielten zur Lastverteilung innerhalb des Querschnitts mechanische Verbundmittel im Lasteinleitungsbereich (s. Tab. 3.1). Zu Vergleichszwecken wurde eine weitere Verbundstütze ohne planmäßige Endverdübelung, die der Durchführung eines Referenzversuches diene, hergestellt.

Tab. 3.1: Versuche an mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen

Stützenversuch	Verbundmittel	Exzentrizität e_0 [mm]	
S-I (Referenzversuch)	Ohne Endverdübelung	50	
S-II	Knotenbleche; Schubrippen	50	
S-III	Knotenbleche; Schubrippen	50	

Die Lasteintragung in die Versuchskörper erfolgte in den Stützenversuchen unter Zuhilfenahme von Lasteinleitungskonstruktionen, die eine gelenkige Lagerung der Stützen erlauben. Um den Einfluss der Lasteinleitungskonstruktion auf die Ergebnisse der Stützenversuche erfassen und die Randbedingungen der Stützenkörper für die numerische Nachrechnung (s. Abs. 4.2.5) exakt beschreiben zu können, wurden Untersuchungen an der eingesetzten Lasteinleitungskonstruktion (s. Tab. 3.2) vorangestellt, in der die Rückstellmomente in Abhängigkeit von der Vertikalbelastung bestimmt wurden.

Tab. 3.2: Versuche an den Lasteinleitungskonstruktionen

Lagerversuch	Vertikallast F [kN]
L-I	2500
L-II	3750
L-III	5000

3.3 Untersuchung der Lasteinleitungskonstruktion

Zur Sicherstellung einer freien Endverdrehung der Versuchskörper wurden für die Stützenversuche eigens angefertigte Zylinderlager als gelenkige Lasteinleitungskonstruktion eingesetzt. Die in Abb. 3.1 dargestellten Lagerkörper waren an beiden Enden der Versuchsstützen gleich ausgebildet und bestehen im Wesentlichen jeweils aus einem Stahlzylinder mit einem Kreisdurchmesser von 100 mm sowie zwei Platten als Einfassung für den Stahlzylinder. Durch den gewählten Aufbau liegt eine annähernd ideal-gelenkige Lagerung der Stützenkörper mit einer definierten Drehachse vor. Die Lagerplatten wurden in den Stützenversuchen sowohl mit den Kopf- bzw. Fußplatten der Versuchskörper als auch mit den Lasteinleitungsplatten der Prüfmaschine fixiert.

In den einzelnen Stützenversuchen ist eine exzentrische Lasteinleitung vorgesehen (s. Abs. 3.4.1). Aus der Verdrehung der Stützenendkonstruktionen infolge der exzentrischen Lasteintragung resultieren entsprechend Abb. 3.1 aufgrund des Reibungszustandes zwischen dem Stahlzylinder der Lagerkörper und den Lagerplatten Reibkräfte F_R , die durch ihre Abhängigkeit von dem Reibbeiwert der Kontaktflächen und von der Vertikalbeanspruchung F beschrieben werden können. Diese Lagerreibkräfte erzeugen wiederum in der Schwerachse des Stahlzylinders ein Rückstellmoment M_R , welches dem Moment aus der Lastexzentrizität entgegenwirkt. Sowohl in der Auswertung als auch in den Ansätzen der computergestützten Nachrechnung der Stützenversuche ist der Einfluss aus dem in den Lagerkonstruktionen entstehenden Rückstellmoment M_R , dessen experimentelle Bestimmung Gegenstand der Untersuchungen an den Lasteinleitungskonstruktionen war, zu berücksichtigen.

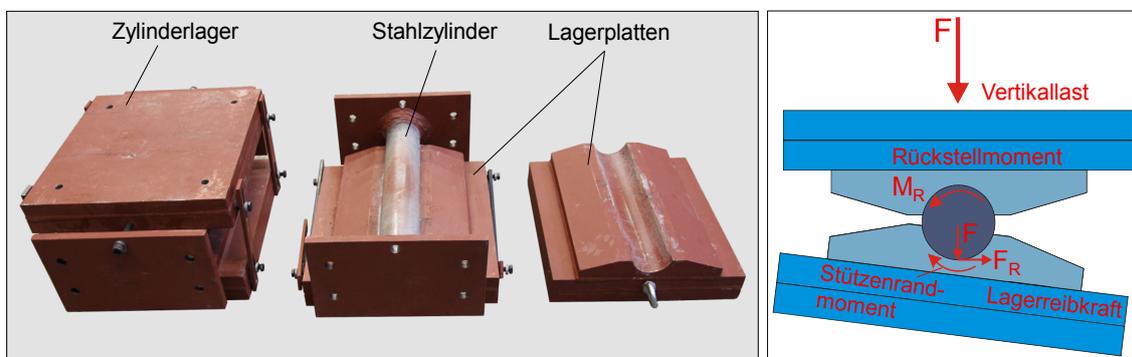


Abb. 3.1: Lasteinleitungskonstruktion zur Sicherstellung einer gelenkigen Stützenlagerung

3.3.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Um in den Lagerkörper eine Verdrehung einprägen zu können, wurden an den Stirnseiten des Stahlzylinders Platten angeschweißt. An diesen wurden für die Lagerversuche U-förmige Stahlträger entsprechend dem gewählten Versuchsaufbau in Abb. 3.2 fixiert. Mithilfe einer hydraulischen Presse wurden die U-förmigen Träger exzentrisch in vertikaler Richtung belastet, wodurch sich ein Drehmoment in dem Zylinderlager einstellte. Zeitgleich wurde der in der Prüfmaschine eingebaute Lagerkörper konstant auf Druck belastet. Die aufgebrachte Kraft aus der hydraulischen Presse konnte mittels einer kalibrierten Kraftmessdose erfasst werden. Die Verdrehung der seitlichen Träger bewirkte eine Eigenverdrehung des Stahlzylinders, woraus schließlich Rückstellmomente in der Lagerkonstruktion resultierten. Die Verschiebungen der

U-Träger an zuvor definierten Stellen wurden über induktive Wegaufnehmer mess-technisch bestimmt.

Insgesamt wurden drei Lagerversuche durchgeführt. Da sich die Vertikalbeanspruchung der Lagerkörper als wesentliche Einflussgröße auf die Reibung und somit auf die Rückstellmomente auswirkt, wurde die durch die Prüfmaschine aufgebrachte Vertikallast (s. Tab. 3.2) variiert.

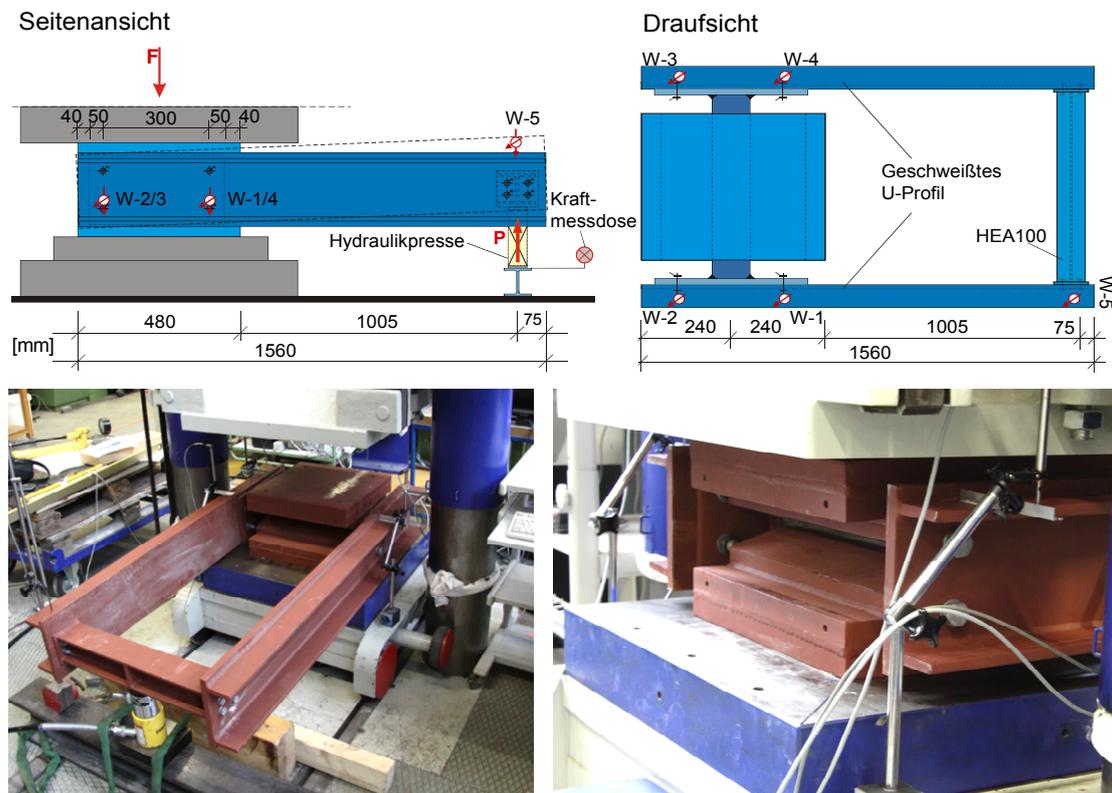


Abb. 3.2: Aufbau der Lagerversuche zur Ermittlung der Rückstellmomente im Zylinderlager

3.3.2 Versuchsergebnisse

Zur Beschreibung der Lagerungsbedingungen der Versuchsstützen sind die von der Lagerverdrehung φ abhängigen Rückstellmomente M_R von besonderer Bedeutung. Unter Zuhilfenahme der an den seitlichen Trägern gemessenen Verschiebungen wurde auf die Verdrehung des Stahlzylinders über Gl. (3.1) geschlossen.

$$\varphi = \frac{0,5(w_1 + w_4) + 0,5(w_2 + w_3)}{2b_L} \quad (3.1)$$

mit

w_i Vertikalverschiebung an der i-ten Messstelle

b_L Längsabstand der Wegaufnehmer zur Schwerachse des Stahlzylinders

Das in dem Lagerkörper entstandene Rückstellmoment M_R ermittelt sich über die nachstehende Beziehung, wobei die Größe P die exzentrisch angreifende Vertikalkraft aus der Hydraulikpresse und das Maß e_L der senkrechte Abstand der Hydraulikpresse zur Schwerachse des Stahlzylinders darstellen.

$$M_R = P \cdot e_L \quad (3.2)$$

mit

P Kraft aus der exzentrisch wirkenden Hydraulikpresse

e_L Abstand der Hydraulikpresse zur Schwerachse des Stahlzylinders

Werden die ermittelten Rückstellmomente über die Eigenverdrehung des Stahlzylinders gegeneinander aufgetragen, so ergeben sich für die betrachteten Vertikalkräfte F die in Abb. 3.3 aufgeführten Verläufe der Momenten-Verdrehungsbeziehungen. Die Kurven zeichnen sich zunächst durch einen näherungsweise linearen Anstieg des Rückstellmomentes in Abhängigkeit von der Lagerverdrehung aus. Bei weiterer Zunahme der Verdrehungen ist zwar immer noch ein Anstieg der Rückstellmomente festzustellen, allerdings nehmen die Kurven einen sichtbar flacheren Verlauf an. Erst ab einer Verdrehung von 0,026 rad weist die Lagerkonstruktion keine signifikante Zunahme der Rückstellmomente mehr auf.

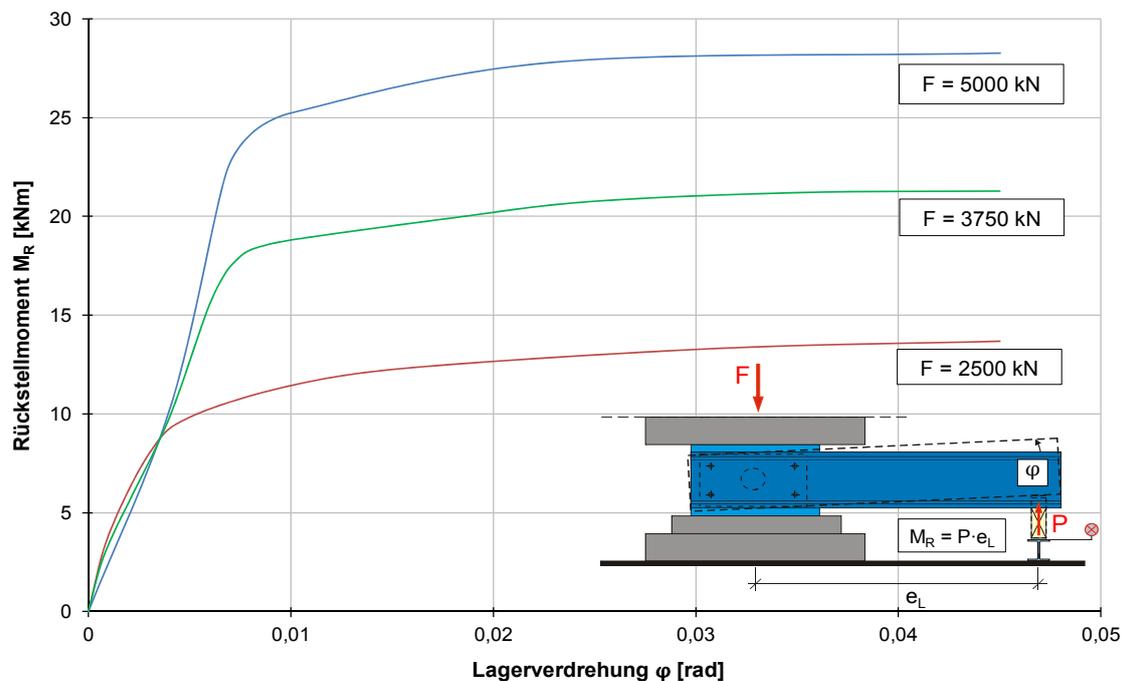


Abb. 3.3: Rückstellmoment in Abhängigkeit von Lagerverdrehung für unterschiedliche Vertikallasten

Die Annahme, dass die Rückstellmomente wesentlich von der Vertikalbeanspruchung der Lagerkörper abhängen, kann vornehmlich durch Abb. 3.4, in der die errechneten Rückstellmomente über die Vertikalkraft für verschiedene Lagerverdrehungen aufgetragen sind, bestätigt werden. Ab einer Verdrehung von 0,01 rad kann vereinfacht von einer linearen Beziehung zwischen Rückstellmoment und Vertikalbeanspruchung des Lagerkörpers ausgegangen werden. Beispielsweise lässt sich dem Diagramm für eine Verdrehung von 0,040 rad ein Rückstellmoment von etwa 29 kNm im Zylinderlager bei einer Prüflast F von 5000 kN entnehmen. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen der geprüften Stützenkörper sind die Lagerreibungseffekte in Form von Randmomenten an den Stützenenden zu berücksichtigen.

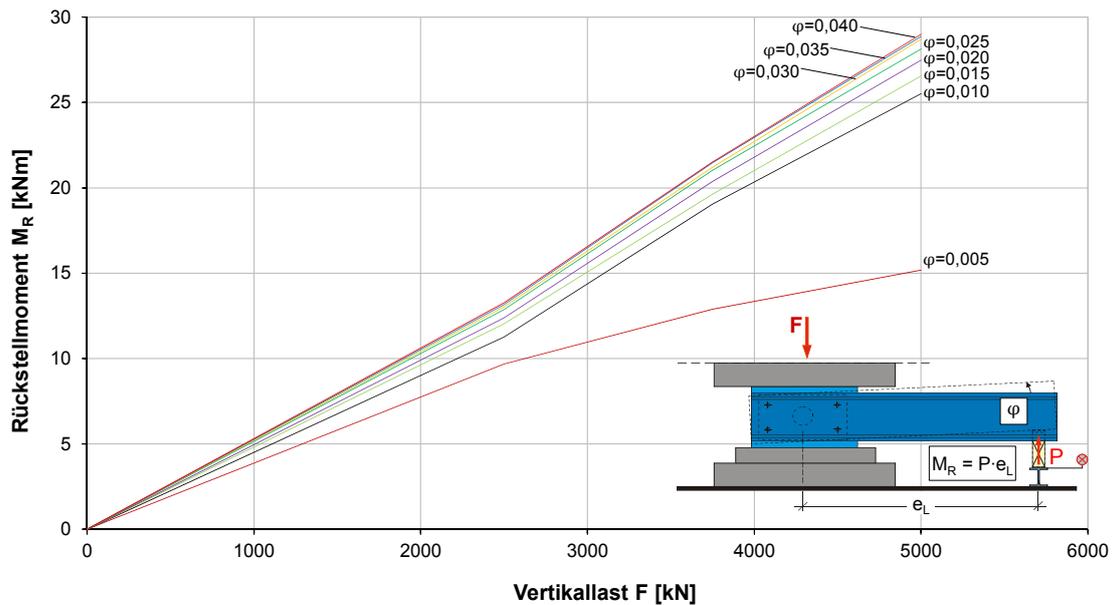


Abb. 3.4: Rückstellmoment in Abhängigkeit von Vertikallast und Lagerverdrehung

3.4 Versuche an Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitt

3.4.1 Versuchsaufbau und Prüfkörper

Die Stützenversuche wurden an großformatigen Hohlprofil-Verbundstützen mit einem Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ von 0,60 durchgeführt. Der Querschnitt hatte einen Außendurchmesser von 323,9 mm sowie eine Länge von 3240 mm bezogen auf die Außenkanten der Kopfplatten. Das eingesetzte Hohlprofil mit einer Wandstärke von 5,6 mm wies die Materialgüte S235 auf. Wie Abb. 3.5 zeigt, kamen für den mehrkernigen Querschnitt drei kreisrunde Stahlkerne als Einstellkerne mit einem Durchmesser von 80 mm und der Stahlgüte S355 zum Einsatz, die in einem Winkel von 120° zueinander ausgerichtet wurden. Der Hohlraum zwischen dem Mantelrohr und den Vollkernprofilen wurde mit einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C35/45 ausgefüllt. Die für die Untersuchung geforderte, planmäßige Randexzentrizität von 50 mm wurde erreicht, indem die Kopf- und Fußplatten um das gewünschte Maß exzentrisch zur Längsachse der Stützenkörper fixiert wurden.

Zur Lastverteilung innerhalb des Verbundquerschnitts wurde der Lasteinleitungsbereich der Versuchskörper entsprechend Abb. 3.6 ausgebildet. Während im Referenzversuch mit Stützenkörper S-I gänzlich auf eine Endverdübelung verzichtet wurde, zeichnete sich der Lasteinleitungsbereich der Stützenkörper S-II und S-III durch eine mechanische Verdübelung aus zwei kombinierten Verbundmitteln zur Übertragung von Längsschubkräften in der Verbundfuge aus. Im Kopf- und Fußbereich kamen jeweils drei am Mantelrohr angeschweißte Knotenbleche, im Folgenden auch Distanzbleche genannt, zum Einsatz. Durch zusätzliche Lochung der Knotenbleche bilden sich Betondübel aus, die nebst dem Spitzendruck an den Stirnseiten der Bleche auch zum Lastabtrag beitragen und somit die Verbundwirkung zwischen Beton und Mantelrohr erhöhen. Neben den Dübelleisten wurden drei unnachgiebige Verbundleisten, sog. Schubrippen, mit einer Ringstärke von 6 mm im Längsabstand von 80 mm zueinander an jedem Stahlkern angebracht. Auf das Last-Verformungsverhalten der eingesetzten Verbundmittel wird gesondert in Abs. 3.4.2 eingegangen.

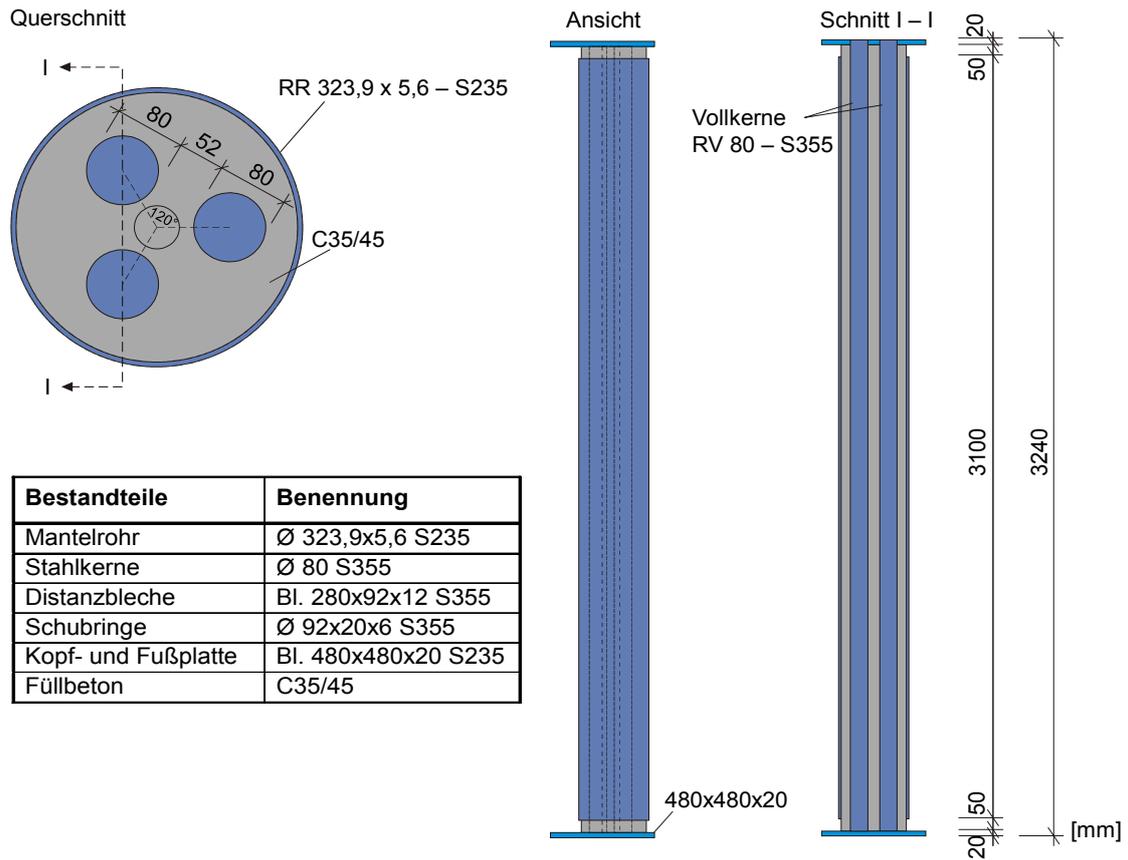


Abb. 3.5: Ausbetoniertes Hohlprofil mit mehrkernigem Querschnitt als Versuchskörper

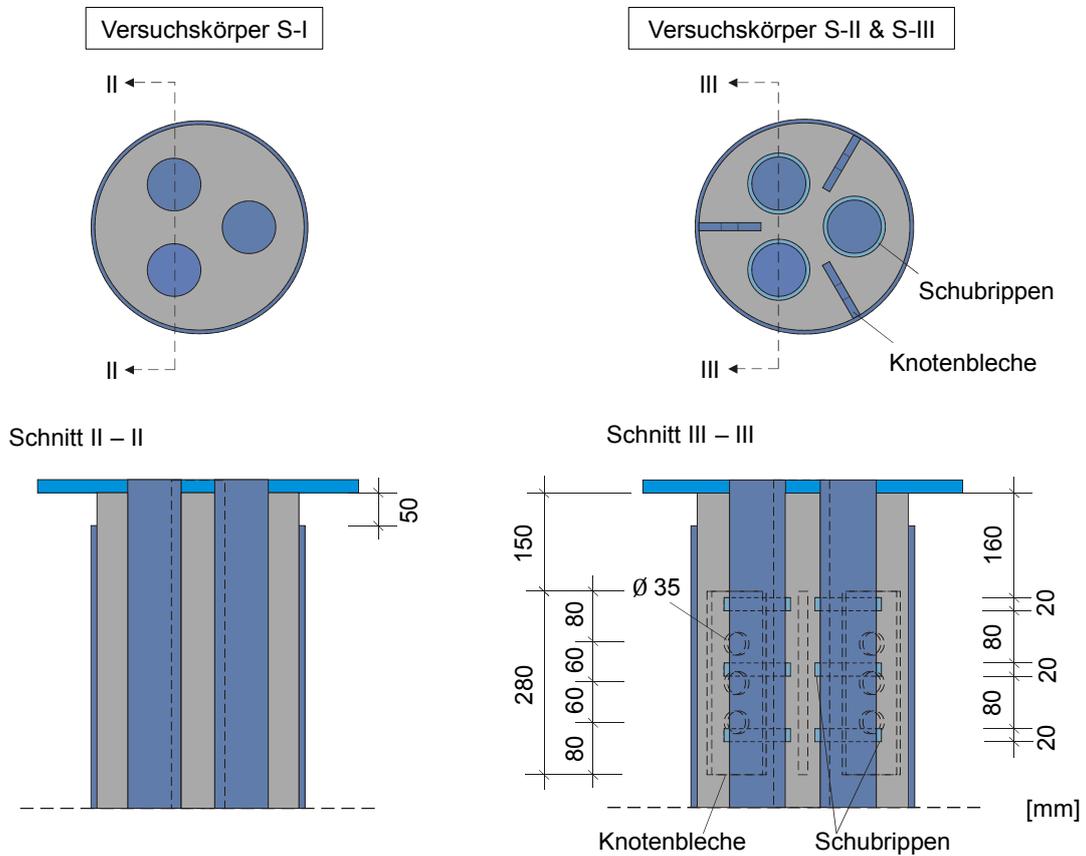


Abb. 3.6: Lasteinleitungsbereich der Versuchskörper

Durch einen ausreichend großen Spalt von 50 mm zwischen der Kopf- bzw. Fußplatte und dem Mantelrohr wurde eine direkte Lasteintragung in das Hohlprofil vermieden. Aufgrund der eingeschränkten Querschnittstragfähigkeit der für die Versuchsreihe dimensionierten Stahlkerne war eine direkte Eintragung der Prüflast ausschließlich über die Kernquerschnitte nicht möglich. Daher erfolgte die Lasteintragung beidseitig in die Stützenkörper letztendlich über die Kombination aus den Komponenten Stahlkerne und Beton.

Die Probekörper wurden schließlich nach ihrer Herstellung und nach der Erhärtungsphase des Betons stirnseitig mit den in Abs. 3.3 beschriebenen Lasteinleitungsstrukturen zur Sicherstellung einer gelenkigen Lagerung der Anschlusspunkte verschraubt. Um einen Ausbruch des freiliegenden Betons zwischen dem Mantelrohr und der Kopf- bzw. Fußplatte zu vermeiden und hierdurch die lokale Beanspruchbarkeit zu erhöhen, wurden in diesem Bereich zusätzlich den Beton umschnürende Rohrschellen angebracht. Durch einen ausreichend großen Spalt zwischen der Rohrschelle und den Kopfplatten der Stützen wurde ein kraftschlüssiger Kontakt vermieden. Der Prüfkörper wurde schließlich mitsamt den Lagerkörpern an den Stützenenden in den Versuchsstand eingebaut. Weiterhin wurden die Lagerkonstruktionen gegen Querverschiebungen gesichert. Der vollständige Versuchsstand mit eingebautem Prüfkörper sowie die Ausbildung der Kopf- und Fußpunkte ist in Abb. 3.7 dargestellt.

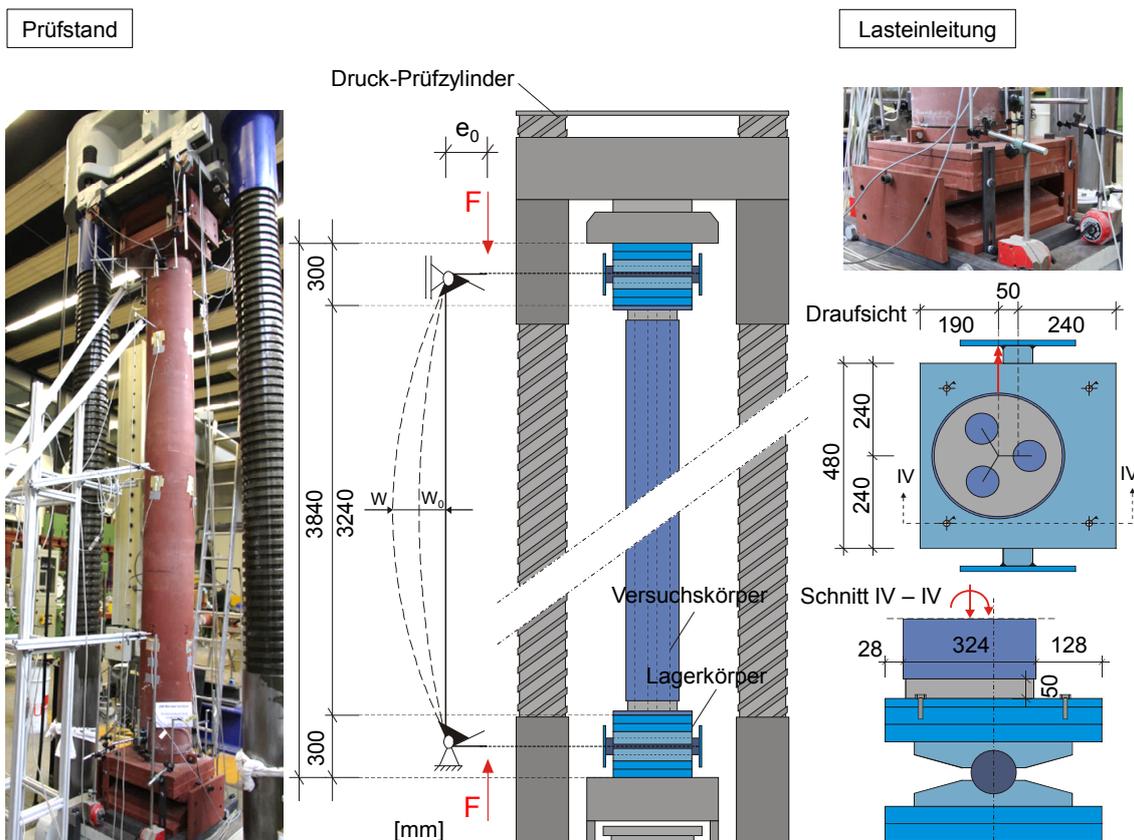


Abb. 3.7: Versuchsstand mit eingebautem Prüfkörper und Anschlusspunkte der Stützen

3.4.2 Untersuchungen an Verbundmitteln zur lokalen Lasteinleitung

Im Rahmen des beschriebenen Forschungsprojektes nach HANSWILLE ET AL. (2015) wurden u. a. spezielle Problemstellungen im Bereich der Lastein- bzw. Lastausleitung von Verbundstützen behandelt. In diesem Zusammenhang wurden jeweils drei Push-Out-Versuche an verschiedenen Typen von Verbundmitteln zur Beschreibung des Einflusses auf die Lastumlagerung innerhalb des Lasteinleitungsbereichs einer Stütze durchgeführt. Auf Grundlage der erzielten Versuchsergebnisse wurden die Bemessung und die Ermittlung der Tragfähigkeiten der im Lasteinleitungsbereich eingesetzten Verbundmittel nach der sog. Komponentenmethode ermöglicht. Hiernach lassen sich die untersuchten Verbundmittel sowie deren Einfluss auf die Lastumlagerung mithilfe von nichtlinearen Federmodellen idealisieren. Für die in den großformatigen Stützenkörper zur lokalen Lastverteilung eingesetzten Verbundmittel wurden vorangestellte Untersuchungen durchgeführt, woraus sich das Last-Verformungsverhalten der Verbundbelagung zum Zwecke der Nachrechnung der Stützenversuche bestimmen lässt.

3.4.2.1 Knotenblech mit Dübelwirkung – Aufbau, Durchführung und Ergebnisse

Bei der bereits in Abs. 3.4.1 beschriebenen Dübelleiste erfolgt die Längsschubübertragung zum einen über Betondübel, die sich durch Ausnehmungen im Blech ausbilden. Infolgedessen wird die Verbundwirkung durch die Beanspruchung des Betons in einem dreiaxialen Spannungszustand gewährleistet [vgl. MANGERIG ET AL. (2005)]. Neben dem Lastabtrag über Betondübel entstehen zum anderen an den Stirnseiten der Dübelleisten weitere Lastanteile über den Spitzendruck p_1 aus Schneidenlagerung, wie aus Abb. 3.8 hervorgeht. Durch den exzentrischen Anschluss der Dübelleisten am Mantelrohr erfahren diese ein Biegemoment, welches dazu führt, dass in den Blechen ein Kräftepaar entsteht und der Lastabtrag im oberen Bereich des Knotenbleches durch eine Abstützung gegen die Betonkomponente erfolgt. Die hieraus entstehenden lokalen Pressungen p_2 erzeugen in Längsrichtung Querkzugkräfte im Beton (s. Detail A). Weiterhin entstehen diagonal wirkende Spaltzugkräfte zwischen den Knotenblechen. Im Fall der Verwendung eines Mantelrohrs entstehen durch die Umschnürungswirkung radiale Druckspannungen, die im Rohr Ringzugspannungen erzeugen (s. Abs. 2.2).

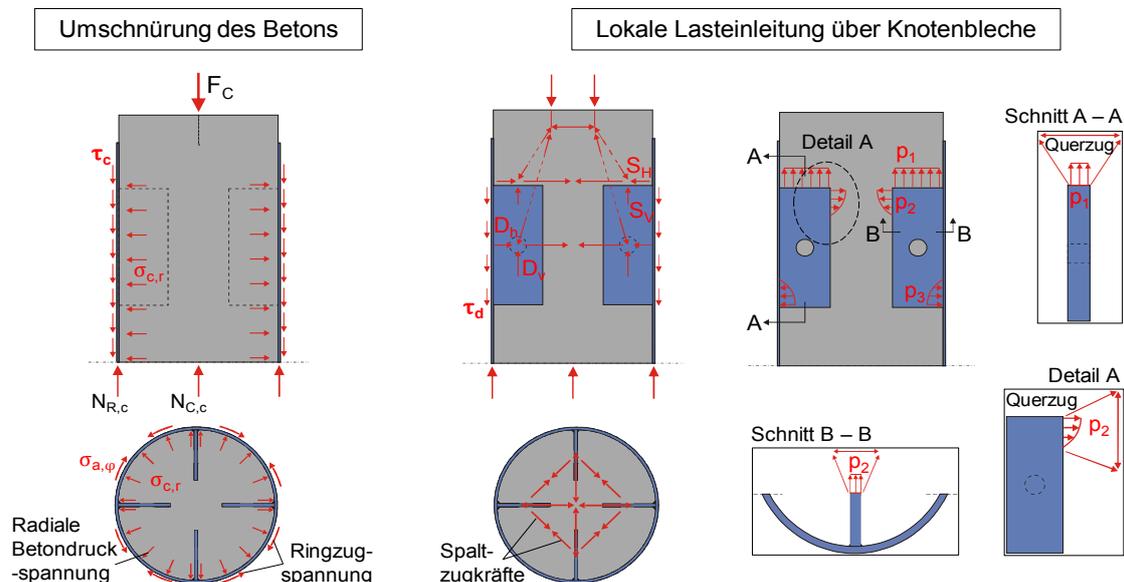


Abb. 3.8: Lastabtrag bei einem am Rohr fixierten Knotenblech mit Dübelwirkung

Zur Beschreibung des vollständigen Last-Verformungsverhaltens der Dübelleiste wurden Push-Out-Versuche mit den in Abb. 3.9 dargestellten Versuchskörpern durchgeführt. Die Versuchslasten wurden über eine starre Lasteinleitungsplatte direkt in den Beton eingeleitet und über insgesamt vier Dübelleisten, die die gleiche Geometrie sowie Abmessung wie jene in den Großstützen aufweisen, in das Mantelrohr übertragen. Zur Bestimmung der Relativverschiebung zwischen Beton und Mantelrohr sowie der Gesamtverschiebung infolge der Prüflast wurden induktive Wegaufnehmer eingesetzt. Die Versuchslast wurde so lange gesteigert, bis ein Ausbeulen des Mantelrohres visuell wahrgenommen werden konnte. Ab diesem Zeitpunkt war eine Steigerung der Versuchslast nicht mehr möglich. Zu beachten ist, dass die Wegmessung die Verformung des Mantelrohres impliziert, weshalb die Verformungsmesswerte die Auswirkungen aus dem Ausbeulen des Hohlprofils ebenfalls beinhalten.

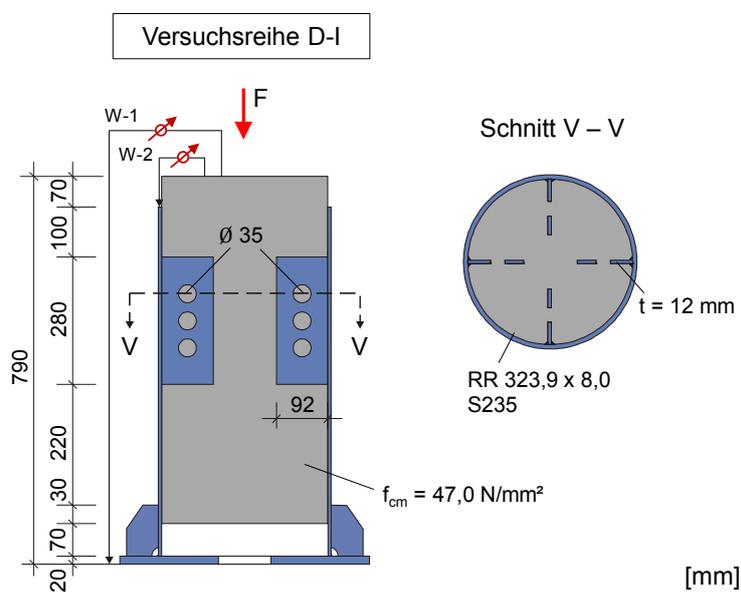


Abb. 3.9: Push-Out-Versuchskörper mit am Rohr angeschweißten Dübelleisten

Das erfasste Last-Verformungsverhalten der untersuchten Dübelleiste (s. Abb. 3.10) verdeutlicht, dass die Last bis zu einer Verschiebung von 2,7 mm nahezu linear auf einen Wert von ca. 2400 kN gesteigert werden konnte.

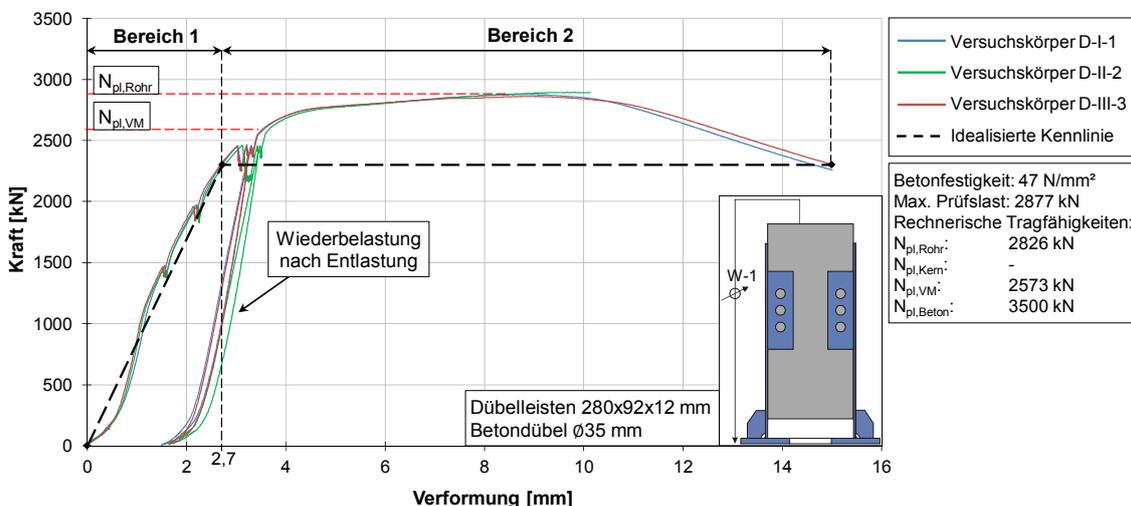


Abb. 3.10: Last-Verformungskurven der Push-Out-Versuchskörper mit gelochten Dübelleisten

Oberhalb dieser Last ist ein signifikanter Abfall der Steifigkeit der Verdübelung zu verzeichnen. Über die aus den Last-Verformungsbeziehungen abgeleitete Versuchslast P_i mit der zugehörigen Verschiebung δ_i wurde für die Distanzbleche eine idealisierte, bilineare Federkennlinie hergeleitet, mit der sich das Tragverhalten dieses Verbundmittels allgemein beschreiben lässt. Weitere Ausführungen zur Beschreibung des Einflusses dieses Verbundmittels auf die lokale Lasteinleitung folgen in Abs. 3.4.2.3.

3.4.2.2 Schubrippe – Aufbau, Durchführung und Ergebnisse

Bei der Verdübelung über Schubrippen werden die Längsschubkräfte zwischen dem Einstellkern und dem Beton über schräge von den Rippen ausgehende Druckstreben übertragen. In ausbetonierten Rohren mit einem Stahlkern als Einstellprofil stützen sich die Horizontalkomponenten der Druckstrebe gegen das Mantelrohr ab, wodurch Ringzugkräfte erzeugt werden (s. Abb. 3.11). Aus der Behinderung des umgebenden Betons resultiert ein mehrachsiger Spannungszustand, woraus eine erhöhte Betonfestigkeit gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit resultiert. Durch den zusätzlichen Anpressdruck gegen das Hohlprofil werden zudem größere Reibungskräfte, die wiederum eine Erhöhung der Längsschubtragfähigkeit des Verdübelungsbereiches zur Folge haben, erzeugt.

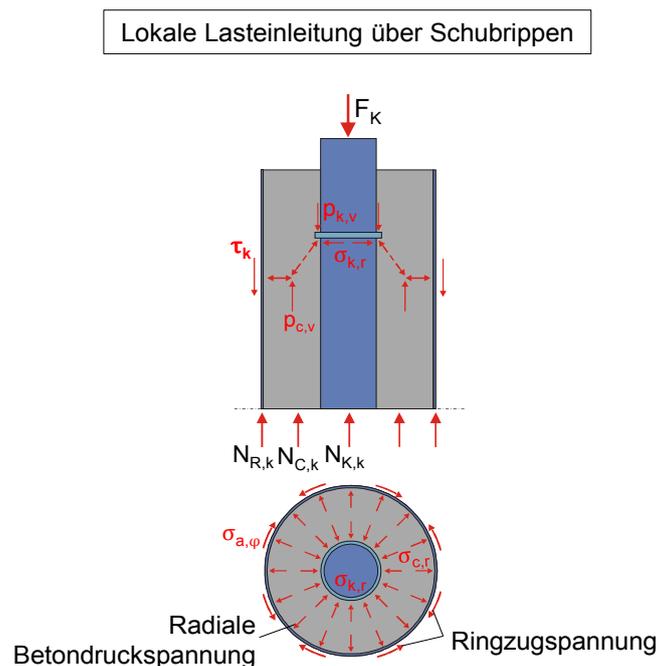


Abb. 3.11: Lastabtrag bei einer am Einstellkern angeschweißten Schubrippe

Zur Ermittlung der Verbundmitteleigenschaften der Schubrippe wurden Prüfkörper für drei Versuchsserien mit unterschiedlichen Randbedingungen hergestellt und geprüft. Im Rahmen der Untersuchung zur Lasteinleitung wurden insbesondere die geometrischen Größen für die schubübertragende Rippenfläche variiert. Als Einflussgrößen wurden gewählt:

- die Rippenstärke h_{SR}
- der Kerndurchmesser d_k und
- die Anzahl der Schubrippen n_{SR} im Verdübelungsbereich

Während in zwei Versuchsserien Schubleisten an einem Kernprofil mit einem Durchmesser von 120 mm angeschweißt wurden, wobei Schubrippen mit einer Stärke von 6 mm bzw. 12 mm zum Einsatz kamen, wurde die Anzahl der Einstellprofile in der dritten Versuchsreihe auf drei Stahlkerne jeweils mit einem Durchmesser von 60 mm erhöht. Die Rippenstärke betrug in diesem Fall 6 mm (s. Abb. 3.12).

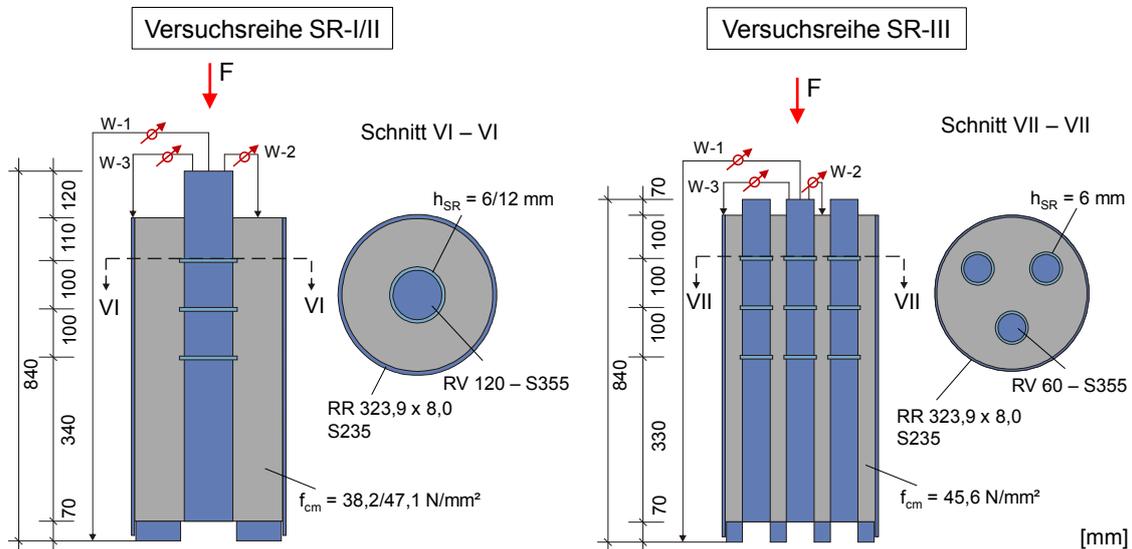


Abb. 3.12: Push-Out-Versuchskörper mit angeschweißten Schubrippen an den Stahlkernen

Die Messung der Gesamtverschiebung der zentrisch belasteten Einstellkerne sowie der Relativverschiebung zwischen Kern und Beton bzw. Mantelrohr erfolgte während der Versuchsdurchführung ebenfalls mithilfe von induktiven Wegaufnehmern.

Um die Vergleichbarkeit zwischen den Versuchsserien aufgrund der unterschiedlich vorliegenden Randbedingungen zu gewährleisten, wurden die Lastverformungsbeziehungen unter Zuhilfenahme des Kernumfangs, der tatsächlichen Betonfestigkeit, der Anzahl der Schubrippen sowie der Rippenstärke entsprechend der hergeleiteten Gl. (3.3) normiert. Aus dieser Normierung resultiert der dimensionslose Rippen-Beiwert α_s , der als Erhöhungsfaktor der einaxialen Druckfestigkeit zur Bestimmung der aufnehmbaren Teilflächenpressung, die für die Schubrippentragfähigkeit letztendlich entscheidend ist, aufgefasst werden kann. Über den Beiwert α_s liefert Gl. (3.4) schließlich die auf eine Schubrippe bezogene aufnehmbare Spannung σ_R .

$$\alpha_s = \frac{F}{f_{cm} \cdot \pi \cdot d_k \cdot h_{SR} \cdot n_{SR}} \quad (3.3)$$

mit

F Versuchslast

f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$$\sigma_R = \alpha_s \cdot \frac{h_0}{h_{SR}} \cdot f_{cm} \quad (3.4)$$

mit

h_0 Bezugswert für die Rippenstärke, entspricht 6 mm

Die Push-Out-Versuchskörper wurden kontinuierlich belastet, bis schließlich die Einstellkerne durchgedrückt wurden und infolgedessen ein weiteres Verschieben der Kerne nicht mehr möglich war. Die Inspizierung der Prüfkörper ließ auf ein Versagen des Betons unterhalb der Schubleisten schließen. Die nachfolgend aufgeführten Abbildungen (Abb. 3.13 bis Abb. 3.15) zeigen das normierte Kraft-Verformungsverhalten der untersuchten Schubrippen. Diese Kraft-Verformungsbeziehungen lassen sich mit trilinearen Polygonzügen, die als Federkennlinie der jeweiligen Schubrippe zu interpretieren sind, idealisieren. Bei der direkten Gegenüberstellung der erfassten Versuchswerte fällt auf, dass das Tragverhalten der Verbundmittel im Wesentlichen von der Rippenstärke abhängt. Die Schubrippen mit einer Stärke von 6 mm zeichnen sich durch merklich größere Beiwerte α_s aus als mit einer Rippenstärke von 12 mm. In Zusammenhang mit der Querkontraktionsbehinderung des Betons resultieren bei den 6 mm starken Rippen aus dem geringeren Verhältnis von Rippenfläche zu Betonfläche größere aufnehmbare Teilflächenpressungen im Bereich der Lasteinleitung.

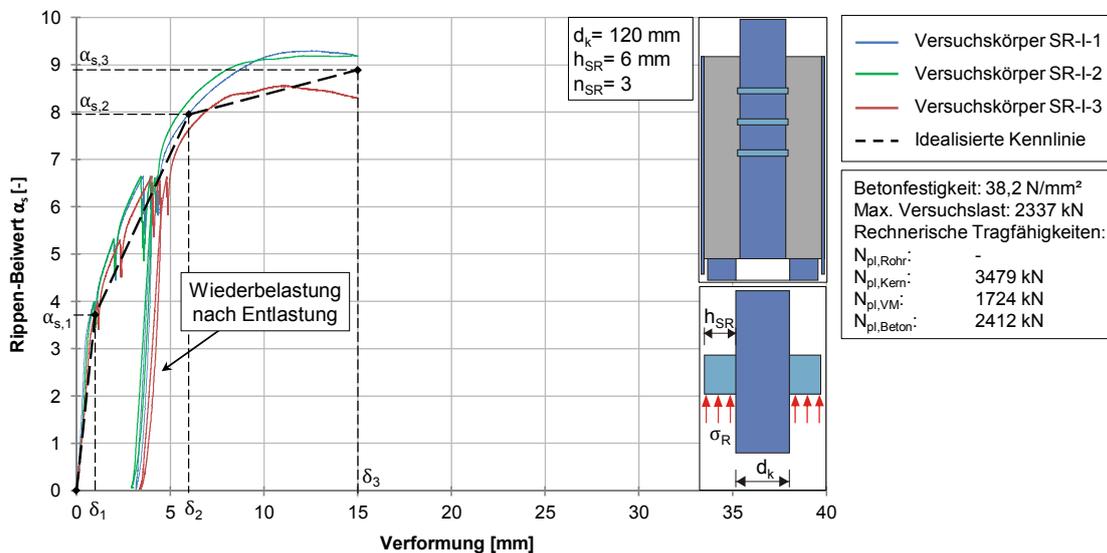


Abb. 3.13: Bezogene Last-Verformungskurven aus den Push-Out-Versuchen SR-I bei Einsatz von Schubrippen mit einer Stärke von 6 mm an einem zentrischen Stahlkernprofil

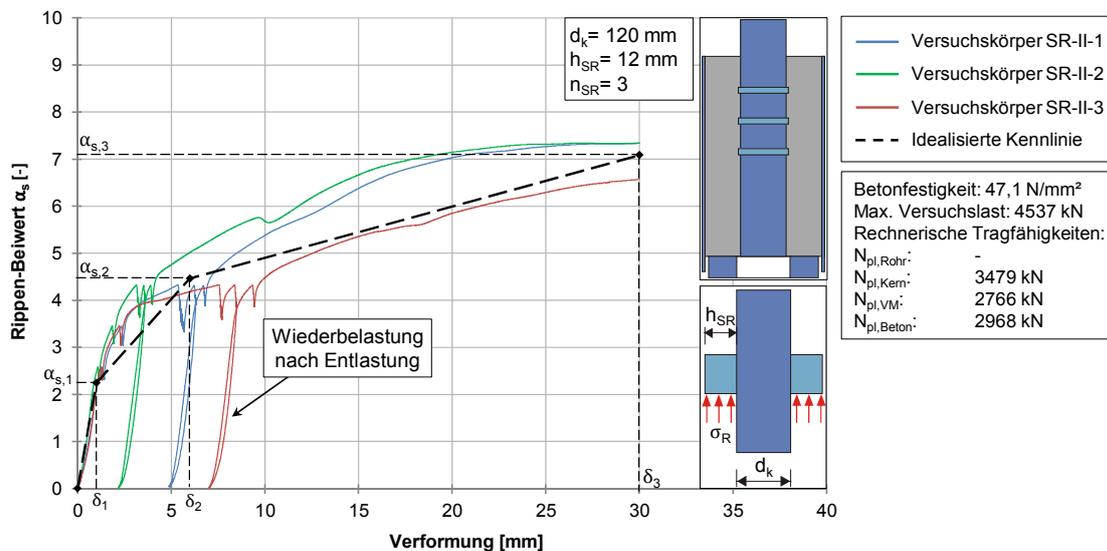


Abb. 3.14: Bezogene Last-Verformungskurven aus den Push-Out-Versuchen SR-II bei Einsatz von Schubrippen mit einer Stärke von 12 mm an einem zentrischen Stahlkernprofil

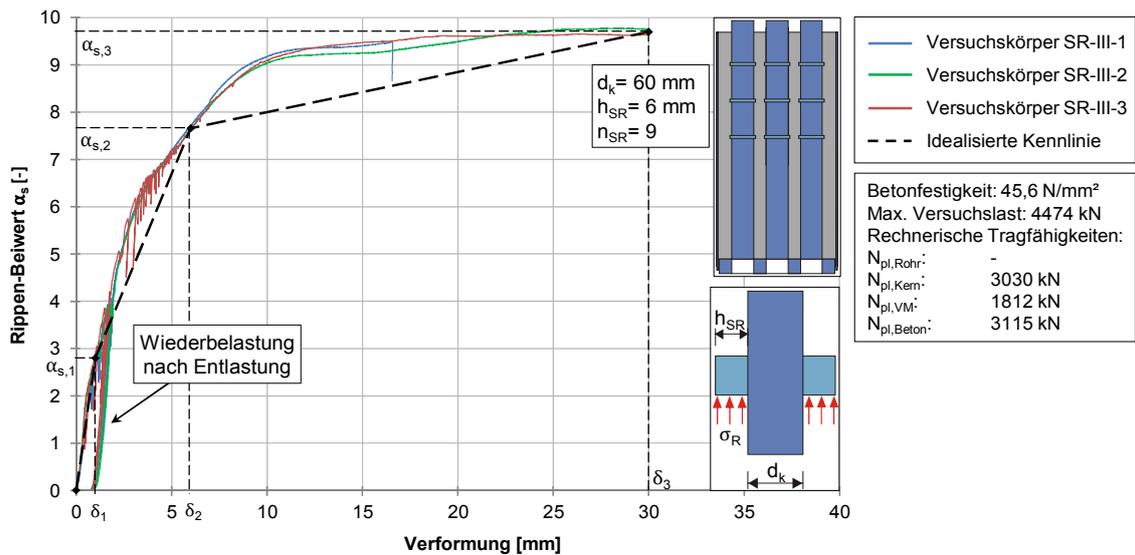


Abb. 3.15: Bezogene Last-Verformungskurven aus den Push-Out-Versuchen SR-III bei Einsatz von Schubrippen mit einer Stärke von 6 mm an drei Stahlkernprofilen

Tab. 3.3 fasst die signifikanten Werte der idealisierten Kennlinie der in den einzelnen Versuchsreihen geprüften Schubleisten an definierten Verformungen zusammen.

Tab. 3.3: Normierte Last- und Verformungskennwerte von Schubrippen

Verbundmittel Schubrippe		Last- und Verformungskennwerte	
<p>$t = 6 \text{ mm}$ $\varnothing 120 \text{ mm}$</p>	Abmessungen [mm]: $\varnothing 132 \times 20 \times 6$ Schubrippe an Kern $\varnothing 120 \text{ mm}$	δ_1 [mm]	$\alpha_{s,1}$ [-]
		1,0	3,72
		δ_2 [mm]	$\alpha_{s,2}$ [-]
		6,0	7,95
		δ_3 [mm]	$\alpha_{s,3}$ [-]
15,0	8,89		
<p>$t = 12 \text{ mm}$ $\varnothing 120 \text{ mm}$</p>	Abmessungen [mm]: $\varnothing 144 \times 20 \times 12$ Schubrippe an Kern $\varnothing 120 \text{ mm}$	δ_1 [mm]	$\alpha_{s,1}$ [-]
		1,0	2,24
		δ_2 [mm]	$\alpha_{s,2}$ [-]
		6,0	4,46
		δ_3 [mm]	$\alpha_{s,3}$ [-]
30,0	7,08		
<p>$t = 6 \text{ mm}$ $\varnothing 60 \text{ mm}$</p>	Abmessungen [mm]: $\varnothing 72 \times 20 \times 6$ Schubrippe an drei Kernen $\varnothing 60 \text{ mm}$	δ_1 [mm]	$\alpha_{s,1}$ [-]
		1,0	2,79
		δ_2 [mm]	$\alpha_{s,2}$ [-]
		6,0	7,67
		δ_3 [mm]	$\alpha_{s,3}$ [-]
30,0	9,70		

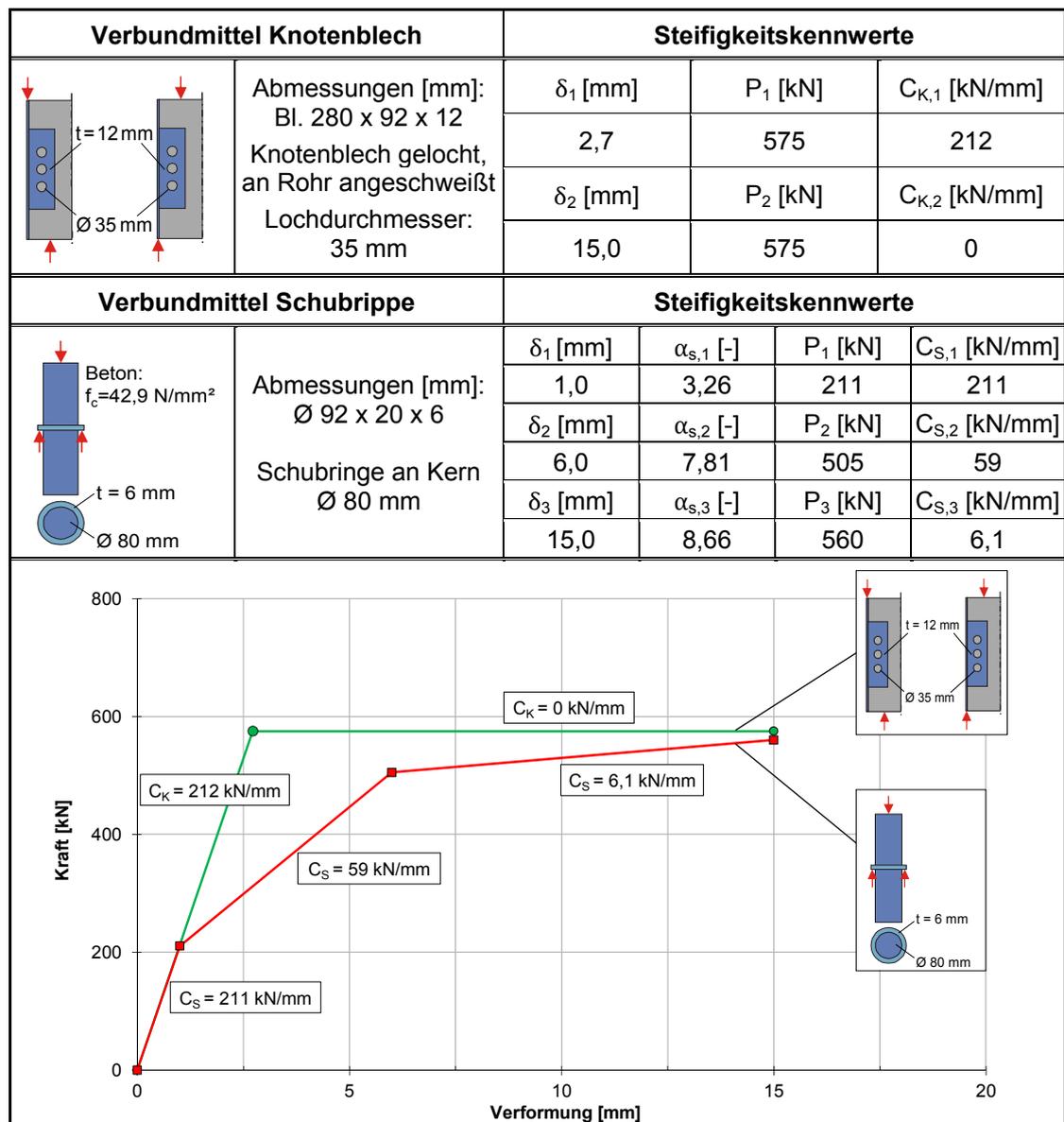
3.4.2.3 Steifigkeitskennwerte der Verbundmittel in den Versuchsstützen

Zur Beschreibung der Endverdübelung in den geprüften Stützenkörper wurden die Steifigkeitskennwerte der Schubrippen zugrunde gelegt, indem die dimensionslosen Beiwerte α_s für die 6 mm starken Schubrippen aus den Push-Out-Versuchen (s. Tab. 3.3) arithmetisch gemittelt wurden. Über Gl. (3.3) wurde schließlich auf das idealisierte

Last-Verformungsverhalten und die Steifigkeitskennwerte der in den Stützenkörpern verwendeten Schubringe entsprechend Tab. 3.4. rückgeschlossen. Für die ebenfalls eingesetzten Knotenbleche mit Dübelwirkung können die in Abs. 3.4.2.1 beschriebenen Ergebnisse zum Tragverhalten des Verbundmittels übertragen werden, da insbesondere Geometrie sowie Abmessung übereinstimmen und die tatsächlichen Betonfestigkeiten aus den Push-Out-Körpern sowie den Stützen unwesentlich voneinander abweichen. Die Steigungen in den Kennlinien der Schubrippe bzw. des Knotenblechs stellen hierbei die Steifigkeiten $C_{S,i}$ bzw. $C_{K,i}$ in dem jeweiligen Verformungsbereich dar.

Aus der direkten Gegenüberstellung der Last-Verformungswerte der beiden Verbundmittel geht hervor, dass die anfänglichen Steifigkeiten des gelochten Knotenbleches und des einzelnen Schubringes mit einer Rippenstärke von 6 mm identisch sind. Im Gegensatz zu dem eingesetzten Knotenblech ist bereits oberhalb einer Verformung von 1 mm eine ausgeprägte Abnahme der Steifigkeit bei dem am Einstellkern fixierten Schubring festzustellen.

Tab. 3.4: Idealierte Kennlinie der in den Stützenkörpern eingesetzten Verbundmittel



3.4.3 Werkstoffkenngrößen

Im Rahmen von Materialprüfungen wurden die charakteristischen Materialkenngrößen der in den Großstützen verwendeten Werkstoffe experimentell bestimmt. Nachfolgend wird die Auswertung der Materialprüfungen an den einzelnen Werkstoffen bereitgestellt.

3.4.3.1 Materialkennwerte des Betonkerns

Für die Herstellung der Stützenkörper wurde zur besseren Verarbeitbarkeit ein fließfähiger Beton gewählt. Die Konsistenz entsprach der Klasse F5, wodurch das Ausfüllen sämtlicher Hohlräume trotz der engen Platzverhältnisse im Hohlprofil ermöglicht wurde. Mit der Begrenzung des Größtkorns auf 8 mm und dem Einsatz von quarzitisches Gesteinskörnungen als Zuschlag wurde ein leichtes Pumpen des Betons in die Stützenkörper begünstigt. Die Zusammensetzung sowie die Frischbetoneigenschaften des normalfesten Betons sind Tab. 3.5 zu entnehmen.

Tab. 3.5: Zusammensetzung des normalfesten Betonkerns

Frischbetoneigenschaften und Zusammensetzung		
Festigkeitsklasse	[-]	C 35/45
Konsistenzklasse	[-]	F5
Festigkeitsentwicklung	[-]	mittel
Bindemittel		
CEM III/A 42,5 N/NA	[kg/m ³]	460
Wasseranteil		
Zugabewasser	[kg/m ³]	136
w/z	[-]	0,42
Zuschlag trocken		
Zuschlag gesamt	[kg/m ³]	1739
Korngruppen		
Sand 0-2	[kg/m ³]	794
Kies 2-8	[kg/m ³]	945
Zusatzmittel		
Betonverflüssiger	[kg/m ³]	2,76

Die Festbetoneigenschaften des Betonkerns wurden an Zylinder- und Würfelpföben bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen bestimmt und dokumentiert. Die Probekörper wurden zum Teil entsprechend den Vorgaben nach DIN EN 12390-2, die nach dem Ausschalen der Betonproben nach einem Tag die Lagerung in einem Wasserbad vorsieht, gelagert. Um die Umgebungsbedingungen im Inneren von ausbetonierten Hohlprofilen zu simulieren, wurden weitere Probekörper unmittelbar nach dem Ausschalen unter Luftausschluss in luftundurchlässige Folien eingewickelt und bis zum Prüfzeitpunkt gelagert. Ferner wurden die restlichen Betonproben unter Raumtempera-

turbedingungen neben den Stützenkörpern aufbewahrt, wodurch die Luftlagerung bewerkstelligt wurde. Die Festigkeitsprüfungen, die an Probewürfeln mit einer durchschnittlichen Kantenlänge von 150 mm und an Probezylindern mit einem Durchmesser von 150 mm sowie einer Höhe von 300 mm durchgeführt wurden, erfolgten zur Überwachung der Betonqualität in regelmäßigen Abständen ab dem Zeitpunkt der Herstellung an den in Folien gelagerten Proben. Nach 28 Tagen wurden an drei Zylindern und Würfeln jeder Lagerungsart die Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-3 sowie der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul nach DIN EN 12390-13 geprüft. Um die Festbetoneigenschaften des Füllbetons zu den Prüfzeitpunkten der Stützenkörper beurteilen zu können, wurden zur gleichen Zeit weitere Festigkeits- und E-Modul-Prüfungen durchgeführt. Die Werte für die Betondruckfestigkeit sowie für den E-Modul als mittlerer Sekantenmodul sind in Tab. 3.6 aufgeführt.

Tab. 3.6: Festbetoneigenschaften des Betonkerns

Prüftag [d]	Lagerungsart [-]	$f_{c,cyl,m}$ [N/mm ²]	$E_{c,m}$ [N/mm ²]
28	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	46,0	28.300
28	Luftlagerung	35,5	25.500
28 (S-III)	Prüfkörperlagerung in Folie	42,6	29.100
43 (S-I)	Prüfkörperlagerung in Folie	44,1	29.500
55 (S-II)	Prüfkörperlagerung in Folie	42,9	30.400

3.4.3.2 Materialkennwerte des Baustahls

Um Abweichungen der Baustahlkennwerte unter den Versuchskörpern zu vermeiden, stammten die gewählten Stahlbauteile aus derselben Charge. Die Werkstoffkenngrößen des Rohrprofils und der Stahlkerne wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 6982 über zentrische Zugversuche an Zugproben ermittelt. Wie bereits in Abs. 2.4 beschrieben, sind Abweichungen der Streckgrenze im Innen- und Randbereich insbesondere bei massiven Vollkernprofilen möglich. Um die Streckgrenzenverteilung innerhalb des verwendeten Kernprofils zu berücksichtigen, wurden die Zugproben der Kernprofile nach ihren Entnahmestellen innerhalb des Vollkernquerschnitts unterschieden. Insgesamt wurden sechs Zugproben der Kernlänge entnommen, wovon drei Prüflinge jeweils aus dem Rand- und dem Innenbereich stammen. Für das Stahlrohrprofil wurden drei Zugproben aus einem Rohrabschnitt angefertigt. Die in Querrichtung gekrümmten Proben wurden lediglich im Einspannbereich durch die Prüfmaschine flach gedrückt. Insofern kann davon ausgegangen werden, dass im Bruchbereich keine zusätzliche Vorbelastung eingepreßt wurde.

Anhand der zentrischen Zugversuche ergaben sich für die unterschiedlichen Kernprofilbereiche und für das Mantelrohr die in Abb. 3.16 dargelegten Spannungs-Dehnungsbeziehungen.

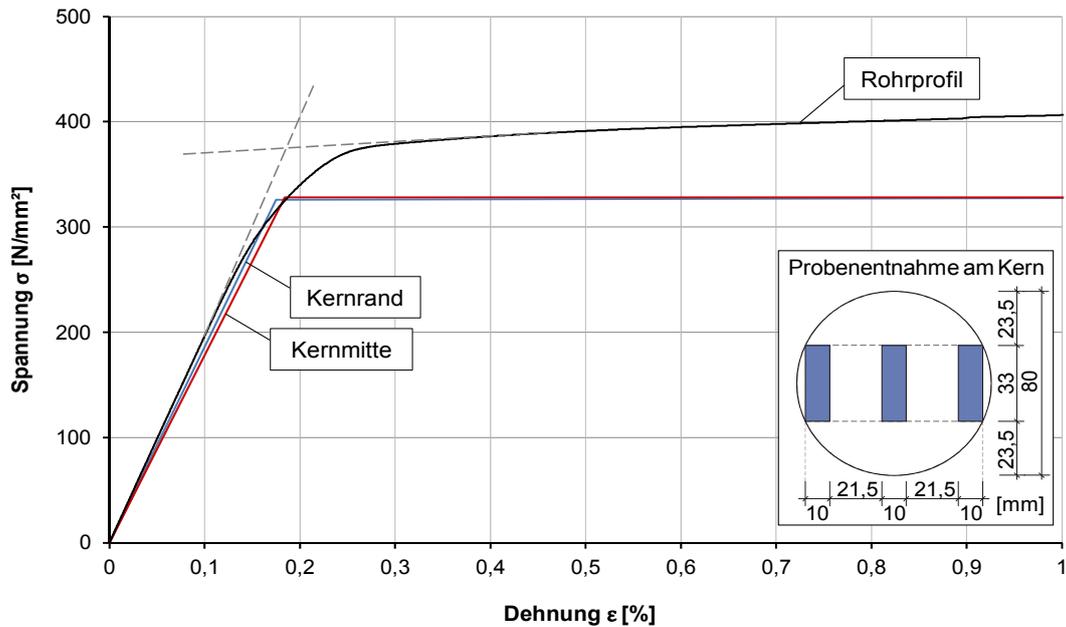


Abb. 3.16: Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Zugversuchen an Rohr- und Kernprofil

Zwischen dem Wert der Streckgrenze im Innen- und Außenbereich der Kernprofile wurde kein signifikanter Unterschied festgestellt. Ferner stimmen die Verläufe der Spannungs-Dehnungslinien beider betrachteter Kernbereiche nahezu überein, sodass keine Notwendigkeit zur Unterscheidung zwischen Innen- und Außenbereich besteht und bei diesem Kernprofil von mittleren Werkstoffkennwerten ausgegangen werden kann (s. Tab. 3.7). Im Gegensatz zu den Stahlkernen, die die charakteristischen Merkmale eines naturharten Stahls mit ausgeprägten Streckgrenzen R_e zeigen, kristallisiert sich beim Hohlprofil das typische Verhalten eines kaltverformten Baustahls heraus, weshalb sich lediglich die 0,2-Dehngrenze $R_{p0,2}$ bestimmen lässt.

Tab. 3.7: Mittelwerte der Werkstoffeigenschaften des Baustahls

Kennwerte	Kernprofile	Rohrprofil
Obere Streckgrenze R_{eH} [N/mm ²]	327	–
Untere Streckgrenze R_{eL} [N/mm ²]	316	–
0,2-Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	–	387
Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	484	476
Elastizitätsmodul E_a [N/mm ²]	189.300	195.500
Bruchdehnung A [%]	31	22
Brucheinschnürung Z [%]	59	40

3.4.4 Versuchseinrichtung und Messtechnik

Für die Durchführung der Stützenversuche stand eine statische Zwei-Säulen-Druckprüfmaschine mit einer maximalen Prüflast von 10 MN zur Verfügung. Neben der aufgetragenen Prüflast wurden ebenfalls die für die Auswertung maßgeblichen Verformungen und Dehnungen an den Stützenkörpern messtechnisch erfasst.

Über die Anordnung von induktiven Wegaufnehmern als Wegtaster mit einer Messlänge von bis zu 100 mm an den in Abb. 3.17 dargelegten Messstellen wurden die horizontale Auslenkung in die Hauptausweichrichtung $z-z$ am Ende des Lasteinleitungsbereiches sowie in Stützenmitte und die Verformung rechtwinklig zur Ausweichrichtung $y-y$ ebenfalls in Stützenmitte bestimmt. Im Wesentlichen hängt die Ausweichrichtung von der Richtung der planmäßigen Lastexzentrizität und damit von dem Einbau der Versuchskörper in den Versuchsstand ab.

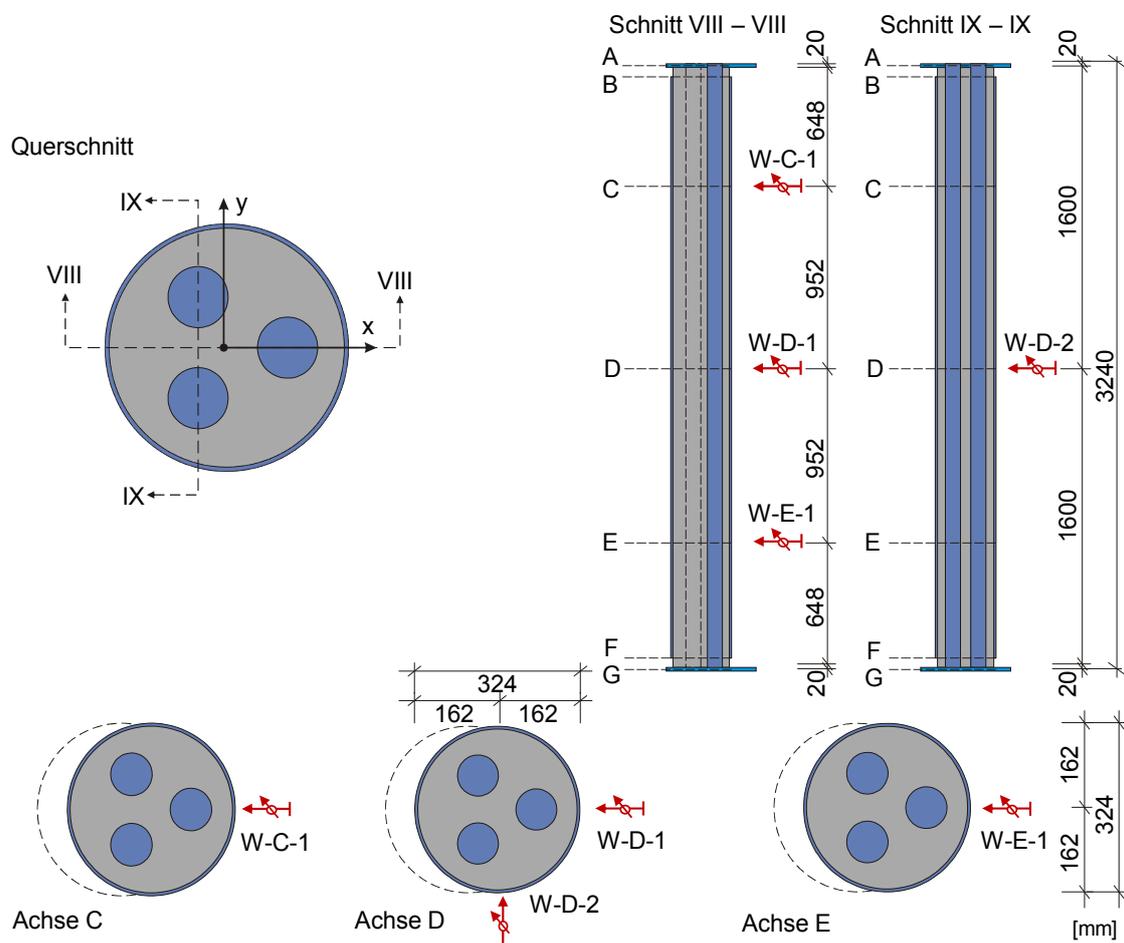


Abb. 3.17: Induktive Wegaufnehmer zur Verformungsmessung an den Versuchskörpern

Ferner wurden die Verdrehungen im Kopf- und Fußbereich der Stützenkörper zu den jeweiligen Belastungszuständen anhand von weiteren induktiven Wegaufnehmern an den Lagerkonstruktionen bestimmt (s. Abb. 3.18). Die lastabhängige Stauchung der Probekörper ermittelte sich über die Verformungsmessung mittels der Wegaufnehmer W-A-5 sowie W-G-5 und stellt die Differenz der Verschiebungswerte an den beiden Messstellen dar. Die Messungen über die Wegaufnehmer in Achse B und F gewährleisteten die Erfassung des auftretenden Schlupfs zwischen dem Beton und dem Mantelrohrquerschnitt.

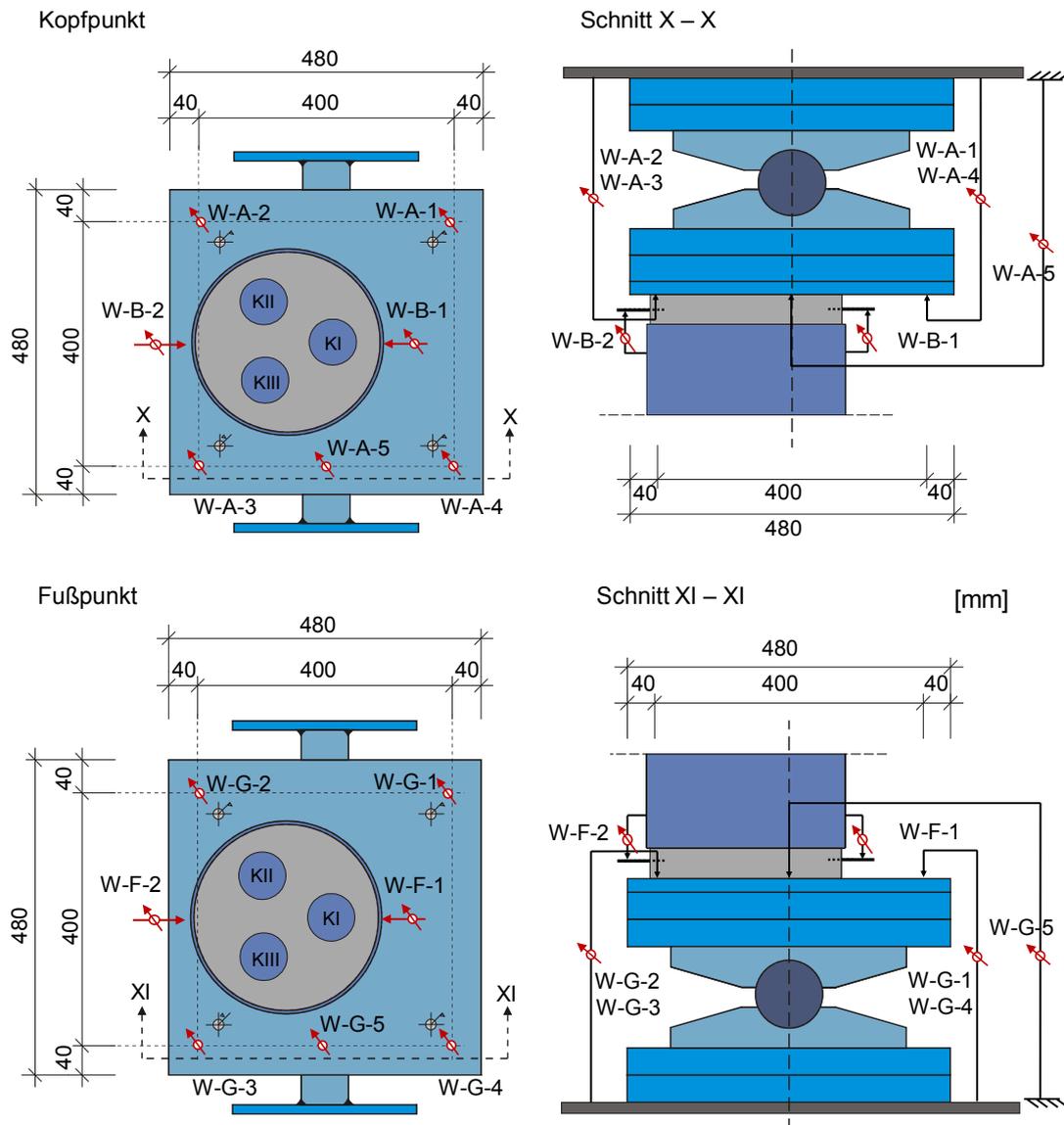


Abb. 3.18: Induktive Wegaufnehmer an den Stützenenden

Zur Bestimmung der Dehnungs- und Spannungsverteilung in Längsrichtung wurden Dehnungsmessstreifen sowohl am Mantelrohr als auch an den einzelnen Stahlkernen angebracht. Deren Positionen an den Querschnittskomponenten sowie gewählte Bezeichnungen finden sich in Abb. 3.19. Auf halber Stützhöhe und am Ende der Lasteinleitungsbereiche des Stützenkopfes bzw. -fußes wurden am Mantelrohr und an den einzelnen Stahlkernen jeweils vier DMS in Umfangsrichtung verteilt. Nach DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.4.2(2) darf, wenn kein genauer Nachweis geführt wird, die Lasteinleitungslänge nicht größer als der zweifache Stützendurchmesser oder ein Drittel der Stützenlänge angenommen werden. Dieser Anforderung entsprechend, zeichnete sich in diesem Fall der Lasteinleitungsbereich durch eine Länge von 648 mm aus.

Die gemessenen Verformungen und Dehnungen wurden unter anderem für die Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens sowie des Lastverteilungsverhaltens innerhalb des Verbundquerschnitts an den wesentlichen Stellen der Stützenkörper herangezogen.

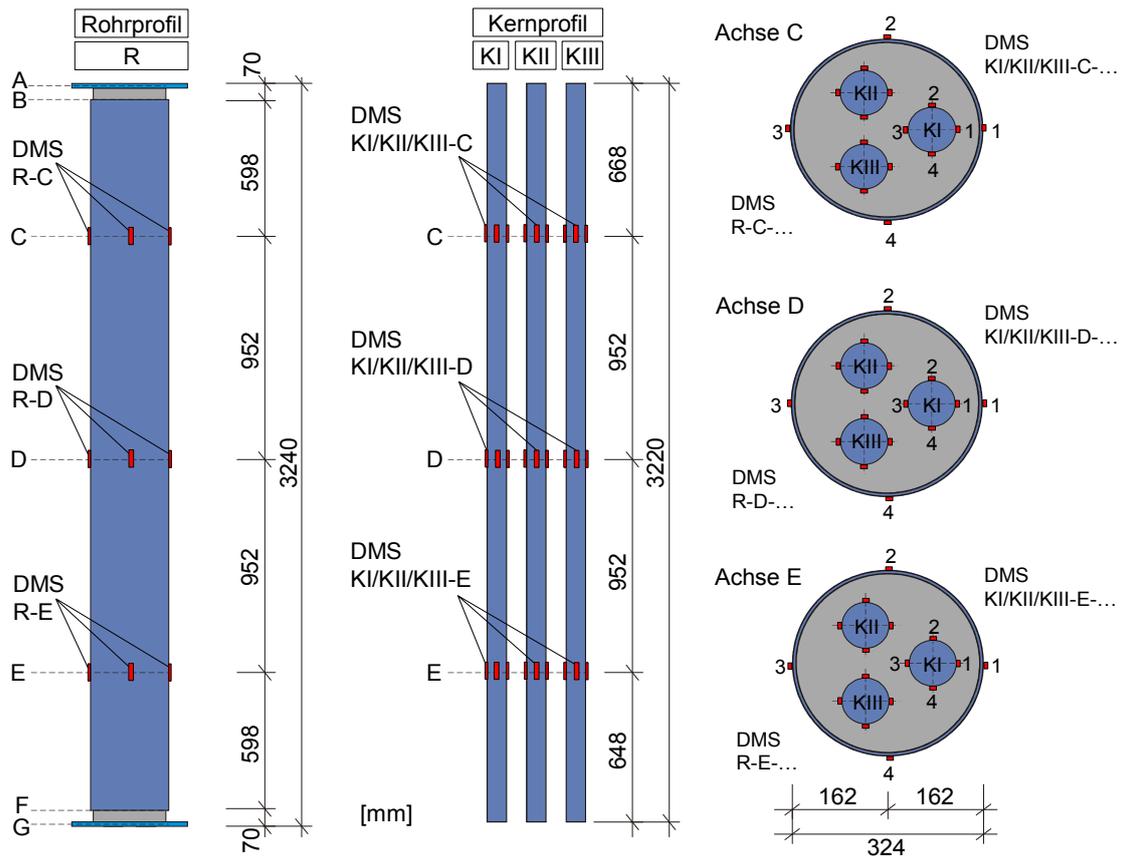


Abb. 3.19: Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Mantelrohr und an den Stahlkernen

3.4.5 Durchführung der Stützenversuche

Die durchgeführten Stützenversuche gliedern sich in zwei wesentliche Belastungsabläufe – die Vorbelastungsphase und den eigentlichen Traglastversuch. Da der EC 4 zur Versuchsdurchführung von Stützenversuchen keine Angaben enthält, wurde das in Abb. 3.20 ersichtliche Belastungsschema in Anlehnung an die Hinweise im Anhang B des EC 4-1-1, welcher Vorgaben für die Prüfung von Verbundmitteln und Verbunddecken enthält, erstellt.

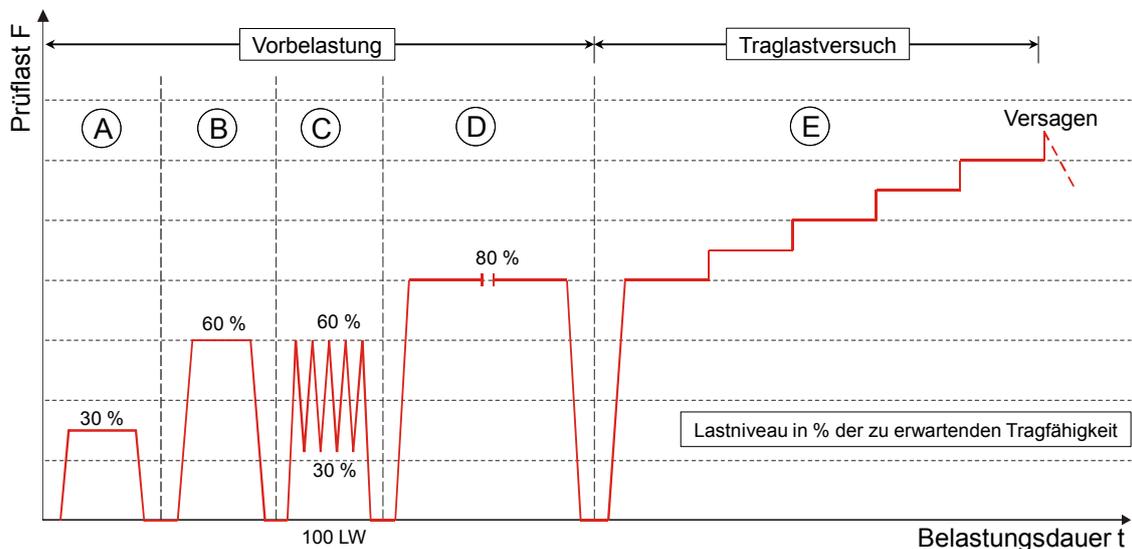


Abb. 3.20: Belastungsschema der durchgeführten Stützenversuche

Die gewählten Belastungsphasen erwiesen sich bereits in den experimentellen Untersuchungen nach LIPPES (2008) als geeignet. Um Effekte aus nicht vollständigem Kontakt unter den Einzelkomponenten der Lasteinleitungskonstruktionen, der Versuchskörper oder der Prüfmaschine ausschließen zu können, wurden die Stützen anfänglich vorbelastet. Der Ablauf der Vorbelastung setzte sich aus mehreren Phasen zusammen. Zu Beginn wurden die Versuchskörper auf Gebrauchslastniveau beansprucht. Unmittelbar hierauf schloss sich eine zyklische Vorbelastungsphase an, wodurch die zeitlichen Einflüsse aus der realen Belastungsgeschichte erfasst und reproduzierbare Versuchsergebnisse erzielt werden sollten. Über einen längeren Zeitraum erfolgte schließlich eine Dauerbelastung, bevor die Prüflast zur Traglastbestimmung bis zum Versagen der Versuchsstützen sukzessive durch stufenweise Erhöhung des Maschinenweges gesteigert wurde. Die Stützenversuche wurden hauptsächlich mit Ausnahme der zyklischen Belastungsphase weggeregelt gefahren. Hierbei betrug die Belastungsgeschwindigkeit 0,5 mm/min und die Geschwindigkeit zur Entlastung 1,0 mm/min.

3.4.6 Auswertung und Vergleich maßgeblicher Versuchsergebnisse

3.4.6.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des Tragverhaltens der untersuchten, dreikernigen Versuchskörper wurden die Messwerte aus dem Traglastversuch ausgewertet. Für die Versuchsauswertung wurden neben der Stützentragsfähigkeit die Stützenverformung und die lastabhängige Dehnungsentwicklung in den Kernquerschnitten, im Rohrquerschnitt sowie im Gesamtquerschnitt der drei Stützenkörper vergleichend gegenübergestellt. Von besonderer Bedeutung ist die Verifizierung der Bernoulli-Hypothese. In diesem Zusammenhang wurde untersucht, ob bei dem untersuchten mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitt vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen werden kann.

Mithilfe der ermittelten Stützenverformungen wurden schließlich die auftretenden Momentenbeanspruchungen der druck- und biegebeanspruchten Stützenkörper unter Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen, in denen die Reibeffekte in den Lagerkörpern miteinfließen, bestimmt und darauffolgend die Entwicklung der normalkraftabhängigen Biegesteifigkeit in Stützenmitte behandelt.

3.4.6.2 Tragfähigkeit und Verformung

Für die direkte Gegenüberstellung der Stützentragsfähigkeit der Versuchskörper wurde die gemessene Prüflast zugrunde gelegt, bei der keine weitere Laststeigerung durch die Prüfvorrichtung mehr möglich war. Die bei der Versuchsdurchführung angesetzten Haltephasen, in denen der Maschinenweg konstant gehalten wurde, riefen nur einen geringen zeitlichen Lastabfall hervor. Durch eine darauffolgende Erhöhung der Probekörperstauchung wurde die vor der Haltephase aufgebrachte Last wieder erreicht. Daher ist davon auszugehen, dass die Haltephasen mit den angesetzten Haltezeiten und somit das sog. Kurzzeitrelaxationsverhalten keine signifikanten Auswirkungen auf die Tragfähigkeit bzw. die Maximallast N_u hatten. Für diesen extremalen Belastungszustand werden die maßgeblichen Verformungen der einzelnen Versuchskörper in Tab. 3.8 zusammengetragen, wobei die bei Maximallast erfassten Versuchswerte von Stütze S-II und S-III zusätzlich gemittelt wurden. Danach wiesen Stützenkörper S-I

ohne planmäßige Endverdübelung sowie Stützenkörper S-II und S-III, die über Verbundmittel zur Übertragung von Längsschubkräften in den Verbundfugen verfügten, nahezu identische Stützentragfähigkeiten auf. Den Messungen zufolge lag eine maximale Lastdifferenz zwischen der Traglast von Stütze S-I und S-III von 110 kN vor. Mit 17 kN ist die Differenz zwischen den Maximallasten von Stütze S-I und S-II verschwindend gering, trotz unterschiedlich ausgebildeter Lasteinleitungsbereiche.

Tab. 3.8: Traglast und Verformungen der Prüfkörper

Versuchswerte	S-I	S-II	S-III	Ø	
Traglast N_u [kN]	4784	4767	4676	4722	
Stauchung $u_{z,ges}$ [mm]	7,0	6,3	6,7	6,5	
Auslenkung $w_{Nu,C}$ [mm]	13	14	11	12,5	
Durchbiegung $w_{Nu,D}$ [mm]	21	20	19	19,5	
Auslenkung $w_{Nu,E}$ [mm]	16	15	14	14,5	
Verdrehung $\varphi_{Nu,A}$ [rad]	0,026	0,022	0,020	0,021	
Verdrehung $\varphi_{Nu,G}$ [rad]	0,024	0,024	0,022	0,023	

Hinsichtlich des Verformungsverhaltens wurden ebenfalls keine eindeutigen Tendenzen festgestellt. Bei den unter der Versagenslast gemessenen Auslenkungen am Ende des Lasteinleitungsbereiches $w_{Nu,C}$ und $w_{Nu,E}$ sowie der Stützendurchbiegungen $w_{Nu,D}$, die aus der extremalen Biegebeanspruchung der Versuchskörper resultieren, sind lediglich maximale Abweichungen von bis zu 2 mm festzustellen. Die Werte für die Durchbiegung von Stütze S-I und S-II stimmen sogar nahezu überein. Neben der Auslenkung in den relevanten Bereichen wird auch die Stützenstauchung $u_{z,ges}$ angegeben. Mit einer Stauchung von 7,0 mm beim Prüfkörper S-I im Vergleich zu den Verformungswerten der mit einer planmäßigen Endverdübelung ausgeführten Prüfkörper S-II und S-III von 6,5 mm sind geringe Unterschiede im Stauchungsverhalten festzustellen. Die Aussage, dass keine nennenswerten Unterschiede im Verformungsverhalten der dreikernigen Probekörper vorliegen, wird ferner durch Betrachtung der Stützenkopfverdrehungen $\varphi_{Nu,A}$ und $\varphi_{Nu,G}$ unterstrichen.

Zwar geht aus Tab. 3.8 hervor, dass der Wert für die Durchbiegung von Stütze S-I bei Maximallast größer als die mittlere Auslenkung der mit Verbundmitteln ausgeführten Stützenkörper ist, allerdings sind die geringen Abweichungen von untergeordneter Bedeutung. Dieser Eindruck verstärkt sich durch Betrachtung des Last-Verformungsdiagramms in Abb. 3.21, in dem für alle Versuche die von der Prüfmaschine aufgebrauchte Stützennormalkraft über die gemessene Auslenkung in Stützenmitte aufgetragen wird. Die dargestellten Kurvenverläufe der Last-Verformungsbeziehungen stimmen qualitativ überein. Versuchskörper S-I wies anfänglich bis zu einer Prüflast

von 1400 kN die höchsten Durchbiegungen auf, die sich jedoch mit zunehmender Last den Verformungen der Stützen mit mechanischer Endverdübelung annäherten.

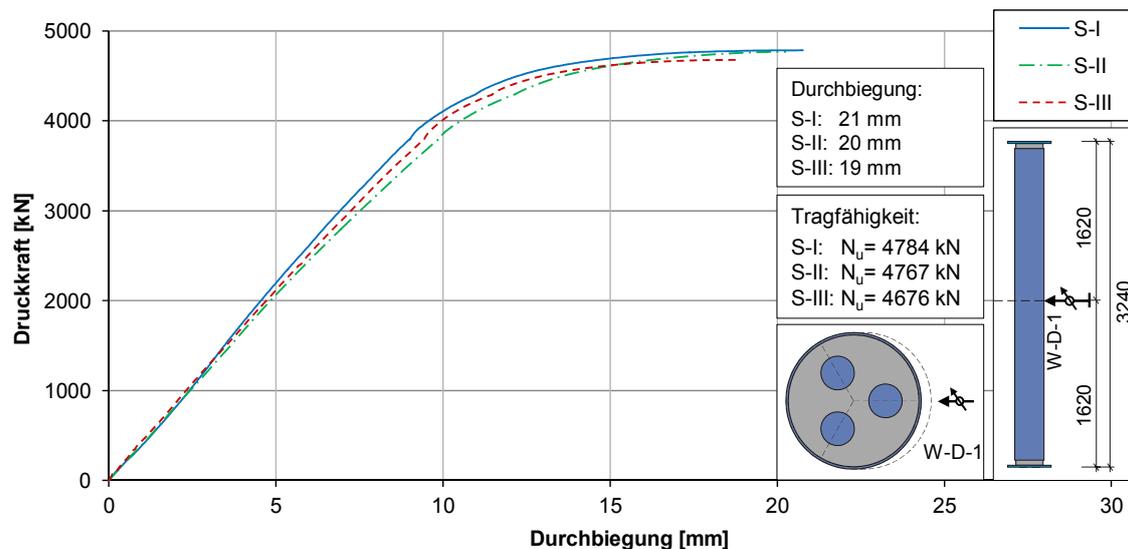


Abb. 3.21: Last-Verformungsdiagramm – Lastabhängige Durchbiegung der Prüfstützen

Wie bei der Auslenkung in Stützenmitte lässt die lastabhängige Endverdrehung, die sich über die Mittelung der Messwerte am Stützenkopf und -fuß ergibt, ebenfalls auf keine eindeutigen Verformungsunterschiede schließen (s. Abb. 3.22). Danach zeichnet sich die experimentell ermittelte Endverdrehung bei allen Stützenkörpern durch einen annähernd gleichen Verlauf aus.

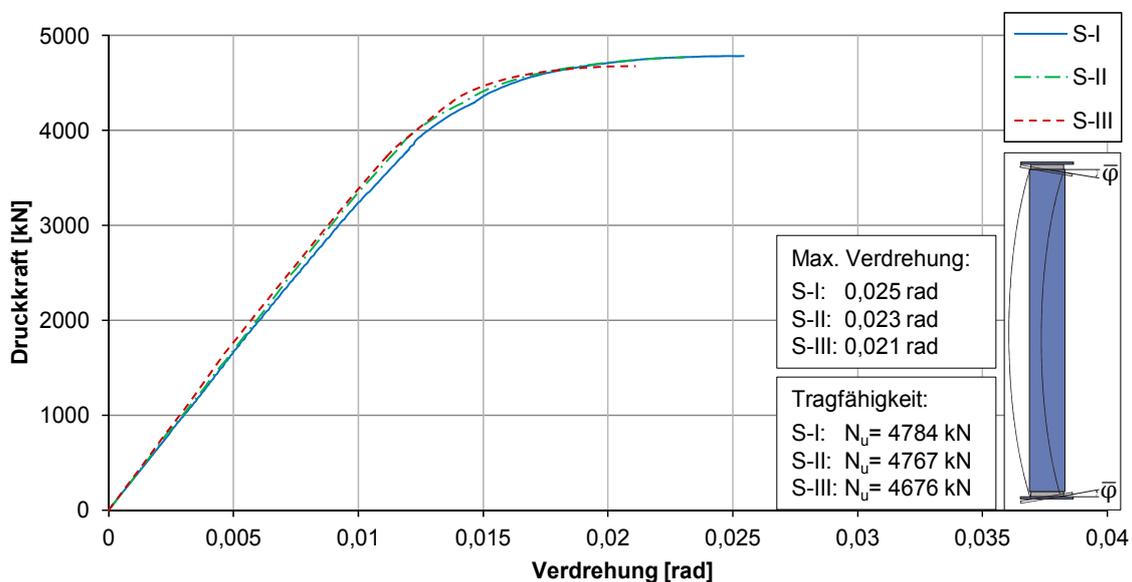


Abb. 3.22: Stützenkopfverdrehung der Prüfstützen in Abhängigkeit von der Prüflast

Die geringen Unterschiede in der Tragfähigkeit sowie in den Verformungen der Versuchsstützen sind der Streuung der mechanischen Materialeigenschaften des Betons geschuldet. Aufgrund verschiedener Prüfzeitpunkte der Stützen lagen leicht unterschiedliche Festigkeiten und geringfügig voneinander abweichende Elastizitätsmoduln der Betonkerne vor. Die in der Versuchsvorbereitung erfassten Vorkrümmungen als geometrische Imperfektion unterschieden sich nicht signifikant voneinander.

Die an die Versuchsdurchführung anschließende Inspizierung der Probekörper ergab sowohl im Lasteinleitungsbereich als auch in Stützenmitte keine lokalen Schädigungen am Mantelrohr infolge örtlichen Beulens. Aus den planmäßig exzentrisch wirkenden Stützenlasten resultierten deutlich erkennbare bleibende Verformungen, die sich zwischen den Stützenkörpern nicht merklich unterschieden. Zur Begutachtung des den Zwischenraum im Hohlprofil ausfüllenden Betons auf Schädigungen wurde das Mantelrohr aller Versuchsstützen längs aufgeschnitten und schließlich vom Beton abgetrennt. Des Weiteren wurde zusätzlich ein Schnitt in Stützenmitte quer zur Längsachse vorgenommen, sodass der Verbundquerschnitt visuell beurteilt werden konnte. Da die Schädigungsmerkmale an den Versuchsstützen unabhängig von der Ausbildung des Lasteinleitungsbereiches qualitativ gleich waren, zeigt Abb. 3.23 exemplarisch die geprüfte Versuchsstütze S-II, an der sich das Bruch- und Rissbild des Betonkerns beurteilen lässt. Wie man anhand des freigelegten Betonkörpers und dem Querschnitt sieht, wurde der Hohlraum zwischen den Stahlkernen und dem Mantelrohr vollständig ausgefüllt. Lediglich kleine Lunker auf der Betonoberfläche, jedoch keine erwähnenswerten größeren Lufteinschlüsse waren am Betonkern zu erkennen.

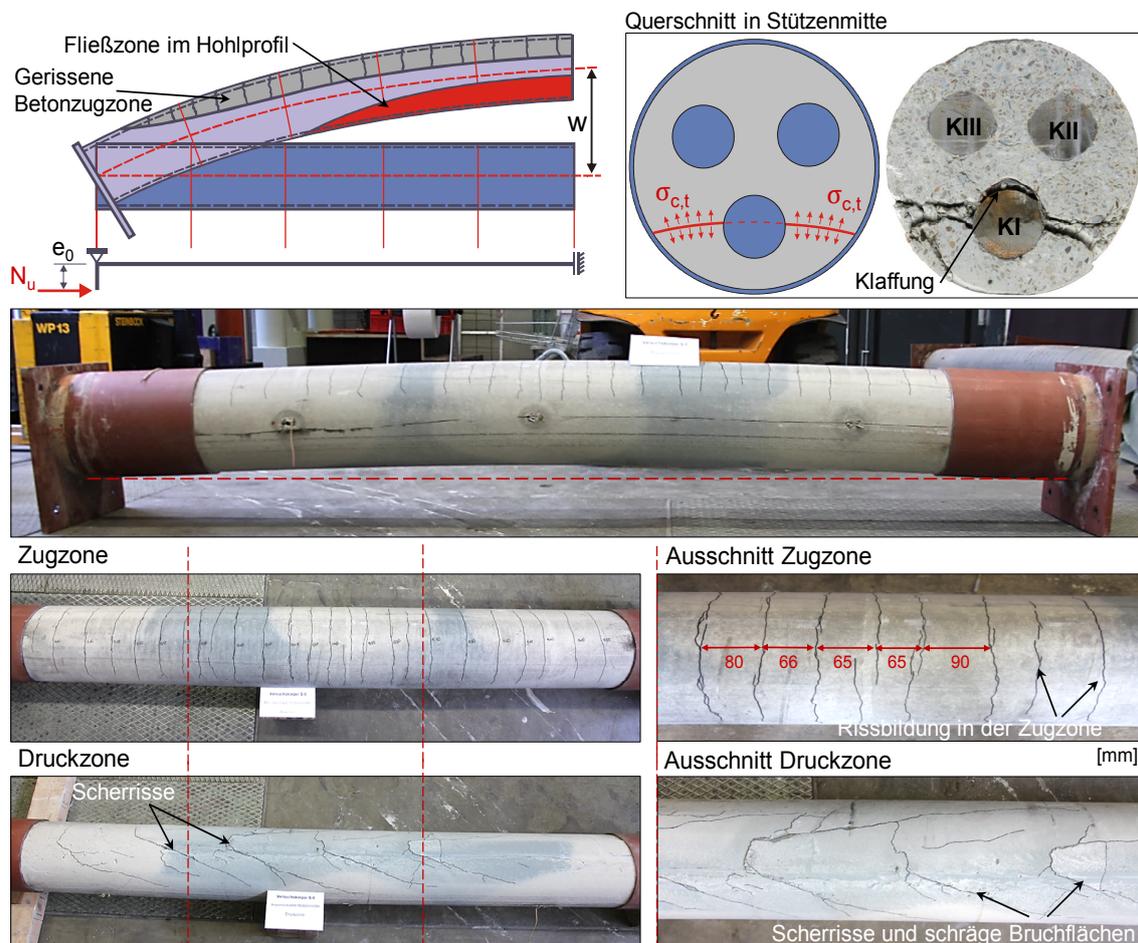


Abb. 3.23: Bruch- und Rissbild an der mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstütze S-II

Bei genauer Betrachtung der Schadensbilder am Beton ließen sich auf der Zugrandfaser des Betonkerns über die Stützenlänge verteilt Zugrisse in Umfangrichtung visuell wahrnehmen. Diese resultierten aus der lokalen Überschreitung der einaxialen Zugfestigkeit des Betons. Zur Stützenmitte hin verkleinerten sich die Abstände der Zug-

risse von 90 mm auf zum Teil 40 mm. Die Rissbreiten betragen auf halber Stützhöhe 0,45 mm, die aber zum Stützenrand hin auf 0,05 mm abnahmen. Anders als auf der gerissenen Zugrandfaser traten auf der druckbeanspruchten Zone aus der Ausschöpfung der Betongrenzstauchung tiefe Scherrisse durch die Zementmatrix in Erscheinung. Diese führten in dem Bereich teilweise zu schrägen Ausbrüchen des Betons. Außerdem waren an der Druckrandfaser partiell Zerstörungen des Betongefüges erkennbar. Innerhalb des dreikernigen Verbundquerschnitts in Stützenmitte (s. Abb. 3.23) bildete sich im Querschnitt an allen Versuchskörpern eine tiefe Klaffung, die zwischen Stahlkern KI und Betonkern auftrat, aus. Verursacht wurde die geometrische Diskrepanz durch die aus Scherbeanspruchungen resultierenden Zugspannungen im Querschnitt. In Zusammenhang mit der Überschreitung der Betonzugfestigkeit führte dies zum Scherbruchversagen und Aufreißen des durch Kern KI geschwächten Betonquerschnitts und infolgedessen zum Aufklaffen der Fuge.

Da sämtliche Versuchsstützen die erwartete Tragfähigkeit erreichten und sie bei der Sichtkontrolle keine unplanmäßigen Ausführungsfehler wie z. B. Hohlräume im Betonkern aufwiesen, fanden alle Prüfkörper bei der Beurteilung des globalen Tragverhaltens und der Herleitung des numerischen Rechenmodells Berücksichtigung.

3.4.6.3 Lastabhängige Dehnungen

Das Dehnungsverhalten im Verbundquerschnitt unter der aufgebrachten Prüflast und das Tragverhalten der Verbundstützen lassen sich auch über die Messung der Längsdehnungen beurteilen. Hierzu wurden die Messwerte der Dehnungsmessstreifen, die zuvor sowohl an den einzelnen Stahlkernen als auch am Mantelrohr in Umfangrichtung angebracht wurden, erfasst. Die Messbereiche befanden sich zum einen am Ende der Lasteinleitungsbereiche, zum anderen in Stützenmitte, an der die extremalen Dehnungswerte zu erwarten sind. Die Stauchung des jeweiligen Querschnittselements im Verbundquerschnitt wurde durch das arithmetische Mittel der an den vier DMS-Messstellen festgehaltenen Werte bestimmt. Hierzu enthalten die nachfolgenden Tabellen (Tab. 3.9 und Tab. 3.10) für den Lasteinleitungsbereich und die Stützenmitte eine Zusammenstellung der experimentell ermittelten Stauchungen an den einzelnen Kernen und am ausbetonierten Hohlprofil bei Maximallast.

Zwar wurde in Abs. 3.4.6.2 gezeigt, dass die Endverdübelung in dem geprüften Stützenkörper keinen nennenswerten Einfluss auf die Stützentragfähigkeit und das Verformungsverhalten hat, allerdings ist diese Feststellung nicht auf das Dehnungsverhalten der einzelnen Querschnittskomponenten übertragbar. Am Ende des Lasteinleitungsbereiches zeichneten sich die Stahlkerne des Versuchskörpers ohne planmäßige Endverdübelung im direkten Vergleich zu jenen mit Verbundmitteln stets durch höhere Dehnungswerte aus. Insbesondere Stahlkern KI wies bei Verzicht auf jegliche Verbundmittel mit einer mittleren Dehnung von 2,7 ‰ größere Kernstauchungen als bei Einsatz einer Endverdübelung auf. Das Mantelrohrprofil hingegen zeichnete sich durch geringere Stauchungen als bei dem mit Verbundmitteln hergestellten Prüfkörper aus. Somit verdeutlichen die Ergebnisse, dass durch den Einsatz der mechanischen Verbundmittel die Last, deren Eintragung in die Stützen stirnseitig über die Beton- und Kernquerschnitte erfolgte, stärker in das Mantelrohrprofil umgelagert wurde.

Tab. 3.9: Mittlere Druckdehnung des Baustahls am Ende des Lasteinleitungsbereichs bei Erreichen der Stütztraglast

Lasteinleitungsbereich	S-I	S-II	S-III
Traglast N_u [kN]	4784	4767	4676
Kern KI ϵ_{Nu} [‰]	2,73	1,92	1,62
Kern KII ϵ_{Nu} [‰]	0,62	0,51	0,46
Kern KIII ϵ_{Nu} [‰]	0,53	0,37	0,51
Rohr ϵ_{Nu} [‰]	0,65	0,80	0,86

Aus den Messungen in Stützenmitte geht ebenfalls hervor, dass die Eintragung der Prüflast in Stützenkörpern ohne Verbundmittel eine vergleichsweise stärkere Stauchung der Einstellprofile bewirkte. In diesem Messbereich zeichneten sich die Kerne von Stütze S-I gegenüber denen der weiteren Versuchskörper bis zur Versagenslast durchgehend durch höhere Längsdehnungen aus. Aufgrund der Umschnürungswirkung, die eine Behinderung der Querkontraktion des Betons zur Folge hatte, glichen sich die Stauchungen des Mantelrohres zur Stützenmitte hin in allen Versuchen an.

Tab. 3.10: Mittlere Druckdehnung des Baustahls in Stützenmitte bei Erreichen der Stütztraglast

Stützenmitte	S-I	S-II	S-III
Traglast N_u [kN]	4784	4767	4676
Kern KI ϵ_{Nu} [‰]	4,38	1,84	2,33
Kern KII ϵ_{Nu} [‰]	0,55	0,22	0,43
Kern KIII ϵ_{Nu} [‰]	0,58	0,49	0,45
Rohr ϵ_{Nu} [‰]	1,02	1,02	1,11

Die Wirkung der aufgetragenen Prüflast auf die einzelnen Querschnittskomponenten lässt sich durch die lastabhängige Dehnungsentwicklung in den Kernquerschnitten und im Hohlprofilquerschnitt hervorheben. Zu diesem Zweck beinhaltet Anhang C die im Traglastversuch an den Einzelquerschnitten erfassten Last-Dehnungsbeziehungen.

3.4.6.4 Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts

Der Balkentheorie liegt die Bernoulli-Hypothese zugrunde, die zwei vereinfachte Annahmen beinhaltet: Zum einen unterstellen die Bernoullischen Annahmen, dass

Querschnitte, welche vor der Deformation normal zu der Balkenachse standen, auch nach der Deformation senkrecht zu der verformten Längsachse liegen. Weiterhin umfasst die Bernoullische Hypothese die Annahme, dass Querschnitte nach der Deformation infolge eines Belastungszustandes in sich eben bleiben. Da sich der untersuchte Stützentyp durch einen mehrkernigen Verbundquerschnitt ohne jegliche schubfeste Verbindung zwischen den einzelnen Baustahlquerschnitten auszeichnet, gilt es, insbesondere das Ebenbleiben des mehrkomponentigen Gesamtquerschnitts im deformierten Zustand zu untersuchen.

Um Ebenbleiben des mehrkernigen Verbundquerschnitts entsprechend Abb. 3.24 unterstellen zu können, muss aus Verträglichkeitsbedingungen gelten, dass die Querschnittskrümmungen der Einzelkomponenten im Verbundquerschnitt, d.h. des Betons, der einzelnen Einstellprofile und des Mantelrohrs identisch sind. Die Krümmungen der Teilquerschnitte als Neigung der Dehnungsverteilung innerhalb des Verbundquerschnitts können über die gemessenen Längsdehnungen an den entsprechenden Messstellen und die Abstände zwischen den Messstellen bestimmt werden. Dieser Bedingung entsprechend lassen sich die Krümmung des Mantelrohrs über Gl. (3.5) und die Krümmung der einzelnen Stahlkerne über Gl. (3.6) bestimmen.

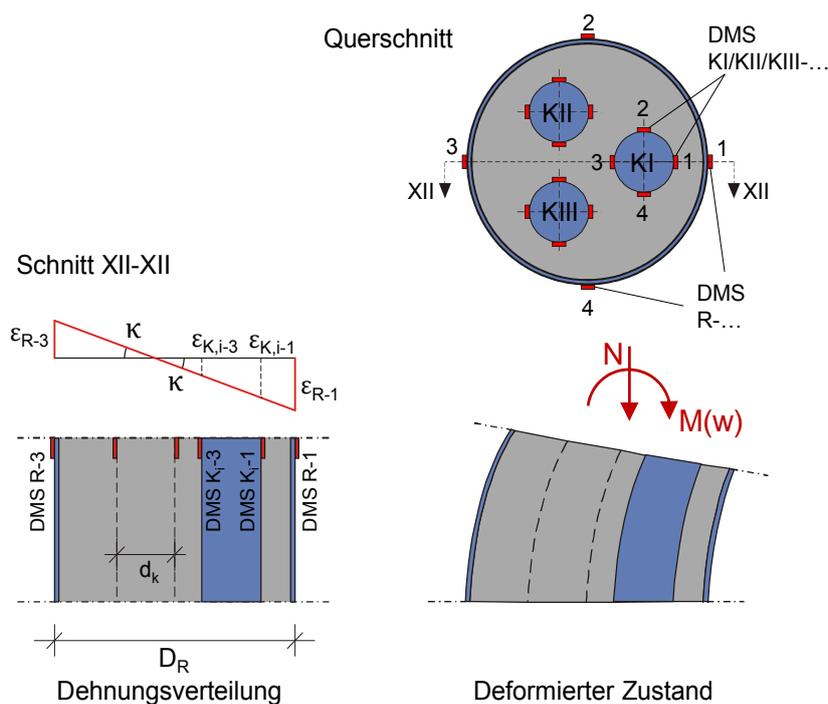


Abb. 3.24: Ebenbleiben des mehrkernigen Verbundquerschnitts

$$\kappa_R = \frac{\varepsilon_{R-3} - \varepsilon_{R-1}}{D_R} \quad (3.5)$$

mit

κ_R Krümmung des Rohrprofilquerschnitts

ε_{R-1} Längsdehnung von DMS R-1 am Mantelrohr

ε_{R-3} Längsdehnung von DMS R-3 am Mantelrohr

$$\kappa_{K,i} = \frac{\varepsilon_{K,i-3} - \varepsilon_{K,i-1}}{d_k} \quad (3.6)$$

mit

$\kappa_{K,i}$ Krümmung des Querschnitts des i.-ten Stahlkerns

$\varepsilon_{K,i-1}$ Längsdehnung von DMS K_i-1 am i.-ten Stahlkern

$\varepsilon_{K,i-3}$ Längsdehnung von DMS K_i-3 am i.-ten Stahlkern

Wie die nachstehenden Abbildungen zeigen, nahmen die Querschnittskrümmungen der einzelnen Stahlkerne sowie des Rohrprofils zunächst in Abhängigkeit von der aufgetragenen Prüflast linear zu. Ab einer Prüflast von rund 4000 kN stiegen die Krümmungen überproportional an. Dies schlägt sich in Form eines zunehmend flacheren Kurvenverlaufs in den Diagrammen nieder. Bei Stützenkörper S-I ohne Endverdübelung zeichnen sich die Last-Krümmungslinien der einzelnen Querschnittskomponenten im Wesentlichen durch unterschiedliche Steigungen aus, sodass mit steigender Druckkraft die Krümmungsdifferenz zwischen den Einzelquerschnitten stetig zunimmt (s. Abb. 3.25). Insbesondere Kern KI, welcher im Mittel die stärkste Stauung erfuhr, trat in auffälliger Weise mit einer Querschnittskrümmung von $3,5 \cdot 10^{-5}$ 1/mm in Erscheinung. Somit zeichnete sich die Krümmung von Kern KI durch einen fast zweifachen Wert der übrigen Komponenten, die eine Krümmung von rund $1,9 \cdot 10^{-5}$ 1/mm aufwiesen, aus. Aufgrund der fehlenden Längsschubverdübelung in Verbindung mit Betonversagen in der Druckzone vor Erreichen der Grenzlast trat eine stärkere Lastumlagerung in Kern KI ein, die die ausgeprägten Krümmungen zufolge hatte.

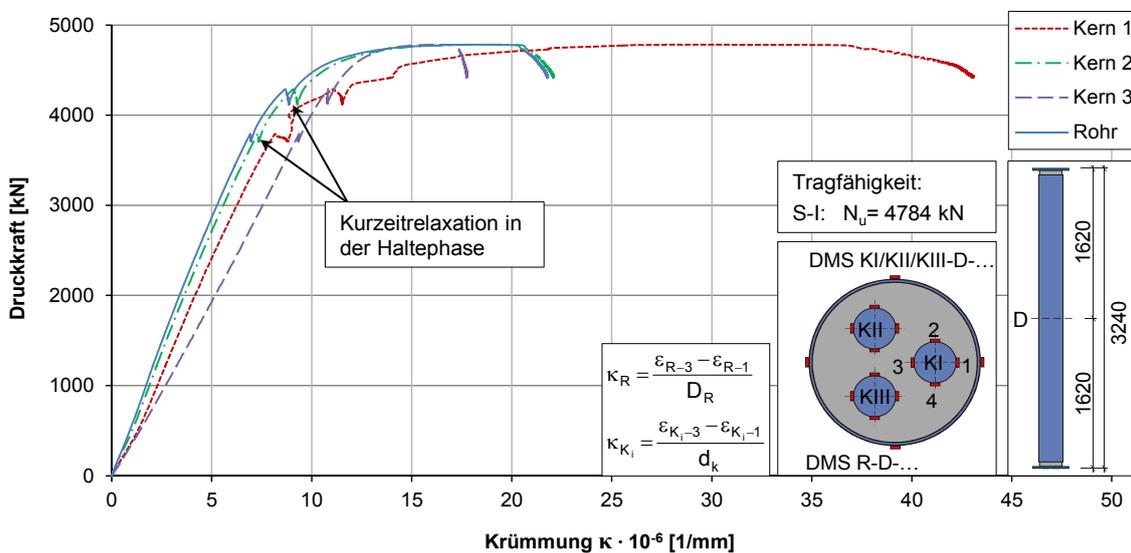


Abb. 3.25: Krümmung der Einzelquerschnitte von Stützenkörper S-I

Diese bei Stütze S-I beobachteten Auffälligkeiten waren in dieser ausgeprägten Form bei den mit Verbundmitteln hergestellten Prüfkörpern nicht zu erkennen (s. Abb. 3.26 und Abb. 3.27). Die lastabhängigen Krümmungen der Einzelquerschnitte von Stütze S-II und S-III unterschieden sich im gesamten Traglastversuch nur geringfügig voneinander und stimmten sogar nahezu überein. Eine signifikante Differenz der Kurvensteigungen der Last-Krümmungslinien wie bei Stütze S-I, die mit steigender Last eine Zunahme der Krümmungsdifferenz zwischen den Einzelkomponenten zeigte,

lag bei diesen Stützenkörpern nicht vor. Lediglich die Querschnittskrümmung von Stahlkern KI wich im Traglastzustand in geringem Maße von der Krümmung der übrigen Einzelquerschnitte ab.

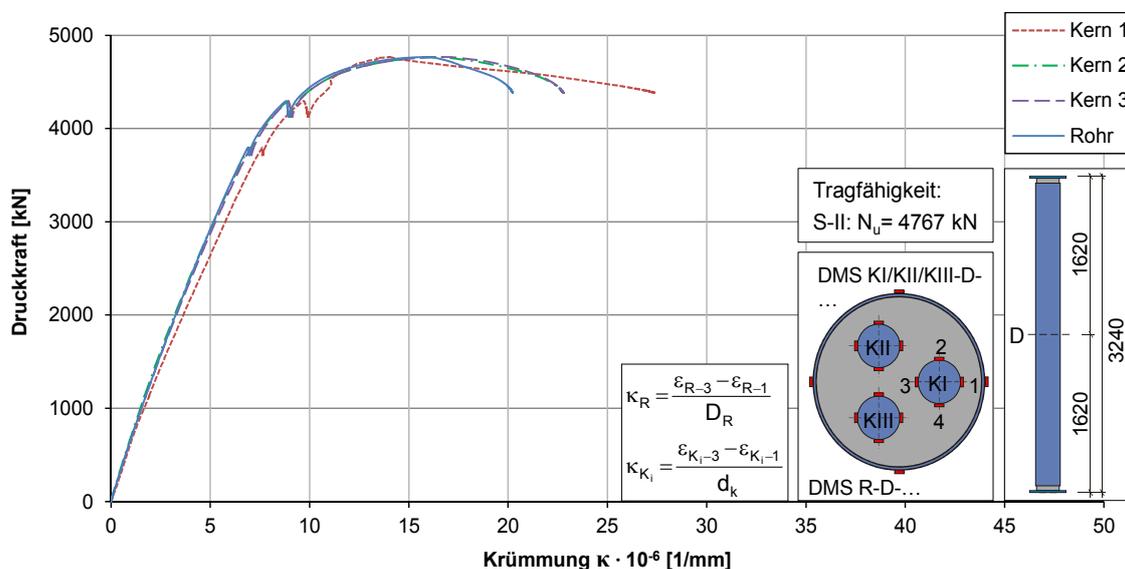


Abb. 3.26: Krümmung der Einzelquerschnitte von Stützenkörper S-II

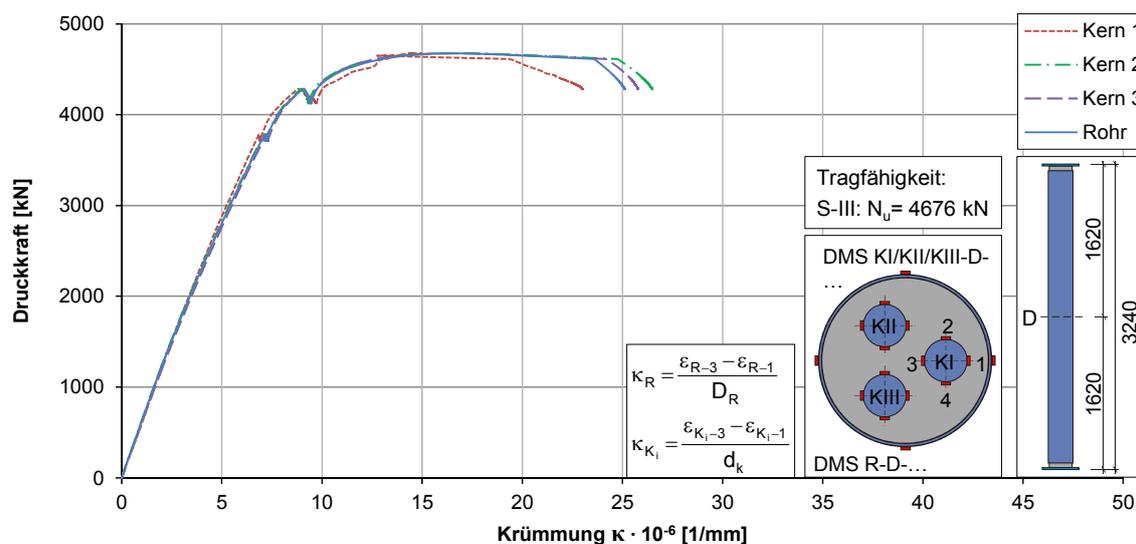


Abb. 3.27: Krümmung der Einzelquerschnitte von Stützenkörper S-III

Der lineare Zusammenhang der gemessenen Längsdehnungen im Verbundquerschnitt als Bedingung für das Ebenbleiben der Gesamtquerschnitts lässt sich durch die Gegenüberstellung der an den Stahlkernen und an dem Mantelrohr erfassten Messwerte hervorheben. Zu diesem Zweck wird in den nachfolgenden Abbildungen (Abb. 3.28 und Abb. 3.29) der Dehnungszustand des Mantelrohres von Stützenkörper S-I am Ende des Kraffteinleitungsbereiches und in Stützenmitte für verschiedene Belastungszustände dargestellt. Außerdem werden die an den Stahlkernen gemessenen Längsdehnungen in Form von Datenpunkten über die Lage der zugehörigen Messstellen als Abszisse aufgetragen, wobei der Ursprung im Schwerpunkt des Verbundquerschnitts liegt. Dabei stehen die Dehnungszustände infolge von Normalkräften, die der 25 %-, 50 %-, 75 %- und 100 %-igen Traglast N_u entsprechen, im Vordergrund. Für den Fall

des Verzichts einer mechanischen Endverdübelung im Kräfteintragungsbereich wichen die Dehnungen an den Randfasern der Kernquerschnitte von der aufgetragenen linearen Dehnungsverteilung des Mantelrohres für sämtliche Lastzustände in einer Richtung signifikant ab. Zwar bildeten sie untereinander vereinfacht einen linearen Zusammenhang, lagen allerdings allesamt unterhalb des linearen Dehnungsverlaufs des Hohlprofils, was auf eine verhältnismäßig stärkere Stauchung der Kerne aufgrund der fehlenden Verdübelung zurückzuführen ist. Zur Stützenmitte hin wurden die beschriebenen systematischen Abweichungen zwischen der linearen Dehnungsverteilung des Hohlprofils und der Kerndehnung, die als Dehnungssprünge zwischen den Einzelquerschnitten zu interpretieren sind, merklich kleiner.

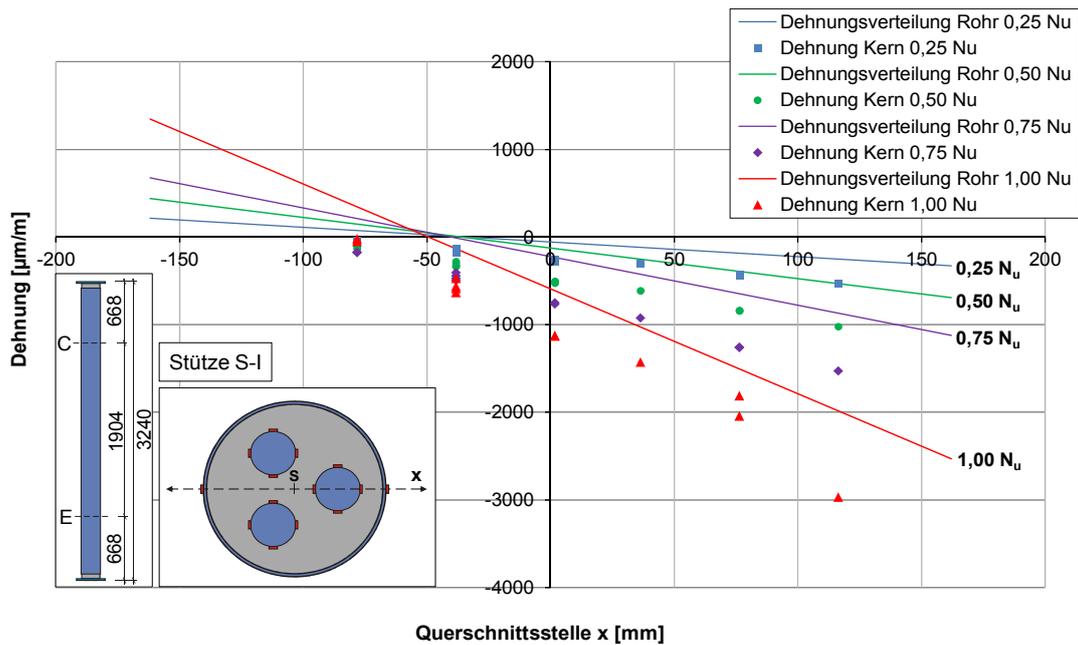


Abb. 3.28: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-I am Ende des Lasteinleitungsbereichs zu verschiedenen Lastniveaus

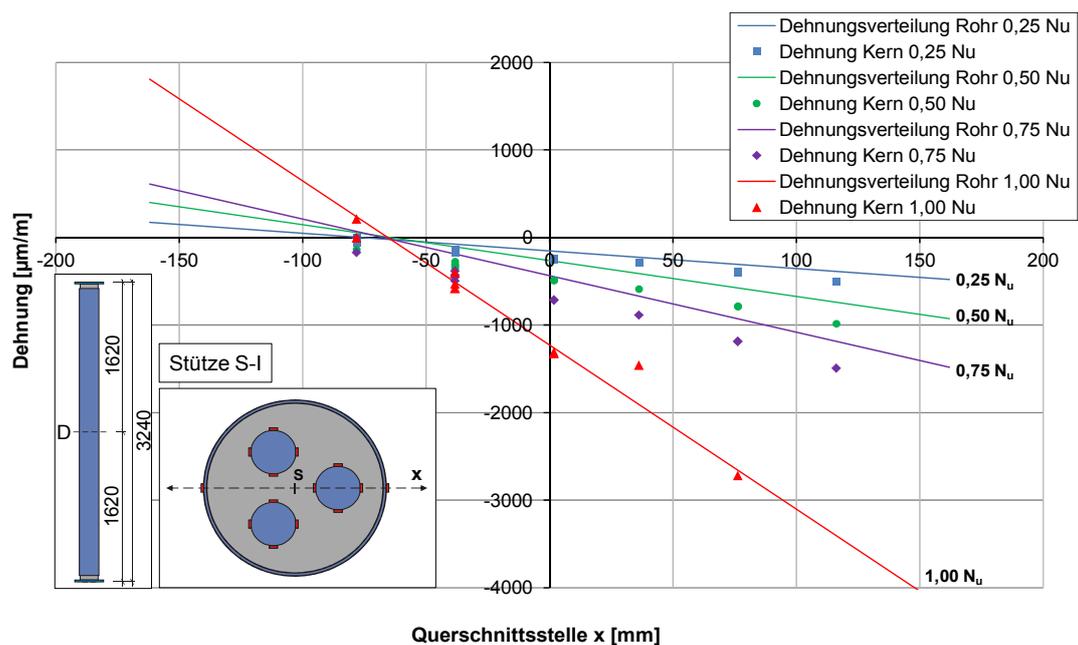


Abb. 3.29: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-I in Stützenmitte zu verschiedenen Lastniveaus

Die Verwendung der Verbundmittel in Stütze S-II und S-III hatte zur Folge, dass die Abweichung der Längsdehnung der Kerne zu dem linearen Dehnungsverlauf des Rohres sowohl im Lasteinleitungsbereich als auch in Stützenmitte aufgrund der Lastumlagerung durch die mechanische Verdübelung nennenswert geringer ausfielen (s. Abb. 3.30 bis Abb. 3.33).

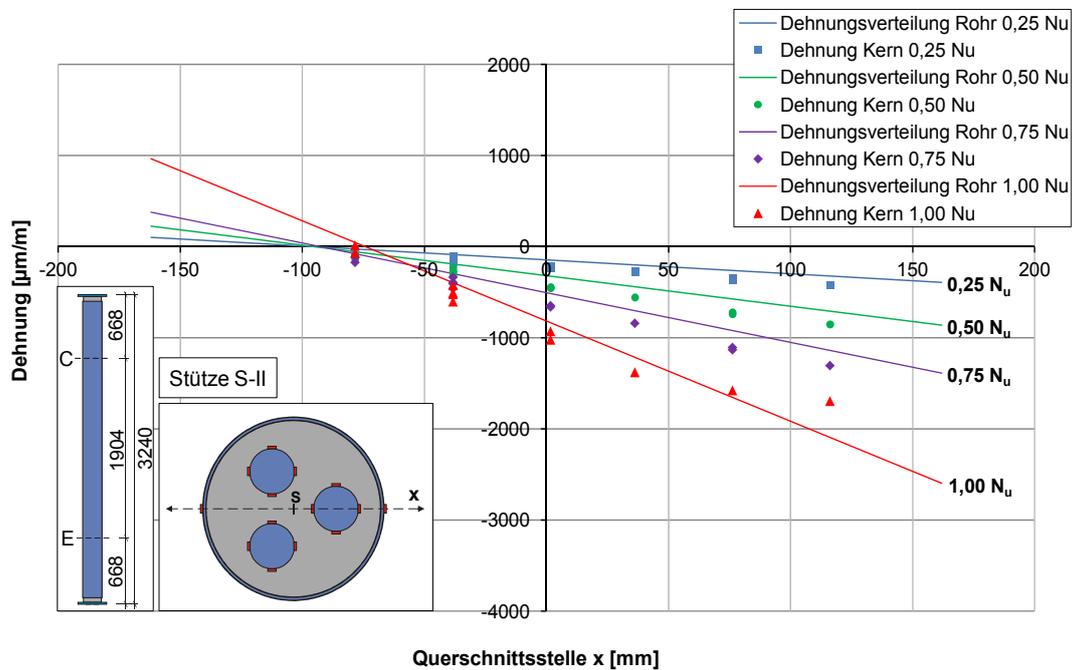


Abb. 3.30: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-II am Ende des Lasteinleitungsbereichs zu verschiedenen Lastniveaus

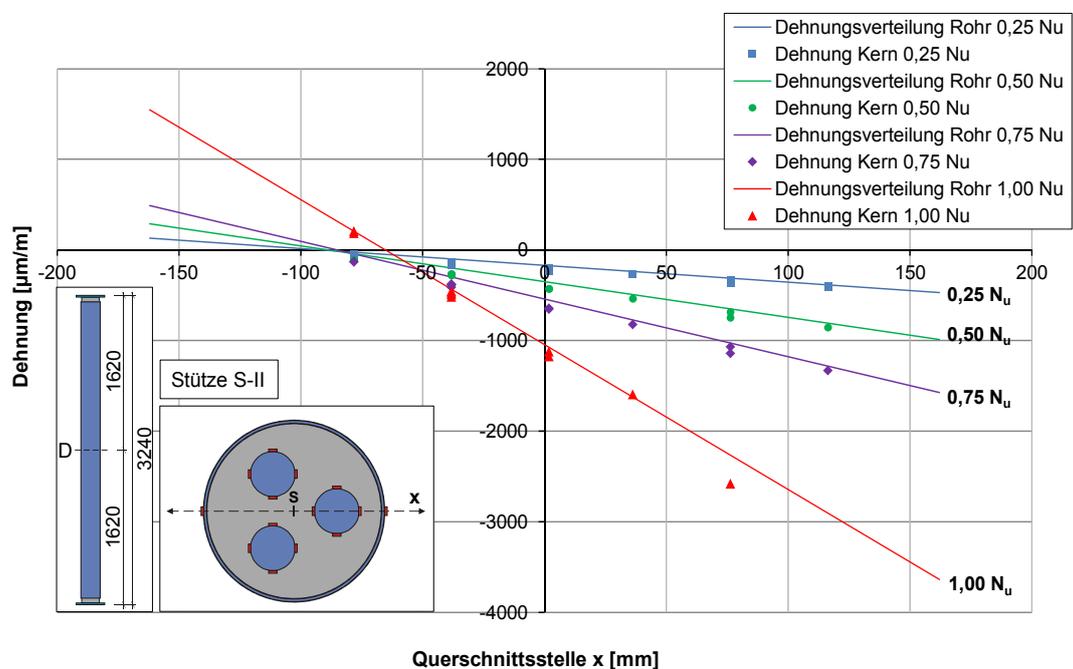


Abb. 3.31: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-II in Stützenmitte zu verschiedenen Lastniveaus

Bei den untersuchten Laststufen lagen die gemessenen Längsdehnungen an den Kernrandfasern nahezu auf der Dehnungslinie des Mantelrohres. Lediglich bei der Maximallast N_u ergaben sich als zufällige Abweichung aufzufassende Differenzen, die

als Streuungen der Kerndehnung um den Dehnungsverlauf des Rohres zu erklären sind.

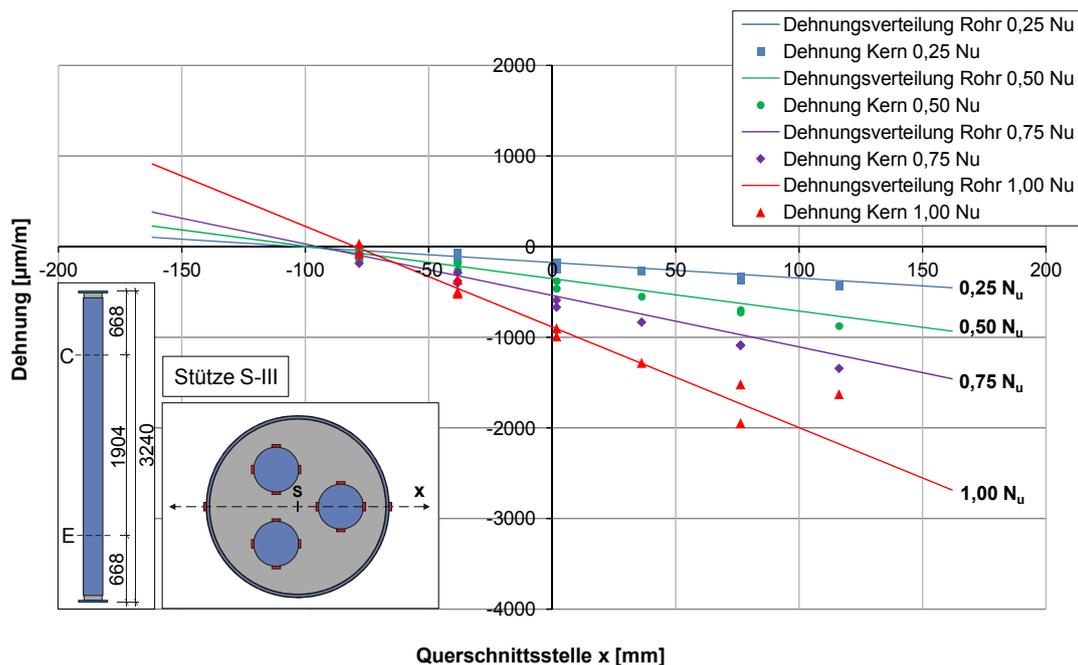


Abb. 3.32: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-III am Ende des Lasteinleitungsbereichs zu verschiedenen Lastniveaus

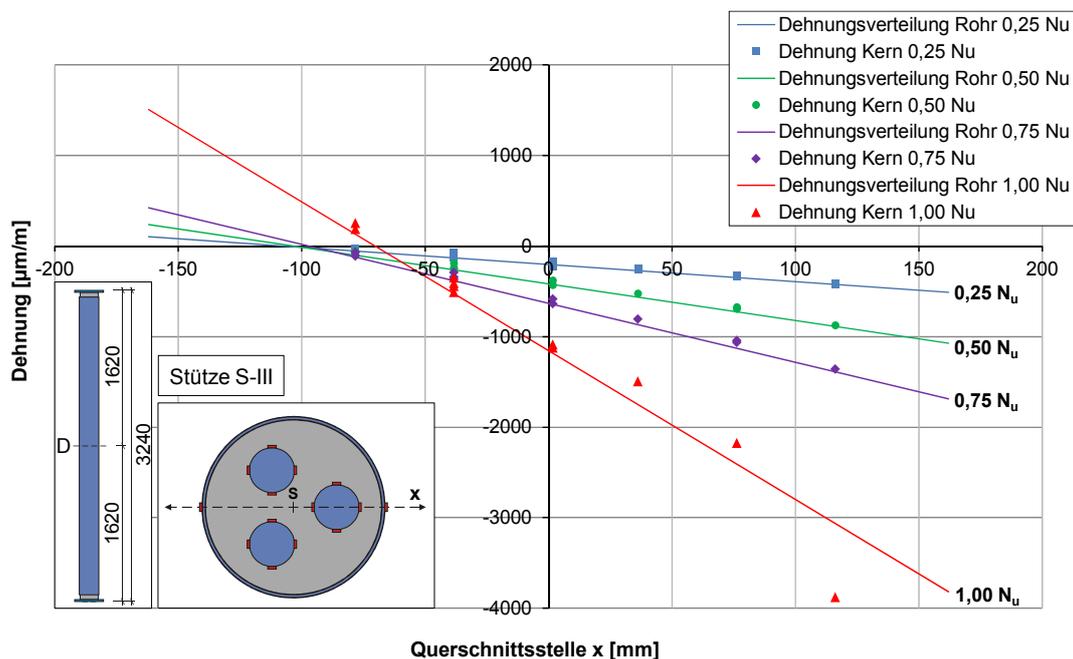


Abb. 3.33: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-III in Stützenmitte zu verschiedenen Lastniveaus

Dass die Dehnungslinien der Laststufe $1,0 N_U$ nicht denselben Nulldurchgang wie die Kurven der übrigen Laststufen teilen, lässt sich mit der bei höheren Normalkräften überproportional ansteigenden Momentenbeanspruchung (vgl. Abb. 3.34) erklären.

Um vom Ebenbleiben von mehrkernigen Verbundquerschnitten ausgehen zu können, muss die Verträglichkeitsbedingung zwischen den Querschnittskomponenten als erfüllt gelten. Unter Einsatz einer planmäßigen Endverdübelung im Kräfteinleitungsbereich

stimmten die experimentell ermittelten Querschnittskrümmungen des Mantelrohrs und der einzelnen Kerne als Einstellprofile nahezu überein. Die Auswertung der Messergebnisse zeigt einen näherungsweise linearen Zusammenhang der Längsdehnungen über den Verbundquerschnitt. Somit liegt die erforderliche Verträglichkeitsbedingung als wesentliche Voraussetzung vor, sodass schlussfolgernd von starrem Verbund ausgegangen werden darf. Demzufolge ist die Annahme vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts bei planmäßiger Endverdübelung trotz fehlender schubfester Verbindung zwischen den Baustahlquerschnitten zulässig.

3.4.6.5 Experimentell ermittelte Biegesteifigkeit in Stützenmitte

Das Verformungsverhalten einer biegebeanspruchten Stütze wird maßgeblich durch ihre Biegesteifigkeit der jeweiligen Biegeachse beeinflusst. Sie ist von der Biegebeanspruchung abhängig und über die Stützenlänge veränderlich. Wie bereits in Abs. 2.1.2.4 eingehend beschrieben, wird für die in EC 4 geregelten Verbundstützen eine wirksame Biegesteifigkeit über die Stützenlänge als konstant angesetzt. Das Biegemoment der Stützenkörper ergibt sich über die exzentrisch angreifende Last am Stützenkopf und -fuß. Die Lastausmitte setzt sich zum einen aus der planmäßigen Lastexzentrizität e_0 , zum anderen aus der Auslenkung des Verbundquerschnitts an der betrachteten Stelle $w(z)$ zusammen. Für die Versuchsreihe betrug die planmäßige Lastexzentrizität bei allen Versuchskörpern 50 mm. Zur Beschreibung der Verformungen senkrecht zur Biegeachse wurden die Auslenkung am Ende des Lasteinleitungsbereiches sowie die Durchbiegung in Stützenmitte messtechnisch bestimmt. Einen wesentlichen Einfluss auf die Biegemomente können die Reibeffekte in den Lagerkörpern am Kopf- und Fußbereich der Stützen haben, die durch die Eigenverdrehung der Zylinderkörper in den Lagerkonstruktionen Rückstellmomente M_R erzeugen (s. Abs. 3.3). Diese von der Lagerverdrehung und Vertikallast abhängigen Rückstellmomente stellen am Kopf- und Fußpunkt dem Biegemoment entgegenwirkende Randmomente dar und sind bei der Ermittlung der auftretenden Schnittgrößen sowie der Biegesteifigkeit miteinzubeziehen. Unter Berücksichtigung der Rückstellmomente ergibt sich das Biegemoment an einer beliebigen Stelle eines Versuchskörpers nach Gl. (3.7).

$$M(z) = N [e_0 + v_0 + w(z)] - M_R(\varphi, N) \quad (3.7)$$

mit

N	Normalkraft des Stützenkörpers
e_0	Planmäßige Lastexzentrizität am Stützenkopf und -fuß
v_0	Stich der Vorkrümmung
$w(z)$	Auslenkung des Stützenkörpers
$M_R(\varphi, N)$	Rückstellmoment nach Abs. 3.3.2, in Abhängigkeit von Lagerverdrehung φ und Normalkraft N

Die in den Stützenversuchen gemessenen Durchbiegungen sowie Verdrehungen an den Auflagerpunkten waren vergleichbar und unterschieden sich nicht nennenswert voneinander (s. Tab. 3.8). Da die Rückstellmomente unter anderem maßgeblich von

der Verdrehung im Stützenendbereich sowie das Biegemoment von der Durchbiegung abhängen, resultieren nahezu identische Werte für das extremale Biegemoment in Stützenmitte bei annähernd gleicher Stützentragslast. Diese Auffassung wird durch die in Abb. 3.34 grafisch dargelegte Beziehung der exzentrisch angreifenden Prüflast zum Biegemoment in Stützenmitte bestätigt. Die Normalkraft-Momentenbeziehungen der einzelnen Stützenversuche sind praktisch deckungsgleich. Zunächst ist ein mit der Stützennormalkraft linearer Anstieg der Biegemomente zu erkennen. Oberhalb einer Prüflast von 4400 kN stiegen die Biegemomente infolge des stärkeren Verformungszuwachses überproportional an, sodass bei Maximallast ein mittleres Biegemoment von ca. 310 kNm in Stützenmitte erreicht wurde.

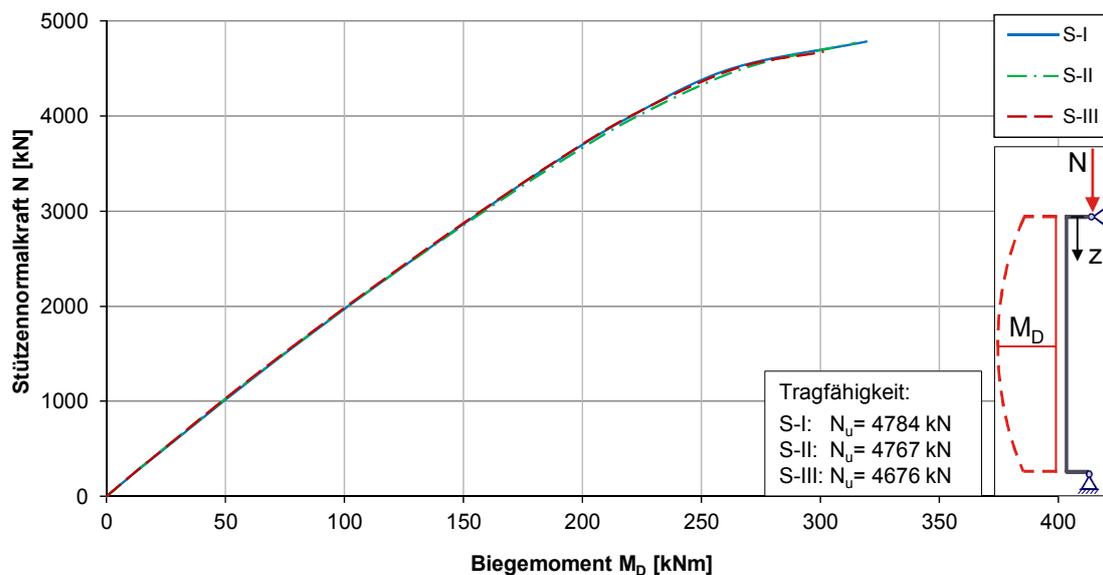


Abb. 3.34: Normalkraft-Biegemomenten-Beziehung der Versuchsstützen

Über das ermittelte Biegemoment und die Stabkrümmung ergibt sich die sogenannte Momenten-Krümmungsbeziehung nach Gl. (3.8). Die beiden Größen werden mit der Biegesteifigkeit in Verbindung gebracht. Zur Ermittlung der Stabkrümmung der einzelnen Stützen, die zugleich die Neigung der Dehnungslinie im Gesamtquerschnitt darstellt, wurden die mittleren Krümmungen des Verbundquerschnitts in Stützenmitte zugrunde gelegt. Dazu wurden die Krümmungen der Teilquerschnitte des Verbundquerschnitts (s. Abs. 3.4.6.4) arithmetisch gemittelt.

$$M(z) = EI \kappa(z) \quad (3.8)$$

mit

EI Biegesteifigkeit der Stütze

$\kappa(z)$ Stabkrümmung

Durch Umformung des Ausdrucks (3.8) ergibt sich die Biegesteifigkeit einer Stütze. Die infolge der Biegebeanspruchung auftretende Rissbildung führt bereichsweise zur Verringerung der Dehn- und Biegesteifigkeit der Verbundstütze. Die Folge ist die Umlagerung der Teilschnittgrößen vom Beton auf die Stahlkerne und das Mantelrohr. Daraus resultiert eine abgeminderte Stützenbiegesteifigkeit, die in Stützenmitte ihr

Minimum annimmt und sich über das maximale Biegemoment M_D sowie die maximale Stabkrümmung $\bar{\kappa}_D$ ergibt (s. Gl. (3.9)). Dabei entspricht die anzusetzende Stabkrümmung dem Mittelwert aus den Krümmungen der Einzelquerschnitte.

$$EI_D = \frac{M_D}{\bar{\kappa}_D} \quad (3.9)$$

Während die über Gl. (2.10) berechnete wirksame Biegesteifigkeit nach EC 4-1-1 über die gesamte Stützenlänge als konstant anzusetzen ist, entspricht die mittels Gl. (3.9) beschriebene Steifigkeit dem tatsächlichen Wert in Stützenmitte. Der Einsatz von mechanischen Verbundmitteln wirkte sich merklich auf die experimentell ermittelte Biegesteifigkeit in Stützenmitte aus (s. Abb. 3.35). Den Kurvenverläufen für die lastabhängigen Steifigkeiten zufolge zeigten die Stützen mit Endverdübelung durchgehend höhere Biegesteifigkeiten auf. Während die im Kraffteinleitungsbereich verdübelten Stützenkörper anfänglich bis zu einer Normalkraft von 3500 kN eine nahezu unveränderte Steifigkeit aufwiesen, kennzeichnete sich der lastabhängige Verlauf der Steifigkeit am Stützenkörper ohne planmäßige Endverdübelung durch einen ausgeprägten Anstieg von 20.500 kNm² auf rund 26.000 kNm² bei einer Prüflast von 3500 kN. Diese zunächst scheinbare Inkonsistenz ist der bei höherer Belastung auftretenden Lastumlagerung innerhalb des Querschnitts des verbundmittellosen Versuchskörpers infolge der Umschnürungswirkung des Mantelrohrs geschuldet. Mit weiterer Steigerung der Prüflast nahm aufgrund von Plastizierungserscheinungen im Verbundquerschnitt sowie der Überschreitung der Betongrenzdehnungen und der damit verbundenen Schädigung im Beton die Biegesteifigkeit bei allen Stützen signifikant ab. Bei einer Belastung in Höhe der Traglast ergab sich bei den mit Verbundmitteln hergestellten Stützen eine Restbiegesteifigkeit von rund 20.000 kNm². Bei dem Versuchskörper ohne Verbundmittel lag eine Steifigkeit von 15.000 kNm² vor und war somit merklich geringer als die der übrigen Versuchsstützen. Aus den ermittelten Angaben ergibt sich schließlich bei Maximallast ein Verhältniswert von 0,75 für die Biegesteifigkeit ohne und mit Verbundmitteln.

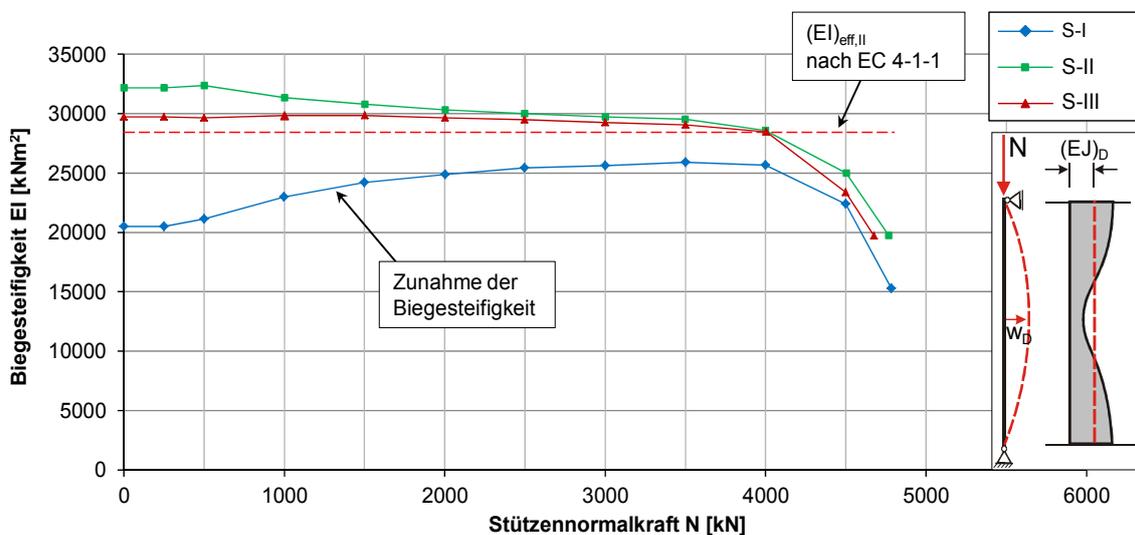


Abb. 3.35: Biegesteifigkeit der Versuchsstützen in Stützenmitte

4 Numerische Modellierung von Hohlprofil-Verbundstützen mit der FE-Methode

4.1 Vorbemerkungen

Die bisherigen Untersuchungen an Hohlprofil-Verbundstützen zum Lastabtrag von Drucknormalkräften in Kombination mit einseitig oder auch beidseitig auftretenden Randmomenten beziehen sich überwiegend auf Querschnitte mit einem zentrisch angeordneten Einstellprofil wie z. B. einem massiven Vollkern. Wie bereits in Abs. 2.4 beschrieben, ergeben sich für diesen Fall aufgrund der begrenzten Betondehnung große Unterschiede zwischen der dehnungsbeschränkten und der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit. Eine Erhöhung der Stütztragfähigkeit kann durch eine im Querschnitt exzentrische Anordnung mehrerer Kernprofile anstatt eines massiven, zentral positionierten Vollkernes erreicht werden. In diesem Zusammenhang ist der Fragestellung nachzugehen, inwiefern die dehnungsbeschränkte und vollplastische Querschnittstragfähigkeit durch die im Mehrkernverbundquerschnitt gewählte Anordnung der Einzelkerne beeinflusst wird. Daher wurden zur Entwicklung eines baupraktischen Ingenieurmodells für die Dimensionierung und Bemessung von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen weiterführende Parameteruntersuchungen durchgeführt (s. Kapitel 5). Gegenstand der theoretischen Untersuchungen waren u. a.

- die allgemeingültige Beschreibung des Verhältnisses zwischen dehnungsbeschränkter und vollplastischer Querschnittstragfähigkeit,
- die Einstufung der mehrkernigen Verbundquerschnitte in die europäischen Knickspannungskurven nach DIN EN 1993-1-1,
- die Entwicklung eines Ansatzes für geometrische Ersatzimperfektionen, die sowohl die geometrischen als auch die strukturellen Imperfektionen einschließen,
- die Herleitung eines Ansatzes für die effektive Biegesteifigkeit zur Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung.

Ergänzend zu den o. g. Schwerpunkten wurde der Einfluss der Nachgiebigkeit der Längsschubverdübelung im Lasteinleitungsbereich auf das globale Tragverhalten untersucht (s. Kapitel 7). Durch das Versuchsprogramm zum Stütztragverhalten konnte bereits die Bedeutung der Verdübelung auf das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts mittels Überprüfung der Verträglichkeitsbedingung der einzelnen Querschnittskomponenten gezeigt werden (s. Abs. 3.4.6.4). Auf eine gesonderte Untersuchung zum Langzeitverhalten des Betons wird verzichtet, da diese in Übereinstimmung mit der geltenden Norm entsprechend Abs. 2.1.2.3 Berücksichtigung findet.

Als Grundlage für die umfangreichen Stützenberechnungen und die weiterführenden numerischen Studien diente ein an Versuchsergebnissen kalibriertes Finite-Elemente-Modell mit variablen Systemparametern und Werkstoffkenngrößen. Auf die Eigenschaften des Rechenmodells wird nachfolgend im Detail eingegangen.

4.2 Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell

4.2.1 Systemidealisierung, Randbedingungen und Diskretisierung

Zur Herleitung eines dreidimensionalen FE-Modells für Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten unter Berücksichtigung von geometrischen sowie physikalischen Nichtlinearitäten und Einflüssen aus Theorie II. Ordnung stand die FE-Software ANSYS Release 17.0 zur Verfügung.

Das Stützenmodell wird entsprechend Abb. 4.1 in mehrere Bereiche, die zum einen eine variable Netzgenerierung über die Höhe des Modells und zum anderen die Abbildung des Lastverteilungsbereichs gestatten, unterteilt. Die Lagerung des Stützenkörpers erfolgt mittels am Stützenkopf und -fuß generierten Führungsknoten. Diese sog. Pilotknoten sind mit Zielflächenknoten an den Stirnseiten des Stützenmodells als starr abgebildete Auflagerflächen, auch Rigid Constraint Surfaces genannt, verbunden. Auf diese Weise kann die Lasteintragung wahlweise auf einzelne Querschnittskomponenten beschränkt werden. Wie im Fall der großformatigen Stützenversuche wurde im Rahmen der Nachrechnung die Stützenlast über die Beton- und Kernquerschnitte eingeleitet. Die Lage der Führungsknoten wird über die Koordinate $e_{0,x}$, welche im allgemeinen Fall der planmäßigen Lastexzentrizität e_0 entspricht, vorgegeben. Da die Höhe der in den Stützenversuchen eingesetzten Lasteinleitungsstrukturen Einfluss auf die Knicklänge und somit direkt auf die Knicklast hat, findet diese bei der Generierung der Pilotknoten durch die Koordinate $e_{0,z}$ Berücksichtigung. Für die Nachrechnung der Versuchsserie (s. Abs. 4.2.5) entspricht das Maß $e_{0,z}$ aufgrund der ideal gelenkigen Lagerung dem Längsabstand des Versuchskörpers zur Schwerachse des im Lagerkörper befindlichen Stahlzylinders. Die Lagerungsbedingungen im Modell lassen sich durch Vorgabe der Freiheitsgrade der Führungsknoten definieren, wodurch die Stützenenden biegesteif oder gelenkig erzeugt werden können.

Die Verbundsicherung und die Verteilung der eingeleiteten Kräfte innerhalb des Querschnitts erfolgen mithilfe idealisierter Krafteinleitungsbereiche (s. Abs. 4.2.4).

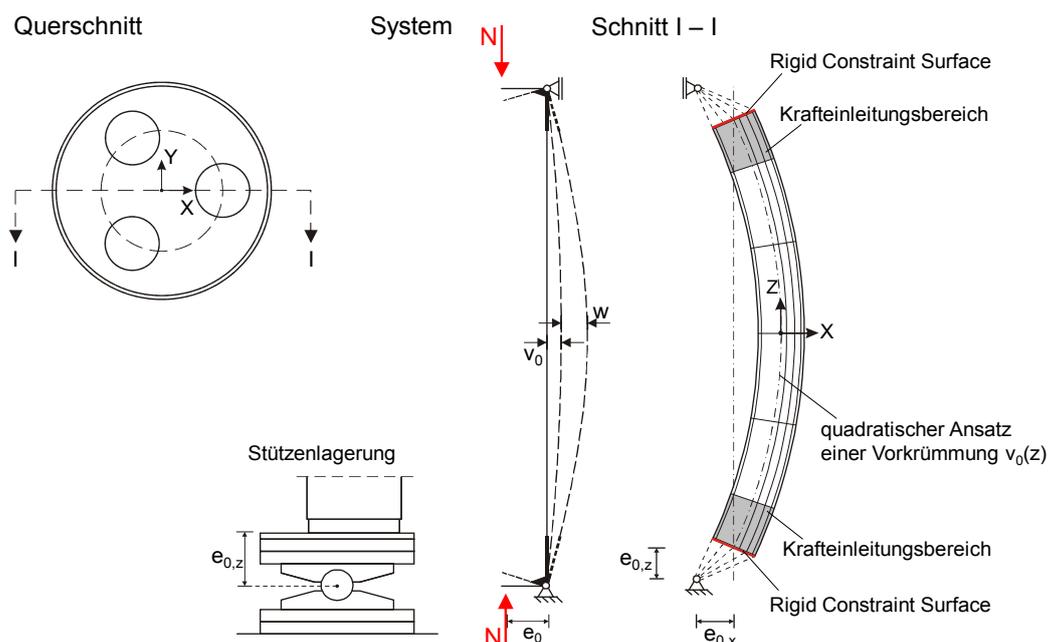


Abb. 4.1: Idealisierungen sowie Randbedingungen am Finite-Elemente-Modell

Die Vorkrümmung als geometrische Stützenimperfektion wird mithilfe eines quadratischen Ansatzes der Vorverformung mit v_0 als Stich der Vorkrümmung vor Belastungsbeginn generiert. Dabei gilt die vorgegebene Vorkrümmung für sämtliche Querschnittskomponenten. Den Traglastanalysen in Kapitel 5 liegt eine Vorkrümmung von $L/1000$ zugrunde. Für die computergestützten Versuchsnachrechnungen wurden die in den Versuchsvorbereitungen gemessenen Imperfektionen in Ansatz gebracht.

Zur Vernetzung des Stützenmodells werden ausschließlich achtknotige Volumenelemente, die sich durch eine lineare Ansatzfunktion für die Verschiebung zwischen den Knoten auszeichnen, verwendet (s. Abb. 4.2). Da die Kernanzahl sowie die Kernlage variabel gehalten werden sollen, erfolgte die Netzgenerierung automatisiert. Zur Steuerung der Vernetzung werden an der Rohrrinnenwandung sowie um die einzelnen Einstellkerne Betonelementringe, die insbesondere eine geeignete Netzfeinheit ermöglichen, generiert. Für die Interaktion zwischen Stahl und Beton in der Verbundfuge werden flächenhafte Kontaktelemente unter Angabe von Reibungsbeiwerten erzeugt, wodurch die zwischen den Querschnittskomponenten auftretenden Reibungseffekte simuliert werden können. Zu diesem Zweck findet das Coulombsche Reibgesetz ($\tau = \mu \cdot p$) Anwendung, das die übertragbaren Schubspannungen τ in der Verbundfuge über den Reibkoeffizienten μ und der Kontaktnormalpressung p definiert. Der Einfluss der Reibung zwischen Stahl und Beton wird in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.4.2(2) mit einem Reibkoeffizient von 0,5 einberechnet.

Da die herstellungsbedingten Eigenspannungen der Stahlquerschnitte maßgeblich Einfluss auf die Tragfähigkeit der Stütze haben können, sind diese ebenfalls zu berücksichtigen. Zu diesem Zweck werden die Stahlkerne derart diskretisiert, dass eine rotationssymmetrische Vernetzung der Einzelkerne vorliegt, wodurch sich die Eigenspannungsverteilung implementieren lässt (s. Abs. 4.2.3).

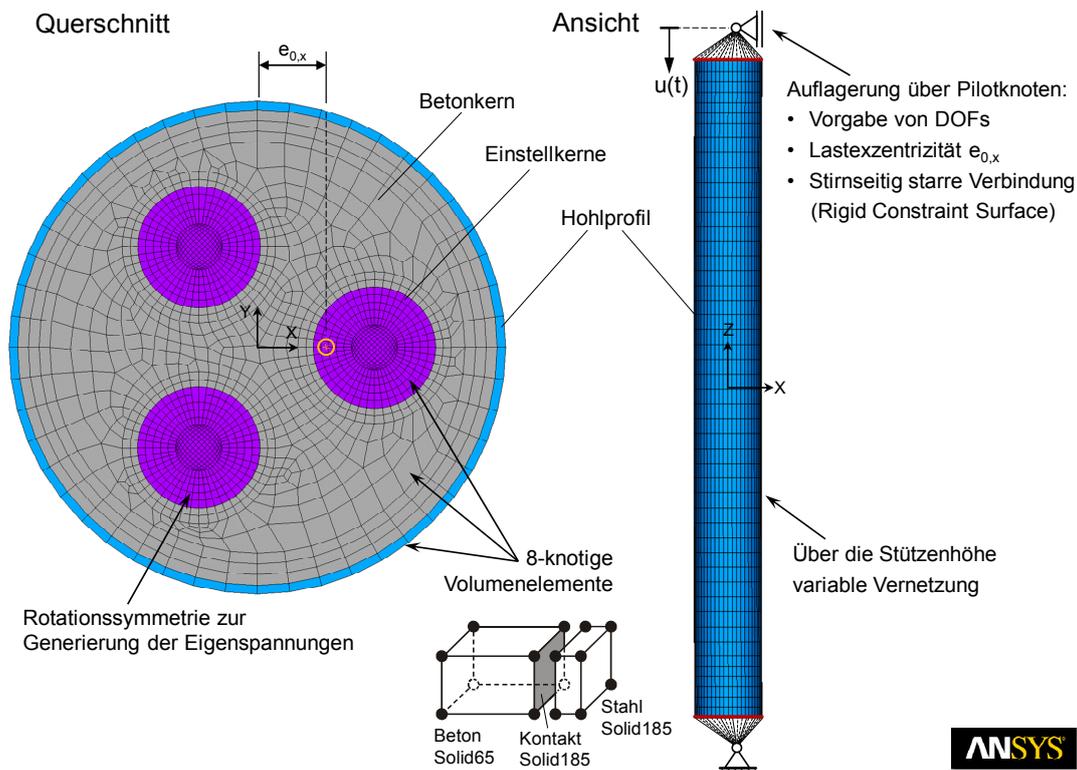


Abb. 4.2: Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell einer Hohlprofil-Verbundstütze

Neben der Stützenlänge sowie der Querschnittsgeometrie gilt die Belastung als weiterer Eingabeparameter. Die inkrementell aufzubringende Belastung wird kraft- oder auch weggeregelt über die Führungsknoten gesteuert.

4.2.2 Nichtlineare Materialmodelle

Das Materialverhalten der einzelnen Werkstoffe wird über die in dem FE-Programm zur Verfügung stehenden nichtlinearen Materialmodelle definiert und beschrieben. Dies schließt insbesondere Plastizitätserscheinungen im Stahl sowie Schädigungen des Betons unter Zugbeanspruchung in Form von Rissbildungen, die zu Steifigkeitsabminderung der Verbundstütze führen würden, ein.

4.2.2.1 Werkstoff Baustahl

Für das Materialverhalten des Mantelrohres und der einzelnen Einstellkerne wurden zur Nachrechnung der Stützenversuche die in den Materialprüfungen ermittelten Spannungs-Dehnungslinien einschließlich des beobachteten Wiederverfestigungsbereichs zugrunde gelegt. In den weiterführenden Parameteranalysen wurde für den Baustahl linearelastisch-idealplastisches Materialverhalten in Form eines bilinearen Spannungs-Dehnungsverlaufs entsprechend DIN EN 1993-1-5 (2017) berücksichtigt (s. Abb. 4.4).

Die Vorgabe des Materialverhaltens des Stahls erfolgt über die Definition des Fließkriteriums nach v. Mises mit dem Materialmodell *Multilinear Isotropic Hardening (MISO)*, bei dem eine isotrope Verfestigung des Materials unterstellt wird. Mit diesem Materialmodell lässt sich die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung über mehrere untereinander linear verbundene Wertepaare vorgeben. Die Steigung des ersten Kurvensegmentes entspricht dem Elastizitätsmodul des Stahls E , welcher neben der Querkontraktion ν als physikalische Materialgröße vorzugeben ist.

4.2.2.2 Werkstoff Beton

Für den Betonkern des Hohlprofils kommt ein speziell entwickeltes Materialmodell zum Einsatz. Dieses ist in der Lage, das spröde Materialverhalten und die Schädigungsmechanismen abzubilden. Das mit *Concrete* benannte Materialmodell formuliert Versagensflächen mit Grenzspannungen im dreidimensionalen Hauptspannungsraum, wodurch Bruchspannungszustände ermittelt und die Betontragfähigkeit in den Simulationen begrenzt werden. Das verwendete Betonelement stellt im Fall eines Zug- oder auch Druckversagens die lokalen Schädigungen symbolisch dar. Das in ANSYS implementierte Bruchkriterium für mehraxiale Spannungszustände lässt sich nach KOHNKE (1999) allgemeingültig wie folgt formulieren:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (4.1)$$

mit

- F Funktion des aus den einwirkenden Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 resultierenden Beanspruchungszustandes
- f_c einaxiale Betondruckfestigkeit
- S Funktion der Versagensfläche im dreidimensionalen Hauptspannungsraum, definiert mittels 5 freier Festigkeitsparametern f_t , f_c , f_{cb} , f_1 und f_2

Die freien Festigkeitsgrößen für die Funktion der Versagensfläche basieren auf dem 5-Parameter-Modell nach WILLAM-WARNKE (1974). Zur Definition des Bruchkriteriums wurden die Festigkeitsgrößen entsprechend den Ausführungen nach PORSCH (2010) und PIEL (2004) wie folgt festgelegt:

- f_c einaxiale Druckfestigkeit
- $f_t = 0,15 f_c$ einaxiale Zugfestigkeit
- $f_{cb} = 1,20 f_c$ biaxiale Druckfestigkeit
- $f_1 = 1,72 f_c$ biaxiale Druckfestigkeit unter einem hydrostatischen Spannungszustand $\sigma_h^a = 0,5 f_c$
- $f_2 = 1,73 f_c$ einaxiale Druckfestigkeit unter einem hydrostatischen Spannungszustand $\sigma_h^a = 0,5 f_c$

Die Versagensbedingung *Concrete* lässt sich zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens zusätzlich mit einem definierten Fließkriterium kombinieren. Durch die Überlagerung der dreidimensionalen Versagensfläche mit einer Fließfläche im Hauptspannungsraum entsprechend Abb. 4.3 wird das durch das Bruchkriterium beschriebene spröde Materialverhalten im Zugbereich um duktileres Verhalten unter Druckbeanspruchung erweitert [vgl. ÜSTÜNDAĞ (2007); LIPPES (2008)].

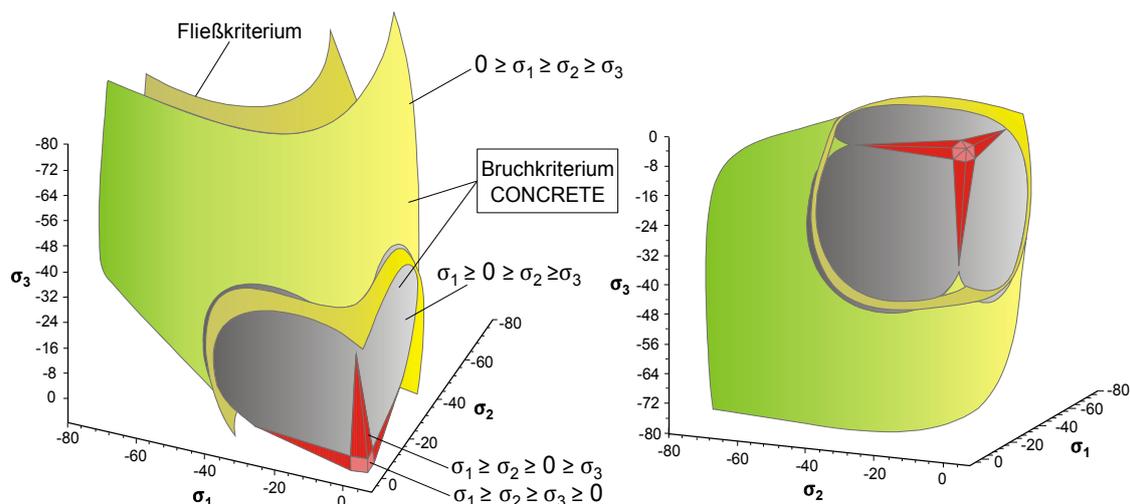


Abb. 4.3: Bruchkriterium in Kombination mit einem Fließkriterium im dreidimensionalen Hauptspannungsraum [vgl. ÜSTÜNDAĞ (2007)]

Zur Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens wird im Rahmen der numerischen Berechnungen die Spannungs-Dehnungsbeziehung nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 3.1.5 über das elastisch-pseudoplastische Materialmodell *Multilinear Elasticity (MELAS)* definiert. Wie in Abb. 4.4 zu erkennen, folgt das Material bei einer Entlastung dem gleichen Kurvenpfad wie bei der Belastung. Hieraus resultiert eine einfache plastische Materialantwort ohne irreversible Eigenschaften, sodass entsprechend einer konservativen Betrachtung kein Verlust elastischer Energie festzustellen ist [vgl. PIEL (2004)]. Im Gegensatz zum elastisch-plastischen Materialmodell *Multilinear Isotropic Hardening (MISO)* sind auch Kurvensegmente mit einer Steigung kleiner Null zulässig, womit sich auch der Entfestigungsbereich von Beton darstellen lässt.

Nach KOHNKE (1999) wird bei dem multilinearen Materialgesetz die Querdehnung ν über den gesamten nichtlinearen Bereich als konstant vorausgesetzt. Aus der Mikro-

rissbildung resultiert allerdings für gewöhnlich eine lokale Volumenvergrößerung des Betons. Dadurch nimmt die Querkontraktion ν des Betons signifikant zu und übersteigt bei höherem Lastniveau selbst die des Baustahls. Insofern gewinnt die für die Stützentragsfähigkeit ausschlaggebende Umschnürung des Betonquerschnitts durch das Mantelrohr zunehmend an Bedeutung (s. Abs. 2.2). Wie bereits JOHANSSON & GYLLOFT (2002) in ihren numerischen Analysen anmerkten, kann mit den in ANSYS bereitgestellten Materialmodellen die im Beton eintretende Volumenvergrößerung nicht abgebildet werden. Durch Modifikation der Querkontraktionsdifferenz beider Werkstoffe werden die geforderte Umschnürung und damit zusammenhängend die Behinderung der radialen Ausdehnung des Betons durch das Hohlprofil realisiert, wodurch der mehraxiale Spannungszustand im Beton gewährleistet wird. Auf diese Weise lässt sich die Stützentragslast mit zufriedenstellender Genauigkeit erfassen.

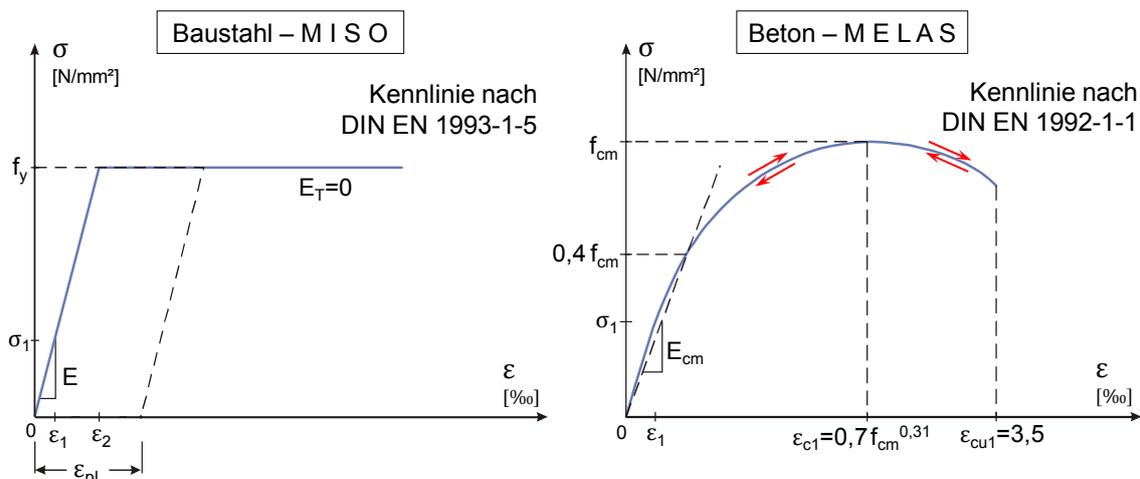


Abb. 4.4: Einachsiges Materialverhalten über Spannungs-Dehnungsbeziehung von Baustahl nach DIN EN 1993-1-5 und von Beton nach DIN EN 1992-1-1 [vgl. KOHNKE (1999)]

4.2.3 Eigenspannungen

Die Längseigenspannungen in den Kernquerschnitten infolge des Abkühlvorgangs während des Herstellungsprozesses finden durch den Randspannungsansatz nach ROIK & SCHAUMANN (1980) entsprechend Gl. (2.16) Berücksichtigung. Dieser wurde anhand von Vergleichsrechnungen in den Untersuchungen nach LIPPES (2008) verifiziert und als ausreichend genaue Näherung bestätigt. Zur Modellierung des Eigenspannungszustands werden die Vollrundprofile in mehrere Kreisringe unterteilt. Hierzu werden die Einstellkerne rotationssymmetrisch um den Mittelpunkt generiert und vernetzt. Wie in Abb. 4.5 zu erkennen ist, wird jedem vernetzten Kreisring in Abhängigkeit von seiner Lage zum Mittelpunkt des Kernprofils eine konstante Initialspannung in Längsrichtung zugewiesen. Die Initialspannung am betrachteten Kreisring entspricht dem Mittelwert der rechnerischen Randspannungen nach der Ansatzfunktion von ROIK & SCHAUMANN (1980). Da das Integral der Eigenspannungen über die Kernfläche aus Gleichgewichtsbetrachtung den Wert Null ergeben muss, gilt es zu überprüfen, dass durch den vereinfachten Ansatz von abschnittswisen konstanten Initialspannungen keine resultierten Normalkräfte entstehen. Im Hinblick auf diese Anforderung erwies sich die angenäherte Verteilung zur Berücksichtigung des herstellungsbedingten Eigenspannungszustandes als geeignet.

Im Gegensatz zu den Längseigenstressungen in Vollkernprofilen sind die Eigenstressungen in kreisrunden Hohlprofilen für die Tragfähigkeit von Verbundstützen von untergeordneter Bedeutung, da die Eigenstressungen aus Gleichgewichtsbedingung über die Rohrdicke ausgeglichen sind. Dies bestätigte SIEBOLD (1986) anhand von experimentellen und rechnerischen Untersuchungen an warmgewalzten Rohrprofilen [vgl. LIPPES (2008)]. Nach LINDNER ET AL. (1998) entstehen bei diesen Profilen an der Außenseite Zug- und an der Innenseite Druckeigenstressungen, die im Vergleich zu anderen Profilformen gering sind und bei der Traglastbestimmung in der Regel keine Berücksichtigung finden.

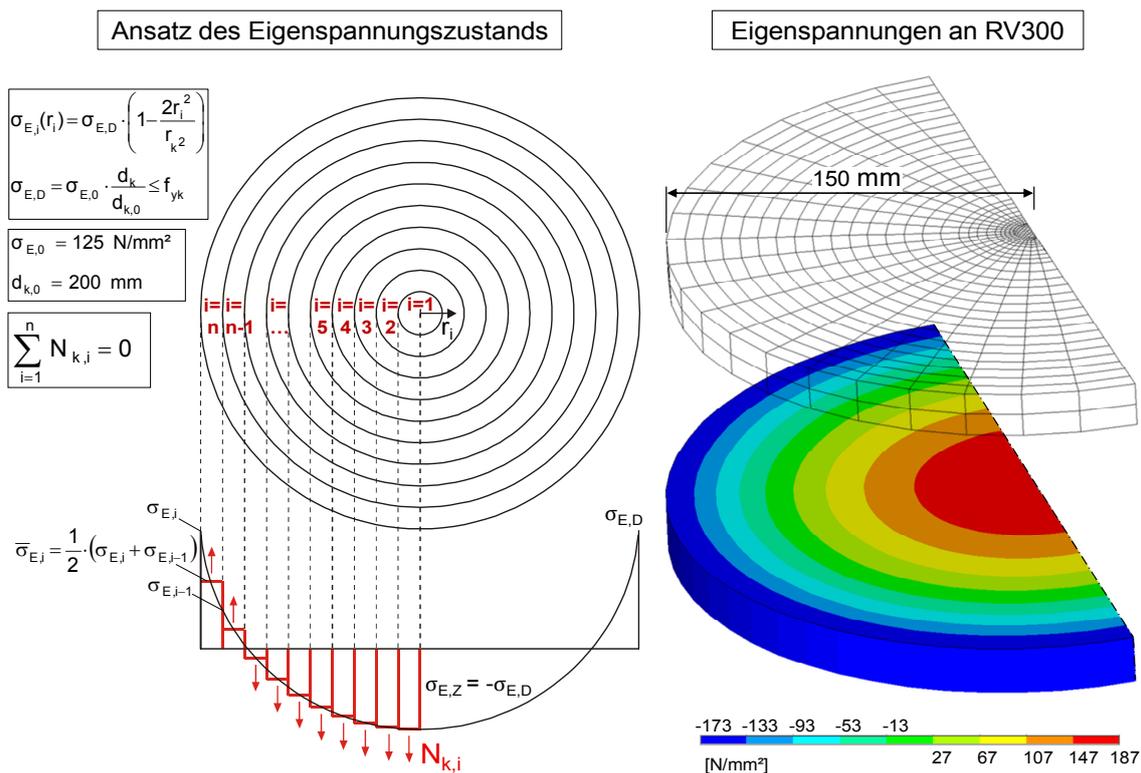


Abb. 4.5: Generierung der Eigenstressverteilung am kreisrunden Vollkernprofil, exemplarisch an einem Kernprofil mit einem Durchmesser von 300 mm

4.2.4 Krafteinleitungsbereich

Die Lastverteilung im Krafteinleitungsbereich der Stützenkörper erfolgt über die Kombination aus Knotenblechen mit zusätzlicher Dübelwirkung und Schubrippen an den Einstellkernen. Um den Einfluss der Lasteinleitung auf das Gesamttragverhalten der Verbundstützen in den numerischen Berechnungen einzubeziehen, wird der Lasteinleitungsbereich in idealisierter Form in das Rechenmodell implementiert. Abb. 4.6 zeigt den in den Stützenkörpern hergestellten sowie für die Versuchsnachrechnung idealisierten Lasteinleitungsbereich. Vor dem Hintergrund, dass die genauen Spannungs- bzw. Dehnungsverteilungen im Lasteinleitungsbereich von untergeordneter Bedeutung sind und das Gesamttragverhalten insbesondere hinsichtlich der Stützentragfähigkeit Gegenstand der Untersuchung ist, findet der Einsatz von Verbundmitteln durch Generierung diskreter, nichtlinearer Federelemente Berücksichtigung. Diese werden an koinzidenten Knoten von Betonkern und Stahlmantel bzw. von Betonkern und Stahlkern mit dem translatorischen Freiheitsgrad in Stützenlängsrichtung implementiert, wodurch eine elastische Verbindung der Querschnittselemente untereinander

ermöglicht wird. Infolge rotationssymmetrischer Vernetzung von Hohlprofil und Einstellkernen liegt zur Kopplung der Einzelquerschnitte eine über den Umfang äquidistante Anordnung der Federelemente vor. Grundsätzlich hängt die zwischen zwei Querschnittskomponenten zu übertragende Federkraft von der Verformung der Federn und somit unmittelbar von der Verformungsdifferenz der koinzidenten Anschlussknoten ab.

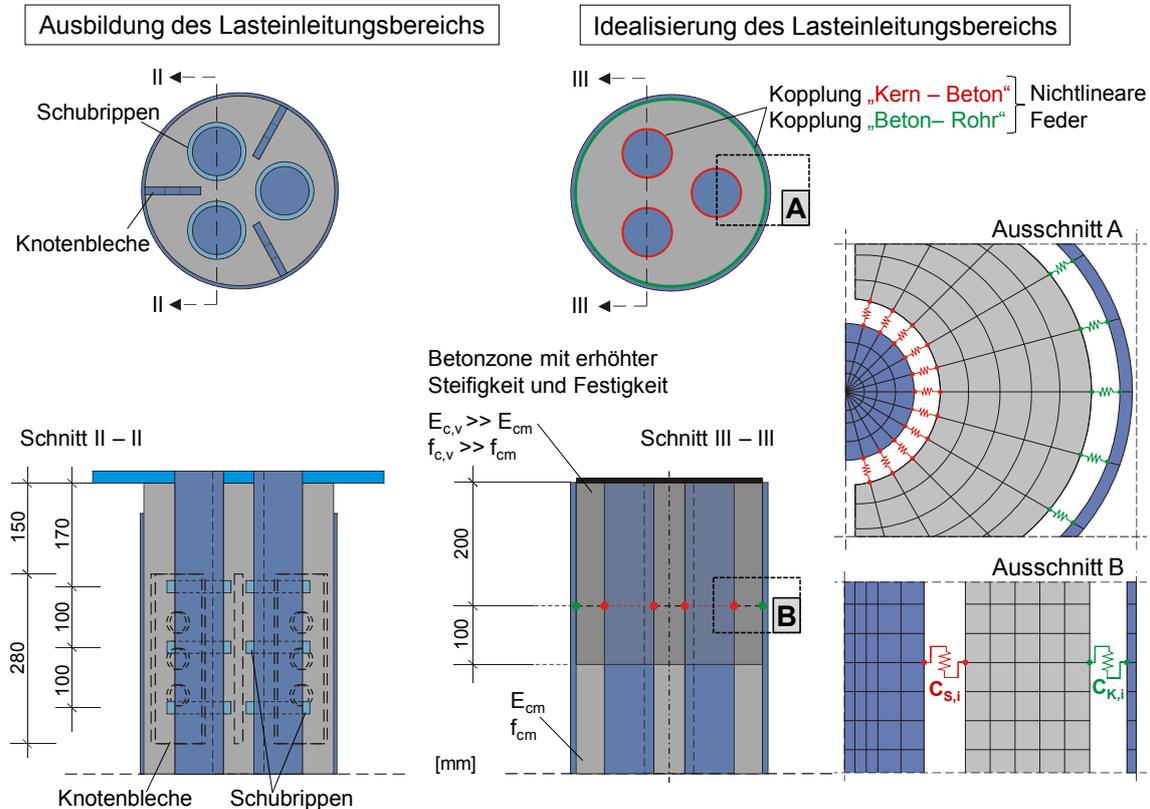


Abb. 4.6: Idealisierung des Lasteinleitungsbereichs

Für den Ansatz der Steifigkeit einer Einzelfeder zwischen Hohlprofil und Beton $C_{K,i}$ bzw. zwischen Einstellkern und Beton $C_{S,i}$ wird die Summe der Steifigkeit der im Lasteinleitungsbereich eingesetzten Verbundmittel $\sum C_K$ bzw. $\sum C_S$ rechnerisch idealisiert und gleichmäßig auf alle Einzelfedern entsprechend Gl. (4.2) und (4.3) verteilt. Im Hinblick auf die numerischen Nachrechnungen dienen die Last-Verformungskurven der in den Versuchsstützen eingesetzten Verbundmittel als Grundlage für die nicht-linearen Federkennlinien. Diese wurden bereits in den Untersuchungen zur lokalen Lasteinleitung in Verbundstützen in Abs. 3.4.2.3 detailliert beschrieben.

$$C_{K,i} = \frac{\sum C_K}{n_K} \quad (4.2)$$

$$C_{S,i} = \frac{\sum C_S}{n_S} \quad (4.3)$$

mit

$\sum C_K$; $\sum C_S$ Gesamtsteifigkeit der Knotenbleche bzw. der Schubrippen
 n_K ; n_S Anzahl der koinzidenten Knotenpaare zwischen Rohr und Beton bzw. zwischen Stahlkern und Beton

Die über die Push-Out-Versuche ermittelten Federkennlinien beinhalten Effekte aus Verformung sowie örtlicher Zerstörung des Betons infolge der Tragwirkung der Verbundmittel. Da diese im Rahmen der Versuchsmessung nicht ausgeschlossen werden konnten, weist der modellierte Betonquerschnitt im Bereich der Verdübelung zur Vermeidung redundanter Verformung eine deutlich höhere Materialsteifigkeit auf. Weiterhin wird eine erhöhte Betonfestigkeit angenommen, womit die sich aus der Teilflächenpressung ergebende Festigkeitszunahme abgebildet wird. Auf diese Weise lässt sich ein vorzeitiges Betonversagen in den numerischen Berechnungen infolge konzentrierter Belastung aus den diskreten Federelementen unterbinden und die aus den Zerstörungsmechanismen resultierenden Verformungen vermeiden. Die mit der Teilflächenpressung verbundene Erhöhung der Betontragfähigkeit konnte bereits in Untersuchungen zur lokalen Lasteinleitung (s. Abs. 3.4.2) bestätigt werden. Fernerhin umfassen die für die Nachrechnung verwerteten Last-Verformungskurven Reibungseffekte im Verbundquerschnitt. Aus diesem Grund wird ein reibungsloser Kontakt zwischen den einzelnen Querschnittskomponenten in dem idealisierten Kraffteinleitungsbereich des numerischen Modells angenommen und definiert.

4.2.5 Validierung des Rechenmodells

Die Validierung des nichtlinearen Rechenmodells erfolgte über die Nachrechnung der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen durchgeführten Stützenversuche. Für die numerischen Berechnungen waren Schwind- und Kriecheffekte von untergeordneter Bedeutung, da es sich bei den Prüfungen ausschließlich um Kurzzeitversuche handelte. Zur Absicherung des Modells und Bewertung der Berechnungsergebnisse im Zusammenhang mit der Versuchsnachrechnung standen folgende Gesichtspunkte im Vordergrund:

- Last-Verformungsverhalten:
Als Grundlage für den direkten Vergleich wurden neben der Stützennormalkraft die Stützendurchbiegung und die Stützenstauchung herangezogen und ausgewertet.
- Spannungs- und Dehnungszustand:
Die aus den Stützenversuchen resultierenden Spannungs- sowie Dehnungszustände dienten zur Plausibilitätsprüfung der FE-Ergebnisse bis zum Erreichen des Bruchzustandes des Betonquerschnitts. Diesbezüglich wurde überprüft, ob das Dehnungsverhalten der Versuchsstützen korrekt abgebildet und reproduziert wurde.
- Bruchverhalten und Rissbild des Betonkerns:
Das durch sein sprödes Materialverhalten geprägte Betonelement zeichnet sich im Allgemeinen durch die Fähigkeit aus, das lokale Versagen unter Zug- und Druckbeanspruchung in den Integrationspunkten abbilden zu können. Dies ermöglichte es, das Rissbild und den Bruchzustand des Betonkerns, mit dem in der Regel zugleich die Traglast der Verbundstütze erreicht wird, zu inspizieren und zu beurteilen.

In diesem Zusammenhang wurden ferner sowohl die Netzfeinheit im Querschnitt und in Stützenlängsrichtung als auch die Zeitschrittweite der inkrementell aufgebrachten

Belastung auf das Konvergenzverhalten überprüft. Dies führte zu dem Ergebnis, dass die Konvergenzrate und die numerische Stabilität insbesondere von der Netzfeinheit abhängen. Die Wahl der Netzfeinheit wirkte sich signifikant auf die Rechenzeit aus. Zu einer merklichen Erhöhung des Rechenaufwandes führte ebenso die Generierung des Eigenspannungszustandes in den einzelnen Vollkernquerschnitten.

Die Simulationen für die Versuchsnachrechnung mit dem entwickelten Stützenmodell wurde weggeregelt geführt – d. h., es wurde eine vorgegebene Verschiebung in Achsenlängsrichtung, die zugleich die Stauchung der Stützen darstellt, an einem der an den Stirnseiten des Stützenmodells gekoppelten Pilotknoten sukzessive aufgebracht. Die Vertikalverschiebung am Pilotknoten wurde so gewählt, dass sowohl die Maximallast als auch die anschließende Abnahme der Last erfasst werden konnten. Der wesentliche Vorteil gegenüber einer kraftgeregelten Simulation ist zum einen das günstigere und stabilere Konvergenzverhalten, zum anderen die damit verbundene kürzere Rechenzeit.

Aus der in den experimentellen Untersuchungen gewählten Lagerkonstruktion resultierten Lagerreibungseffekte, die auf die Versuchskörper eine Rückstellwirkung ausübten (s. Abs. 3.3). Diese Rückstellmomente wirkten sich insbesondere auf das Biegemoment der Versuchskörper aus. Neben der Normaldruckkraft N hängen sie ebenso von der Lagerverdrehung φ ab. Für die FE-Modellierung besteht die Möglichkeit, die Rückstellmomente aus den Lasteinleitungskonstruktionen in Abhängigkeit von der Stützenkopfverdrehung durch die Generierung nichtlinearer Drehfederelemente an den Auflagerknoten einzubeziehen. Bei dieser Variante fließt die bereits festgestellte Abhängigkeit der Rückstellmomente von der Vertikalbeanspruchung nicht mit ein. Alternativ können die Auswirkungen der Rückstellmomente auf das Biegemoment der Stütze berücksichtigt werden, indem die planmäßige Lastexzentrizität e_0 um ein Korrekturmaß Δe entsprechend Gl. (4.4) gemindert wird, woraus sich die Ersatzexzentrizität $e_{0,stat}$ ergibt. Dabei bestimmt sich das Maß Δe nach Gl. (4.5) über das Verhältnis aus dem Rückstellmoment M_R infolge der Rückstellwirkung in den Lagerkonstruktionen und der simultan wirkenden Normalkraft N .

$$e_{0,stat} = e_0 - \Delta e \quad (4.4)$$

$$\Delta e = \frac{M_R(\varphi, N)}{N} \quad (4.5)$$

Abb. 4.7 zeigt die aus den Stützenversuchen resultierenden und über die Lagerversuche rückgeschlossenen Rückstellmomente in Abhängigkeit von der Stützennormalkraft. Bei Erreichen der Stützentragfähigkeiten entstanden Rückstellmomente M_R von ca. 27 kNm. Aus analytischer Sicht ist das Maß Δe als vom Ursprung bezogene Sekantensteigung der Kurven an einer betrachteten Stelle zu interpretieren. Da das Rückstellmoment über den gesamten Belastungsverlauf in Abhängigkeit von der Vertikalkraft nahezu proportional ansteigt, wurde für die durchgeführten Versuche vereinfacht ein linearer Zusammenhang zwischen Normalkraft und Rückstellmoment als idealisierte Beziehung angegeben. Daraus ließ sich das Korrekturmaß Δe zu einem

konstanten Wert von 5,2 mm zur Modifizierung der planmäßigen Lastexzentrizität ableiten.

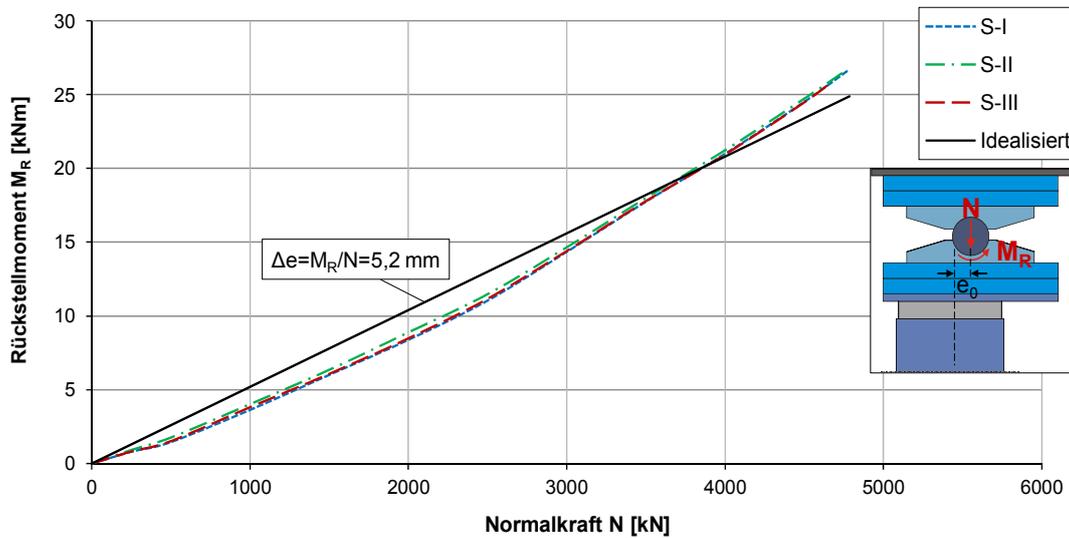


Abb. 4.7: Rückstellmoment in Abhängigkeit von der Normalkraft in den Stützenversuchen

Aus dieser Betrachtung resultierte schließlich die für die Nachrechnung anzusetzende Ersatzexzentrizität $e_{0,stat}$ von 44,8 mm, wodurch der Einfluss der in den Versuchen entstandenen Rückstellmomente auf das Stützentragverhalten Berücksichtigung fand.

Zur Überprüfung dieser Idealisierungsannahme auf Plausibilität wird in Abb. 4.8 das maximale Biegemoment M_D von Versuchskörper S-I nach Gl. (4.6) unter Ansatz der zugrunde gelegten Ersatzexzentrizität $e_{0,stat}$, der Stich der Vorkrümmung v_0 und der Durchbiegung w_D dargestellt. Zu Vergleichszwecken wird dieses Biegemoment der exakten Momentenkurve gemäß Gl. (3.7) mit aufgrund der Lagerreibeffekte veränderlicher Lastexzentrizität gegenübergestellt. Der Vergleich verdeutlicht, dass trotz der näherungsweisen Annahme zur Lastexzentrizität die Momentenlinien eine sehr gute Übereinstimmung zeigen.

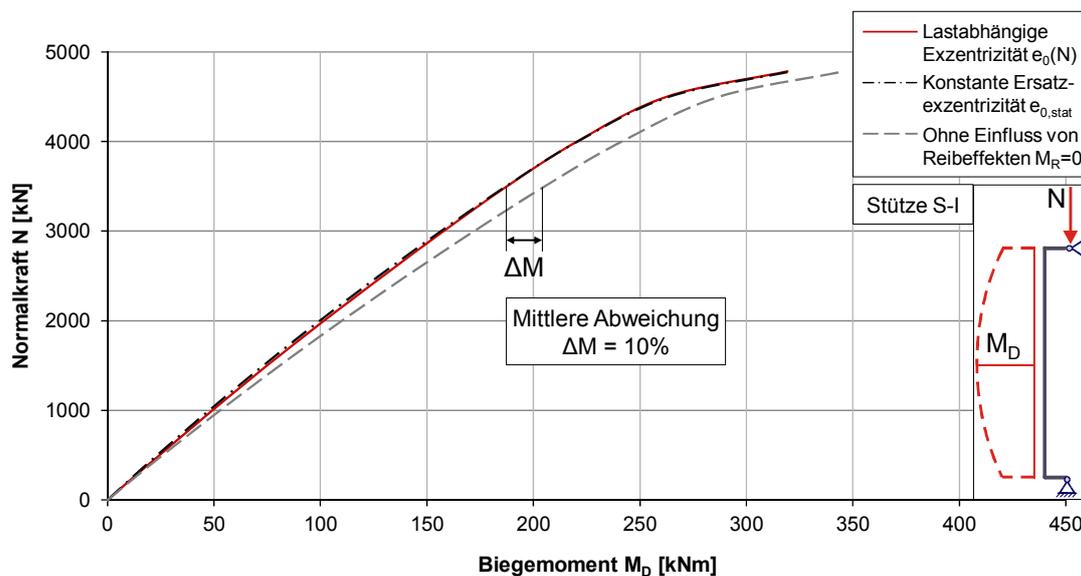


Abb. 4.8: Vergleich der Biegemomente mit und ohne Einfluss aus Lagerreibeffekten

$$M_D = N \cdot (e_{0,stat} + v_0 + w_D) \quad (4.6)$$

Den numerischen Nachrechnungen der Versuchsserie lagen die in Abs. 3.4.3 beschriebenen Werkstoffkenngrößen für den Baustahl und den Betonkern zugrunde. Basierend auf den ausgewerteten Messergebnissen (s. Kapitel 3) erfolgte die Validierung des hergeleiteten Simulationsmodells in Zusammenhang mit den Modellannahmen. Als Grundlage für die direkte Gegenüberstellung dienten u. a. die Last-Verformungskurven aus der experimentellen Untersuchung und der numerischen Nachrechnung. Abb. 4.9 und Abb. 4.10 beinhalten die Last-Verformungskurven von Versuchsstütze S-I und S-II, in denen die Lasten über die horizontale Auslenkung in Stützenmitte aufgetragen werden.

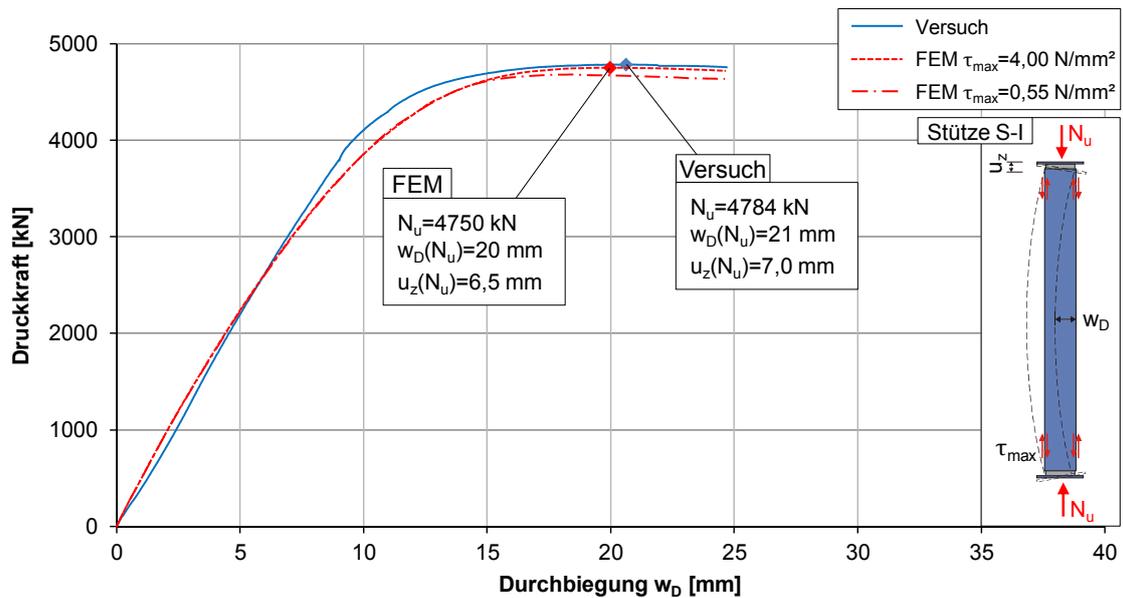


Abb. 4.9: Last-Verformungskurve von Stütze S-I aus Versuch und FE-Simulation

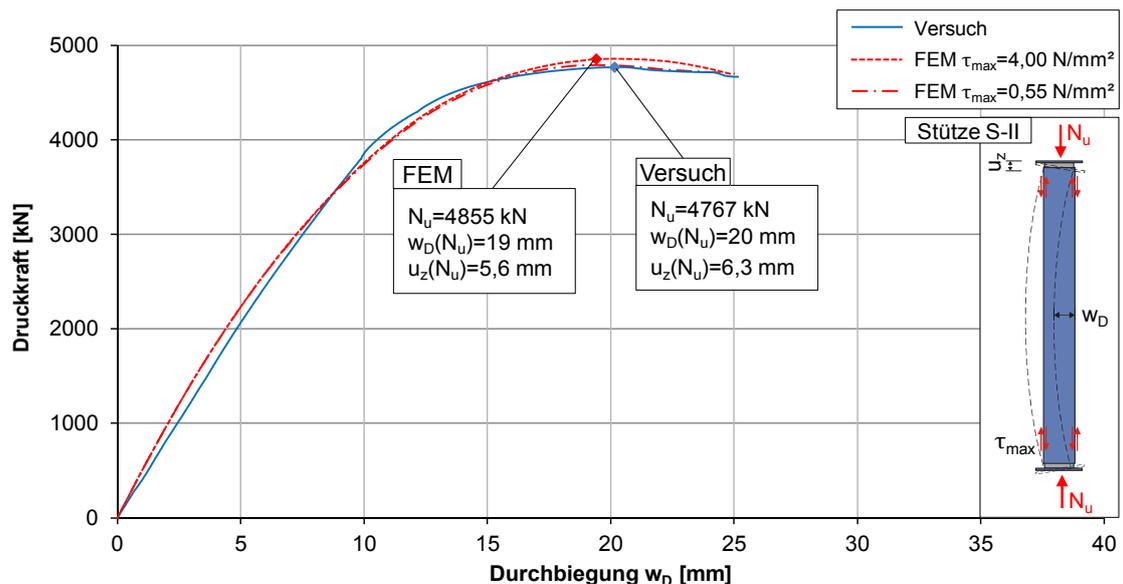


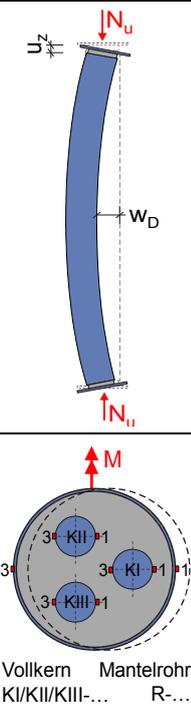
Abb. 4.10: Last-Verformungskurve von Stütze S-II aus Versuch und FE-Simulation

Die Simulationen wurden unter Bezugnahme auf die Ausführungen in Abs. 2.3 mit einem definierten Maximalwert für die Verbundspannung von 4,0 N/mm² und zum

Vergleich mit einem Grenzwert von $0,55 \text{ N/mm}^2$, der der Normangabe nach EC 4-1-1 für ausbetonierte Hohlprofile entspricht, geführt. Aus dem direkten Vergleich geht hervor, dass das Modell unter Ansatz der Ersatzexzentrizität eine realistische Nachrechnung der geprüften Verbundstützen mit ausreichender Genauigkeit ermöglicht. Sowohl die numerisch ermittelte Stütztragfähigkeit als auch die zugehörige Durchbiegung stehen in guter Übereinstimmung mit den Werten aus dem Referenzversuch. Trotz Idealisierung der lokalen Lastumlagerung im Lasteinleitungsbereich (vgl. Abs. 4.2.4) weisen die Ergebnisse aus Nachrechnung und Versuch keine nennenswerten Abweichungen auf. Die Gegenüberstellung verdeutlicht, dass die vorgenommenen Modellierungsannahmen zur Übertragung von Längsschubkräften keine erkennbar nachteiligen Auswirkungen auf die globale Tragfähigkeit und die Verformung besitzen.

Tab. 4.1 stellt die experimentell ermittelten Messwerte den Werten aus der Nachrechnung gegenüber. Betrachtet werden dabei neben der zur Traglast N_u gehörigen Stauung u_z und Durchbiegung w_D die aus der Maximallast resultierenden Dehnungen ε_{Nu} an den Randfasern der einzelnen Querschnittskomponenten.

Tab. 4.1: Maximallast und zugehörige Verformungen aus Versuch und Simulation

		S-I		S-II		S-III		
		Versuch	FEM	Versuch	FEM	Versuch	FEM	
Maximallast und Verschiebung								
N_u	[kN]	4784	4750	4767	4855	4676	4797	
$w_D(N_u)$	[mm]	21	20	20	19	19	20	
$u_z(N_u)$	[mm]	7,0	6,5	6,3	5,6	6,7	5,8	
Dehnung $\varepsilon_{Nu,i}$ [‰]								
Mantelrohr	R-1	-4,1	-3,0	-3,5	-2,8	-3,6	-2,8	
	R-3	1,7	1,2	1,5	1,1	1,5	1,1	
Vollkern KI	K-I-1	-3,4	-2,5	–	-2,4	–	-2,4	
	K-I-3	-1,4	-1,5	-1,5	-1,4	-1,6	-1,4	
Vollkern KII	K-II-1	-1,3	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	
	K-II-3	0,2	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	
Vollkern KIII	K-III-1	-1,3	-1,1	-1,2	-1,1	-1,1	-1,1	
	K-III-3	–	0,0	0,2	0,0	0,2	0,0	

Die Spannungen in Längsrichtung bei Erreichen der Traglast sind für die einzelnen Komponenten von Stütze S-I und S-II in Abb. 4.11 sowie Abb. 4.12 dargestellt. Wie aus den Längsspannungen hervorgeht, ist durch den Einsatz der Endverdübelung ergänzend zum Flächenverbund aus Reibung eine lokale Lastumlagerung im Lasteinleitungsbereich zu erkennen. Die extremalen Spannungen an den Stützenenden, insbesondere an den Einstellkernen fielen unter Einsatz der idealisierten Endverdübelung geringer aus. Ferner zeichnete sich das Mantelrohr von Stütze S-II aufgrund der lokalen Längsschubübertragung durch einen steileren Spannungsgradienten außerhalb des Lasteinleitungsbereichs aus. Durch die zusätzliche Beanspruchung aus der örtlichen Lastumlagerung wurden die extremalen Spannungen an den Randfasern des Stahlmantels bereits bei geringeren Laststufen erreicht.

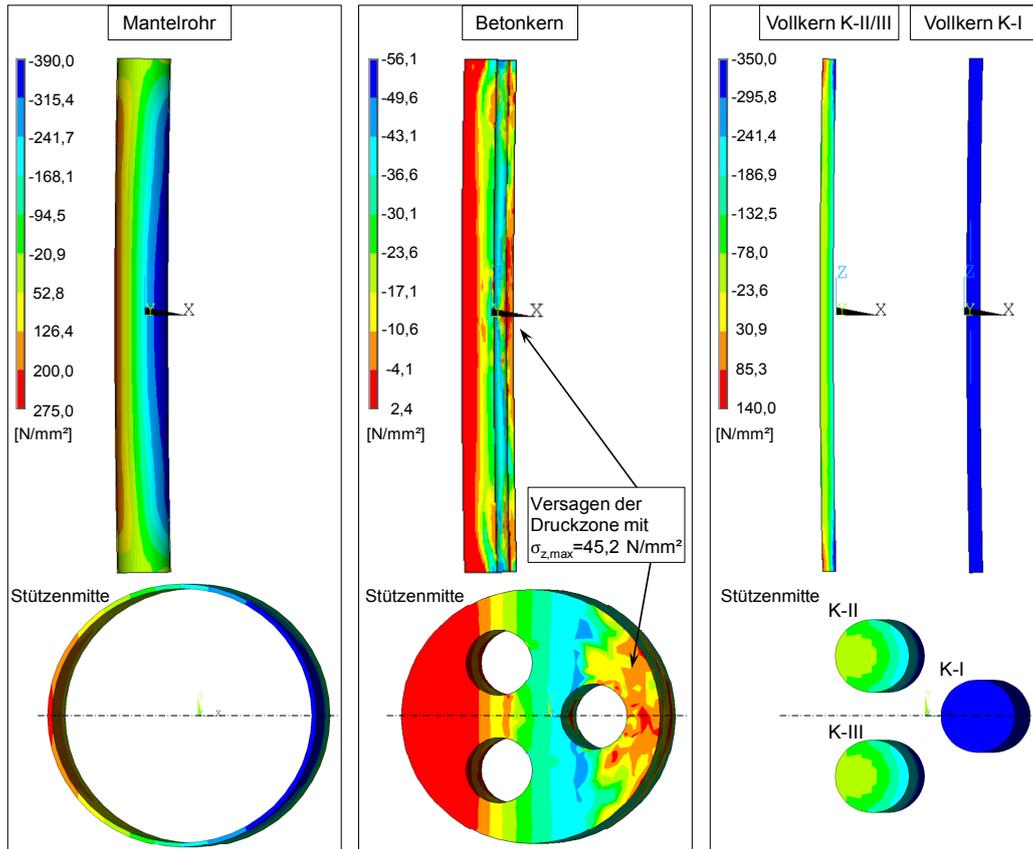


Abb. 4.11: Spannungen in Längsrichtung nach Erreichen der Traglast von Stütze S-I

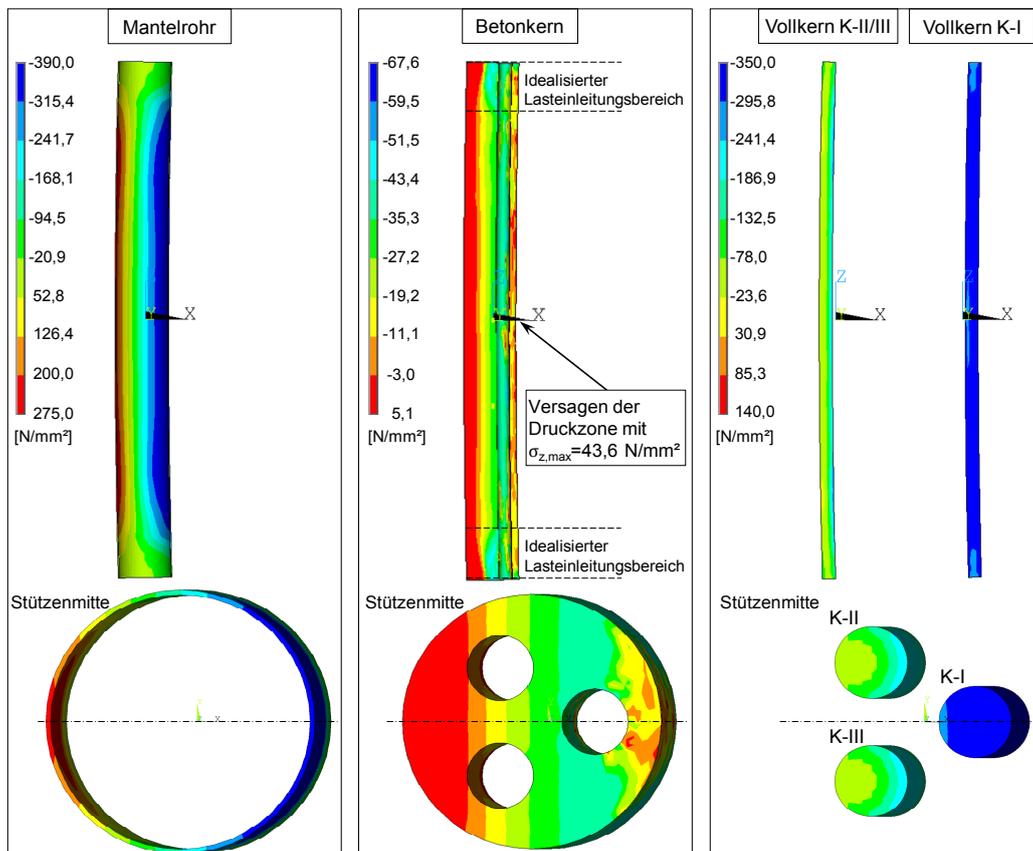


Abb. 4.12: Spannungen in Längsrichtung nach Erreichen der Traglast von Stütze S-II mit idealisierter Verdübelung im Lasteinleitungsbereich

In der Betondruckzone führten die Spannungsspitzen im Bereich von Kern KI zur Überschreitung der Druckfestigkeit und somit zum Betonversagen. Dadurch war ein weiterer Anstieg der Stützenlast nicht mehr möglich. Auffällig ist das stärker ausgeprägte Betonversagen in Stützenmitte bei der Simulation ohne planmäßige Endverdübelung.

Als weiteres Beurteilungskriterium liefert der im Verbundquerschnitt auftretende Schlupf Erkenntnisse über die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge zwischen den Querschnittskomponenten. Die maximale Relativverschiebung wurde in den experimentellen Untersuchungen zwischen Betonkern und Mantelrohr im Bereich der Stützenenden messtechnisch erfasst. In Abb. 4.13 werden die Versuchsmesswerte den Ergebnissen der Nachrechnungen gegenübergestellt. Insbesondere für Stütze S-I zeigte sich, dass unter Verzicht auf mechanische Verbundmittel der Schlupf im Wesentlichen von der Höhe der Verbundtragfähigkeit des Flächenverbundes abhängt. Mit einer maximalen Verbundspannung von $4,0 \text{ N/mm}^2$ entsprach der mit der Traglast einhergehende Schlupf $\delta_s(N_U)$ aus der FE-Simulation nahezu den experimentellen Messungen. Wurden wie im Fall von Stützenkörper S-II ergänzend zum Reibungsverbund mechanische Verbundmittel verwendet, war der Größe der maximalen Verbundspannung keine besondere Bedeutung beizumessen. Der Einsatz der Endverdübelung führte zu einer beträchtlichen Reduzierung des Schlupfes.

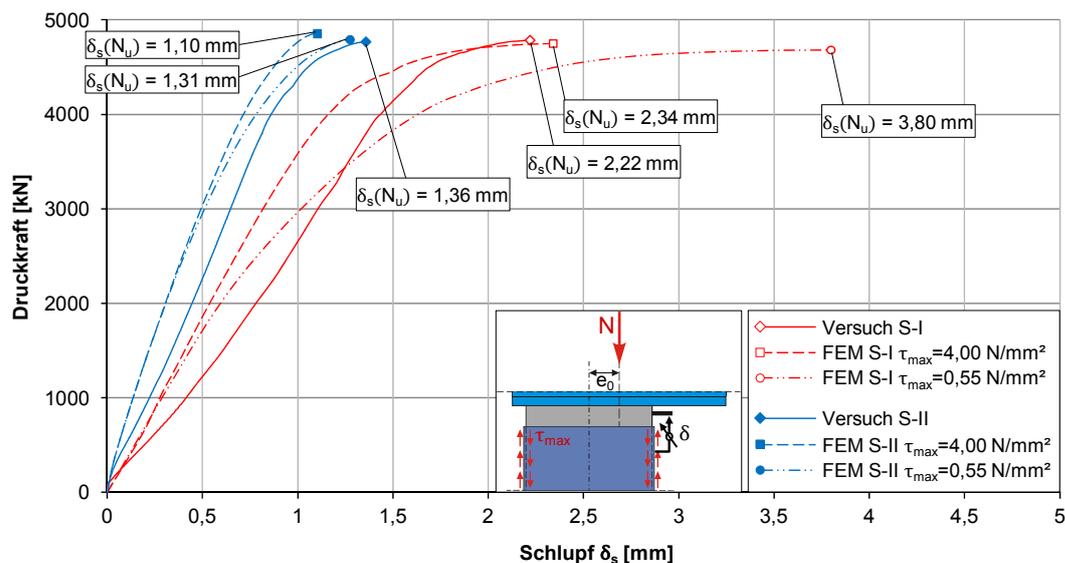


Abb. 4.13: Schlupf zwischen Betonkern und Stahlmantel aus Versuch und FE-Simulation

Über die Dehnungszustände im Verbundquerschnitt lassen sich das Lastverteilungs- sowie das Dehnungsverhalten des Verbundquerschnitts bewerten. So werden im Folgenden (s. Abb. 4.14 und Abb. 4.15) die im Querschnitt in verschiedenen Laststufen auftretenden Dehnungszustände aus der numerischen Nachrechnung und der experimentellen Untersuchung gegenübergestellt. Sowohl für Stütze S-I ohne Endverdübelung als auch für Stütze S-II mit dem idealisierten Lasteinleitungsbereich konnten die Dehnungen in Stützenmitte mit ausreichender Genauigkeit nachgerechnet werden. Für den Fall ohne Verbundmittel wichen die numerisch ermittelten Dehnungen der Beton- und Kernquerschnitte nach der Deformation von der Dehnungsverteilung des Rohres ab. Hingegen blieb der Verbundquerschnitt in Stützenmitte unter Einsatz der idealisierten Endverdübelung zu verschiedenen Belastungszuständen in sich eben, sodass

von der Bernoullischen Hypothese ausgegangen werden kann. Lediglich bei Erreichen der Traglast lag aufgrund des Bruchzustandes des Betonkerns eine auffällige Streuung der Dehnungswerte vor.

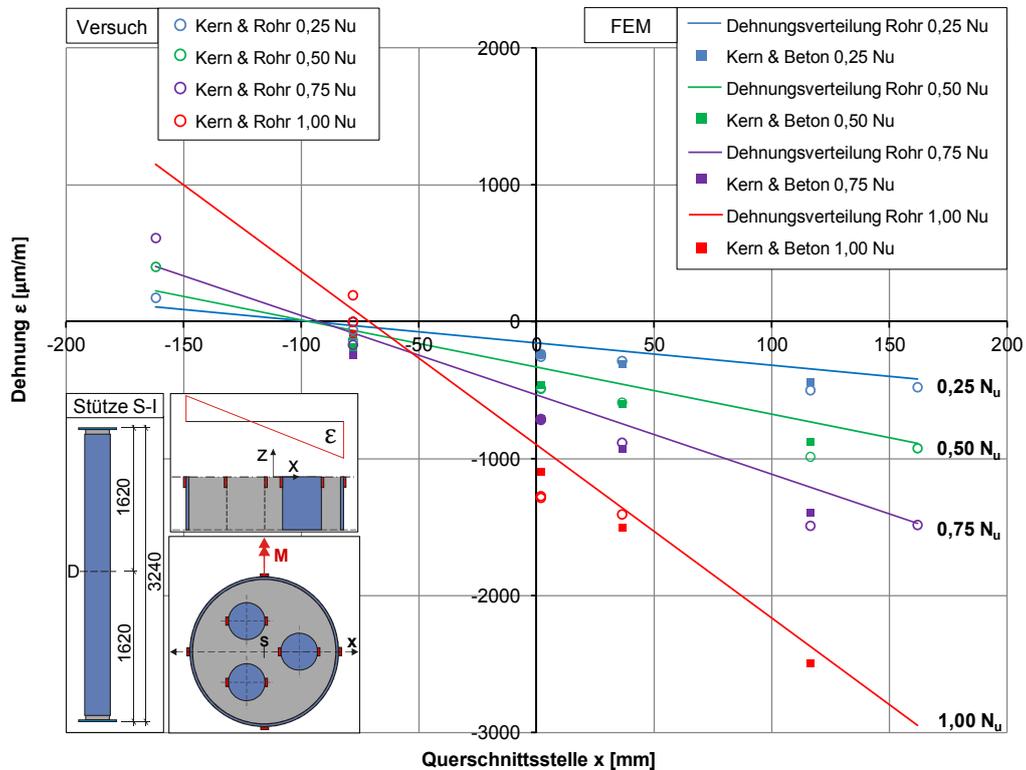


Abb. 4.14: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-I in Stützenmitte entsprechend der Nachrechnung im Vergleich zu den Versuchswerten

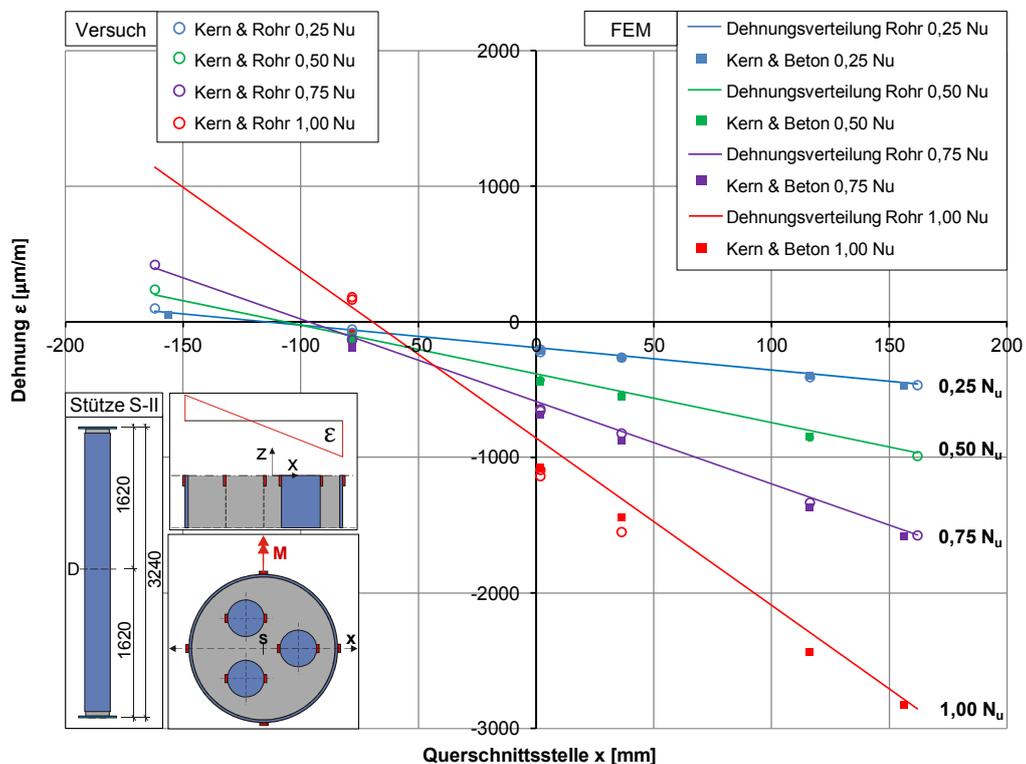


Abb. 4.15: Dehnungszustände im Querschnitt von Stütze S-II in Stützenmitte entsprechend der Nachrechnung im Vergleich zu den Versuchswerten

Abb. 4.16 veranschaulicht den erfassten Risszustand im Beton am druck- und biegebeanspruchten Stützenmodell unter Verzicht auf mechanische Verbundmittel zur Übertragung von Längsschubkräften. Bei Versagen durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit werden die Versagensstellen in den Integrationspunkten der Elemente durch kleine Kreissymbole gekennzeichnet. Zur Hervorhebung der räumlichen Rissorientierung und -richtung werden die Kreise in der Ebene der Betonrisse abgebildet. Für den Fall des Betonversagens auf Druck dienen Oktaeder zur Kennzeichnung der Versagensstellen.

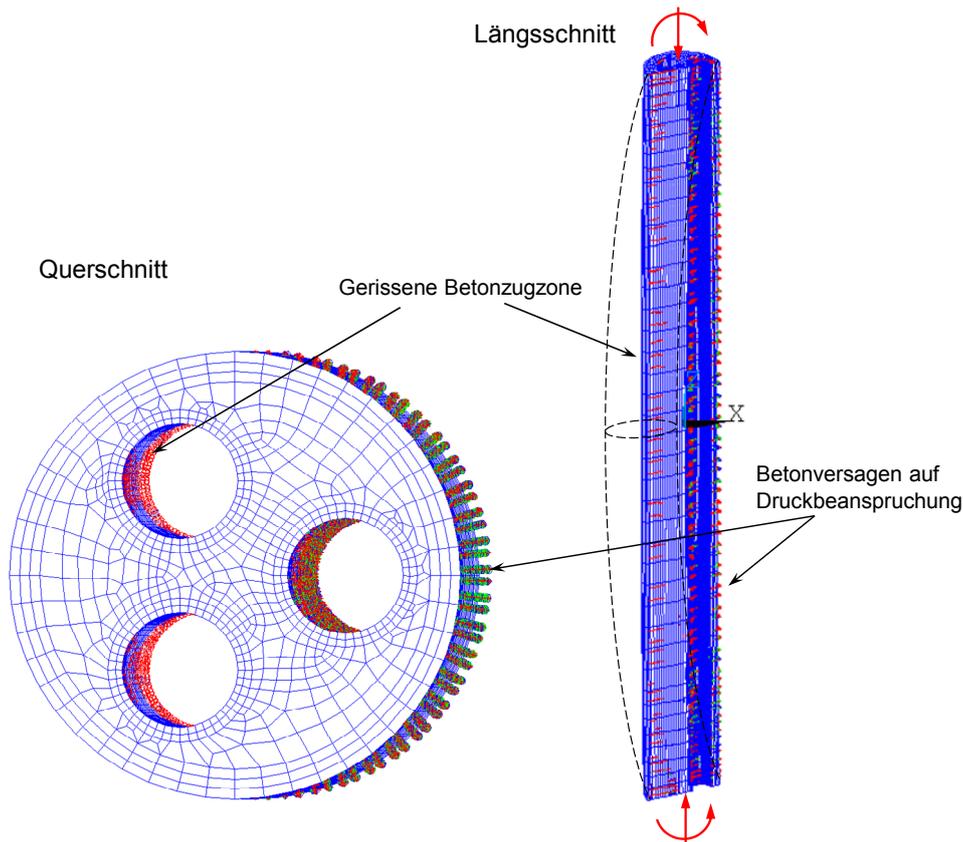


Abb. 4.16: Rissbildung des Betons am druck- und biegebeanspruchten FE-Modell

Die zuvor beschriebenen Spannungs- sowie Dehnungszustände und das dargestellte Rissbild lassen sich auf ein vergleichbares Trag- und Bruchverhalten wie bei den Stützenkörpern zurückführen. Der vergleichenden Gegenüberstellung zufolge ermöglicht das hergeleitete Stützenmodell mit den implementierten Materialgesetzen eine wirklichkeitsnahe Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens sowie des Risszustandes von ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen mit kreisrunden Vollkernprofilen.

4.2.6 Nachrechnung von weiteren Versuchen

Zur weiteren Überprüfung des kalibrierten Stützenmodells wurden neben den eigens durchgeführten Stützenversuchen in der Literatur veröffentlichte Versuche mit Hohlprofil-Verbundstützen nachgerechnet und mit verfügbaren Versuchsergebnissen verglichen.

In den Untersuchungen nach HANSWILLE & PORSCH (2004a) sowie nach JOHANSSON & GYLLTOFT (2002) wurden ausbetonierte, kreisrunde Hohlprofile zentrisch bis zur Versagenslast beansprucht. Die Abmessungen der Versuchskörper wurden so gewählt, dass bezogene Schlankheiten $\bar{\lambda}$ von maximal 0,2 vorlagen. Die Ergebnisse der Simulationen sind in Abb. 4.17 ersichtlich. Für stark gedrungene Versuchskörper liegt eine gute Übereinstimmung der Maximallasten vor.

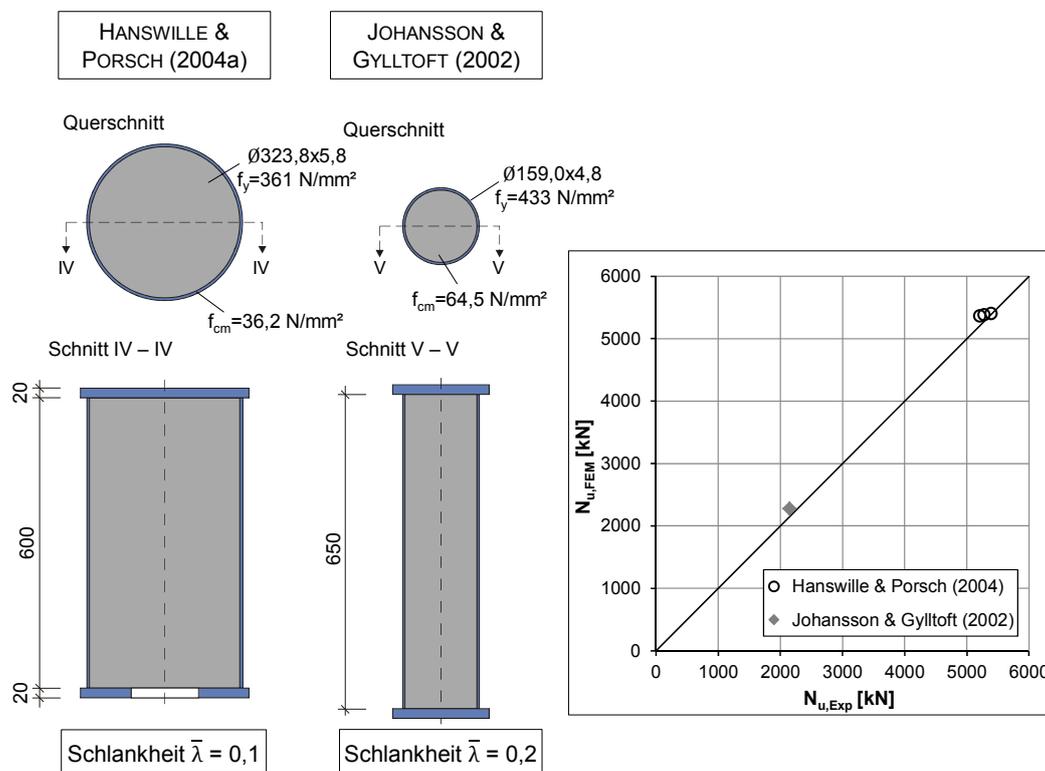


Abb. 4.17: Nachrechnung von Versuchen mit gedungenen Prüfkörpern

Für die Versuchsreihe nach LIPPES (2008) wurden Hohlprofil-Verbundstützen mit hochfestem Beton entsprechend Abb. 4.18 hergestellt. Sie zeichneten sich durch einen bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ von ca. 0,7 aus. Während ein Großteil der Versuchskörper ein zentrisch angeordnetes Kernprofil (MK) mit einem Durchmesser von 70 mm aufwies, wurden in gleicher Anzahl Prüflinge ohne Kernprofil (OK) angefertigt. Die Lasteintragung in die schlanken Versuchskörper erfolgte vollflächig über alle Querschnittskomponenten. Mittels einer Zentrierleiste an der Lasteinleitungskonstruktion konnten Randexzentrizitäten e_0 von 5, 20 und 60 mm realisiert werden, sodass aus diesen Randbedingungen eine kombinierte Beanspruchung aus Normalkraft und Biegemoment resultierte. Die Auswertung der Versuche zeigte allerdings, dass es sich bei der Drehachse nicht um eine ideale Schneidenlagerung an der Abrollkante der Zentrierleiste handelte. Aus diesem Grund wurde die tatsächliche Auflagerexzentrizität e_x beim Erreichen der Stütztraglast N_u zunächst rechnerisch ermittelt und als von der Belastung unabhängige Lastausmitte für die Simulationen zugrunde gelegt.

In Abb. 4.18 sind die mit dem Rechenmodell ermittelten Stütztraglasten $N_{u,FEM}$ den in den experimentellen Untersuchungen erfassten Messwerten $N_{u,Exp}$ gegenübergestellt. Trotz Variation der Auflagerexzentrizitäten e_x liegt eine gute Übereinstimmung der Traglasten N_u aus Versuch und Nachrechnung für die Versuchsstützen mit und ohne

Kernprofil vor, sodass das numerische Berechnungsmodell als validiert angesehen werden kann.

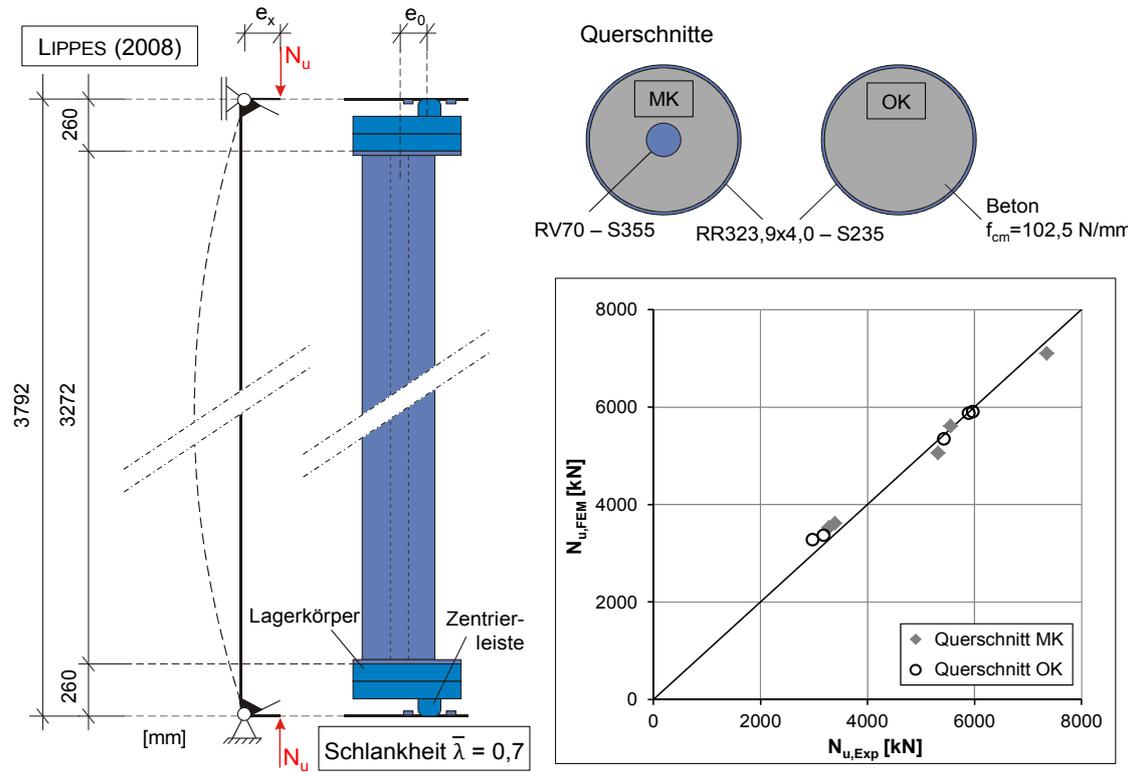


Abb. 4.18: Nachrechnung von großformatigen Stützenversuchen nach LIPPES (2008)

5 Rechnerische Untersuchungen zur Konstruktion und Bemessung

5.1 Konstruktionsansatz und Tragfähigkeit von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitten

Für das vereinfachte Nachweiskonzept von Verbundstützen auf der Grundlage von DIN EN 1994-1-1 wird die anzusetzende dehnungsbeschränkte Grenztragfähigkeit des Querschnitts über die Abminderung der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit ermittelt (s. Abs. 2.4). Die Abminderung erfolgt mittels eines dimensionslosen Beiwerts α_M , der gemäß der Bemessungsvorschrift von der Stahlgüte des eingesetzten Baustahls abhängt. Diese systematische Vorgehensweise zur Berücksichtigung der Dehnungsbeschränkung durch den Beton bei der Querschnittstragfähigkeit lässt sich ebenfalls auf die mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitte übertragen. Dabei wurden die Querschnitte, die den nachfolgenden Untersuchungsergebnissen zugrunde liegen, auf Basis des in Abb. 5.1 dargestellten Konstruktionsgrundsatzes zur Dimensionierung dieses Querschnittstyps hergeleitet. Die empfohlenen Maße für die bauliche Durchbildung des Querschnitts bewährten sich insbesondere bei der Herstellung bzw. beim Ausbetonieren der Versuchsstützen (s. Abs. 3.4.1) und stellen zudem einen ausreichenden Verbund innerhalb des Querschnitts durch Vorgabe von Mindestwerten für die Zwischenräume sicher.

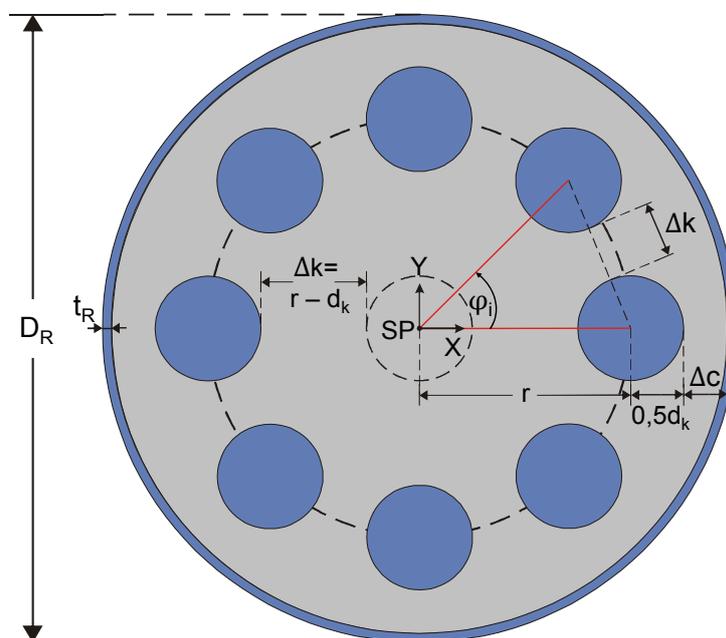


Abb. 5.1: Konstruktionsgrundlage für mehrkernige, kreisrunde Hohlprofil-Verbundquerschnitte

Zur Definition der Position der einzelnen um die Rohrwand äquidistant verteilten Vollkerne stehen Gl. (5.1) und (5.2), mit denen die Lage der Kerne bezüglich des Schwerpunktes des Gesamtquerschnitts errechnet wird, zur Verfügung. Als maßgebender Eingangsparameter gilt der Radius r zur Kreislinie, auf der die Mittelpunkte sämtlicher Rundvollkerne liegen.

$$x_{k,i} = r \cdot \cos(\varphi_i) \quad (5.1)$$

$$y_{k,i} = r \cdot \sin(\varphi_i) \quad (5.2)$$

mit

φ_i Winkel zum i -ten Kern ausgehend von der Bezugsachse, hier: x -Achse

r Abstand der Kernmittelpunkte zum Schwerpunkt des Verbundquerschnitts

Zur Konkretisierung der Anforderungen an die Zwischenräume zwischen Stahlbauteilen wird der normativ geregelte Konstruktionsgrundsatz nach DIN EN 1994-1-1 Abs. 9.2.2 (1) für Verbunddecken übernommen. Gemäß dem europäischen Regelwerk wird für die Herstellung von Verbunddecken das Größtkorn des Betons unter anderem anhand der Profilblechgeometrie festgelegt. Diesbezüglich darf der Zuschlagstoff maximal den Durchmesser $b_0/3$ aufweisen. Dabei stellt das Maß b_0 bei offenen Profilblechgeometrien die mittlere Rippenbreite und bei hinterschnittenen Profilblechgeometrien den kleinsten Rippenabstand dar.

Im Hinblick auf die Anforderung für Verbunddecken wird zur baulichen Durchbildung des Stützenquerschnitts das Mindestmaß Δc_{\min} zwischen den Baustahlelementen empfohlen. Aus einem den theoretischen Untersuchungen zur Querschnittstragfähigkeit zugrunde liegenden Größtkorndurchmesser von 16 mm resultiert ein Wert Δc_{\min} von 48 mm. Mit diesem Mindestmaß ist der lichte Abstand Δc zwischen den Vollkernprofilen und dem Mantelrohr entsprechend Gl. (5.3) zu überprüfen:

$$\Delta c \geq \Delta c_{\min} \quad (5.3)$$

mit

$$\Delta c = 0,5 \cdot (D_R - d_k) - t_R - r \quad \text{Lichter Abstand zwischen Kern- und Hohlprofil}$$

$$\Delta c_{\min} = 3 \cdot d_g \quad \text{Mindestmaß zwischen den Baustahlelementen}$$

$$d_g \quad \text{Größtkorndurchmesser des Zuschlagstoffs im Beton}$$

Zur Überprüfung des lichten Abstandes Δk zwischen den Vollkernprofilen untereinander empfiehlt sich der nachstehende Ausdruck Gl. (5.4).

$$\Delta k \geq \Delta c_{\min} \quad (5.4)$$

mit

$$\Delta k = r \cdot \sqrt{2 - 2 \cdot \cos(\varphi)} - d_k \quad \text{für den Zwischenraum der Stahlkerne im Abstand } r$$

$$\Delta k = r - d_k \quad \text{für den Zwischenraum zum zentrischen Stahlkern}$$

φ Vom Schwerpunkt bezogener Öffnungswinkel zwischen zwei benachbarten Kernen. Für die im Abstand r befindlichen Kerne gilt: $\varphi = 2\pi/n$

n Anzahl der Stahlkerne im Abstand r vom Querschnittsschwerpunkt

Die Abmessungen der mehrkernigen Querschnitte, die Gegenstand der Untersuchung hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit waren, resultieren u. a. aus den erläuterten Konstruk-

tionsmaßen. Dabei wurde der Querschnittsparameter r/D_R bei der Querschnittswahl derart variiert, dass die Maße Δc und Δk die Anforderungen gerade noch erfüllen. Auf diese Weise wurde der Einfluss einer hohen Konzentration von Baustahl in Querschnittsmitte im direkten Vergleich zu einer Dekonzentration der Kernquerschnitte berücksichtigt. Abb. 5.2 zeigt eine Übersicht über die betrachteten Hohlprofil-Verbundquerschnitte einschließlich der Wirkungsrichtung der Momentenbeanspruchung. Ergänzend hierzu enthält Tab. 5.1 Angaben zu Querschnittsabmessungen und Werkstoffkenngrößen, auf denen die Querschnittsuntersuchung basierte. Ferner lagen die Anforderungen zugrunde, dass alle Einzelkerne den gleichen Durchmesser d_k aufweisen und der Öffnungswinkel φ zwischen zwei benachbarten Kernen innerhalb eines Querschnittstyps konstant bleibt.

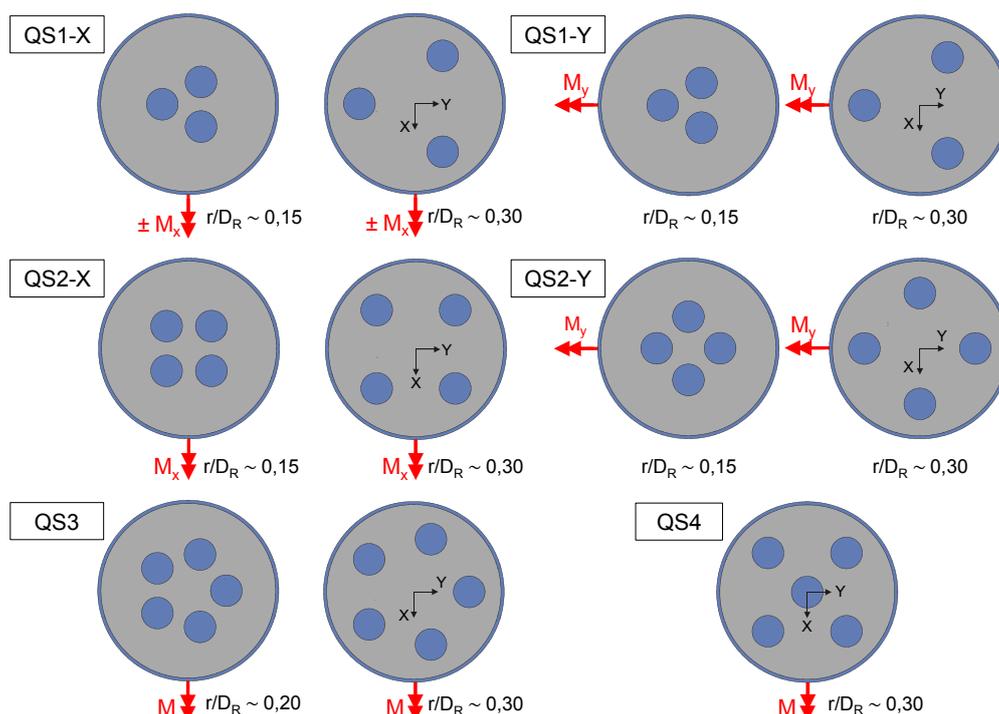


Abb. 5.2: Untersuchte Verbundquerschnitte mit Wirkungsrichtung des Biegemomentes

Tab. 5.1: Abmessungen und Werkstoffkenngrößen der mehrkernigen Verbundquerschnitte

Querschnitt		Vollkerne			Mantelrohr		Betonfestigkeitsklasse
Bezeichnung	r/D_R [-]	n [-]	d_k [mm]	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	$D_R \times t_R$ [mm]	$f_{y,k}$ [N/mm ²]	
QS1-X	0,15	3	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45
	0,30						
QS1-Y	0,15	3	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45
	0,30						
QS2-X	0,15	4	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45
	0,30						
QS2-Y	0,15	4	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45
	0,30						
QS3	0,20	5	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45
	0,30						
QS4	0,30	5	50 / 65 / 80	355	457 x 8,0	235	C35/45

Unter Berücksichtigung eines für normalfesten Beton üblichen Teilsicherheitsbeiwertes γ_C von 1,5 wurde für den Betonkern mit der gewählten Festigkeitsklasse C35/45 die Spannungs-Dehnungslinie nach DIN EN 1992-1-1, Abs. 3.1.7 (1) in Ansatz gebracht. Für den Baustahl gilt die linearelastisch-idealplastische Werkstoffkennlinie nach DIN EN 1993-1-5, Abs. 5.4.3(4) in Verbindung mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_a von 1,1. Die Ergebnisse für die definierten Querschnitte sind in Form von Momenten-Normalkraft-Interaktionskurven in Anhang D vollständig und nachfolgend in Abb. 5.3 sowie Abb. 5.4 exemplarisch aufgeführt. Das zusätzlich dargestellte Verhältnis aus dehnungsbeschränkter und vollplastischer Momententragfähigkeit $M_{db,d}/M_{pl,d}$ verdeutlicht in allen Fällen eine starke Abhängigkeit von der Normalkraftausnutzung $N_d/N_{pl,d}$.

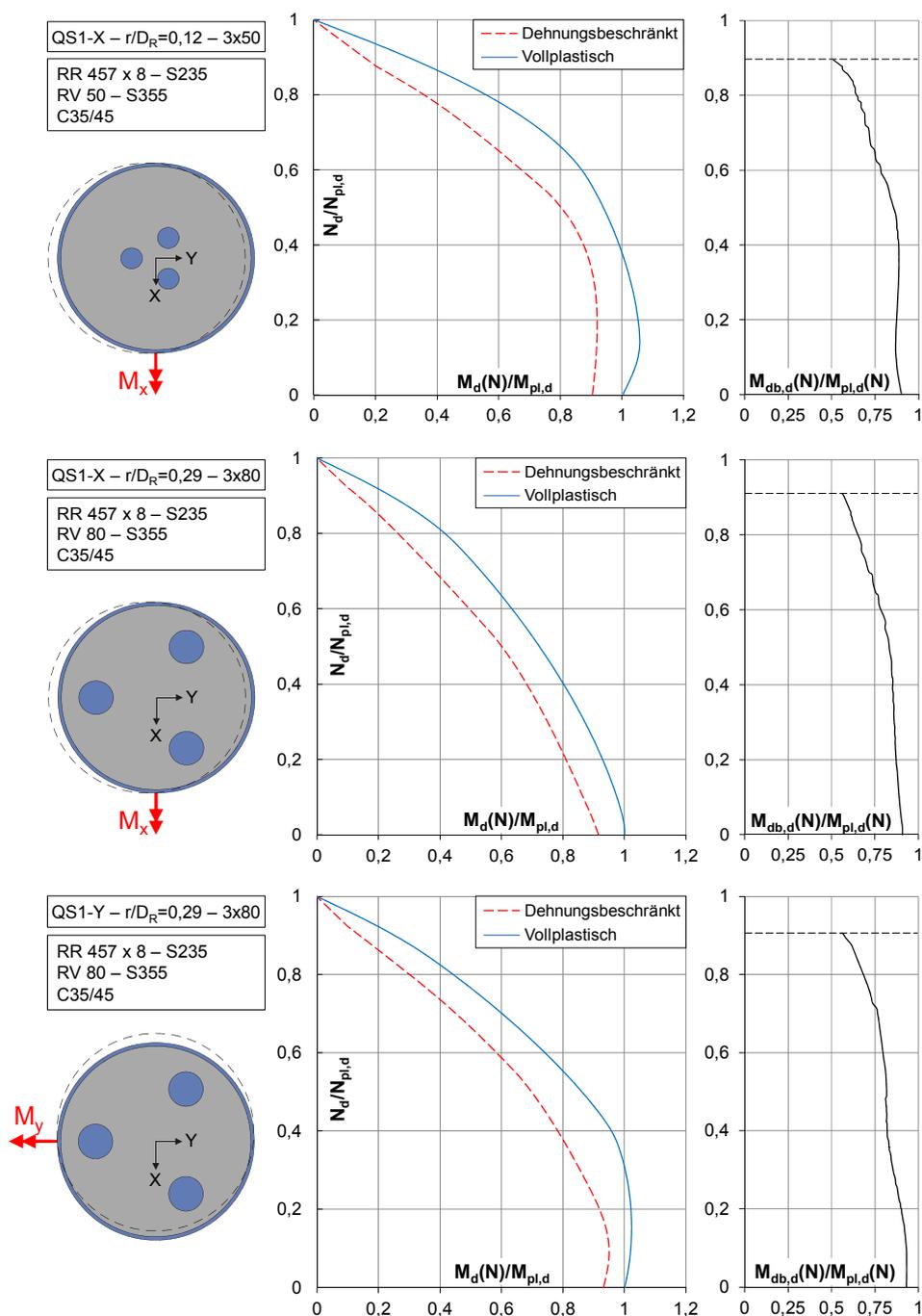


Abb. 5.3: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit von dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitten

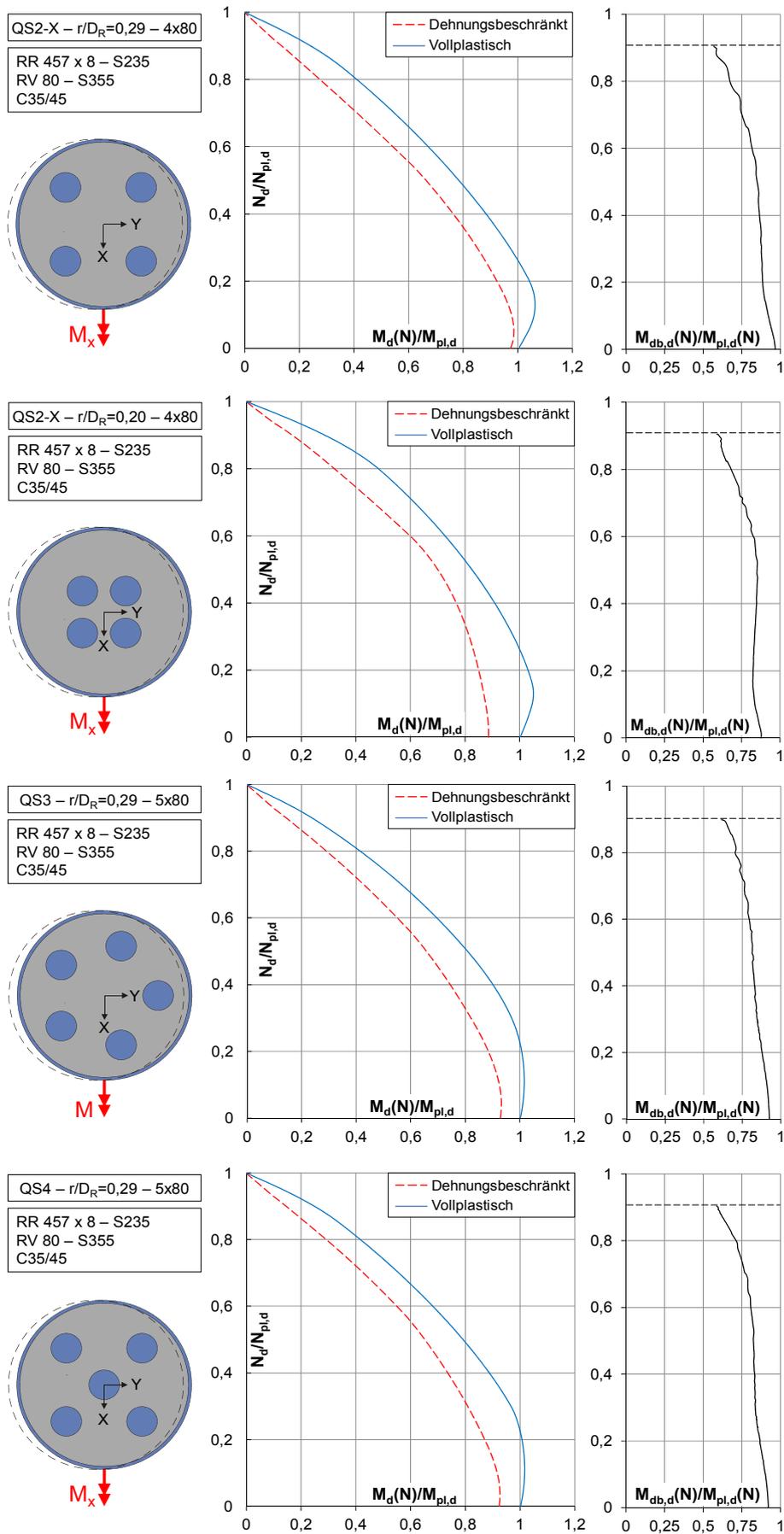


Abb. 5.4: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit von vier- und fünfkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitten

In den nachfolgenden Abbildungen (Abb. 5.5 bis Abb. 5.8) werden die Ergebnisse für die einzelnen Querschnittstypen nach Tab. 5.1 vergleichend gegenübergestellt. Bei Querschnitt QS3 kann von einer rotationssymmetrischen Anordnung der einzelnen Vollkernprofile ausgegangen werden, sodass bei Erhöhung der Kernanzahl vergleichbare Ergebnisse für den dimensionslosen Beiwert α_M , der dem Verhältnis der Momententragfähigkeiten bei dehnungsbeschränkter und vollplastischer Ausnutzung $M_{db}/M_{pl,d}$ entspricht, unterstellt werden können.

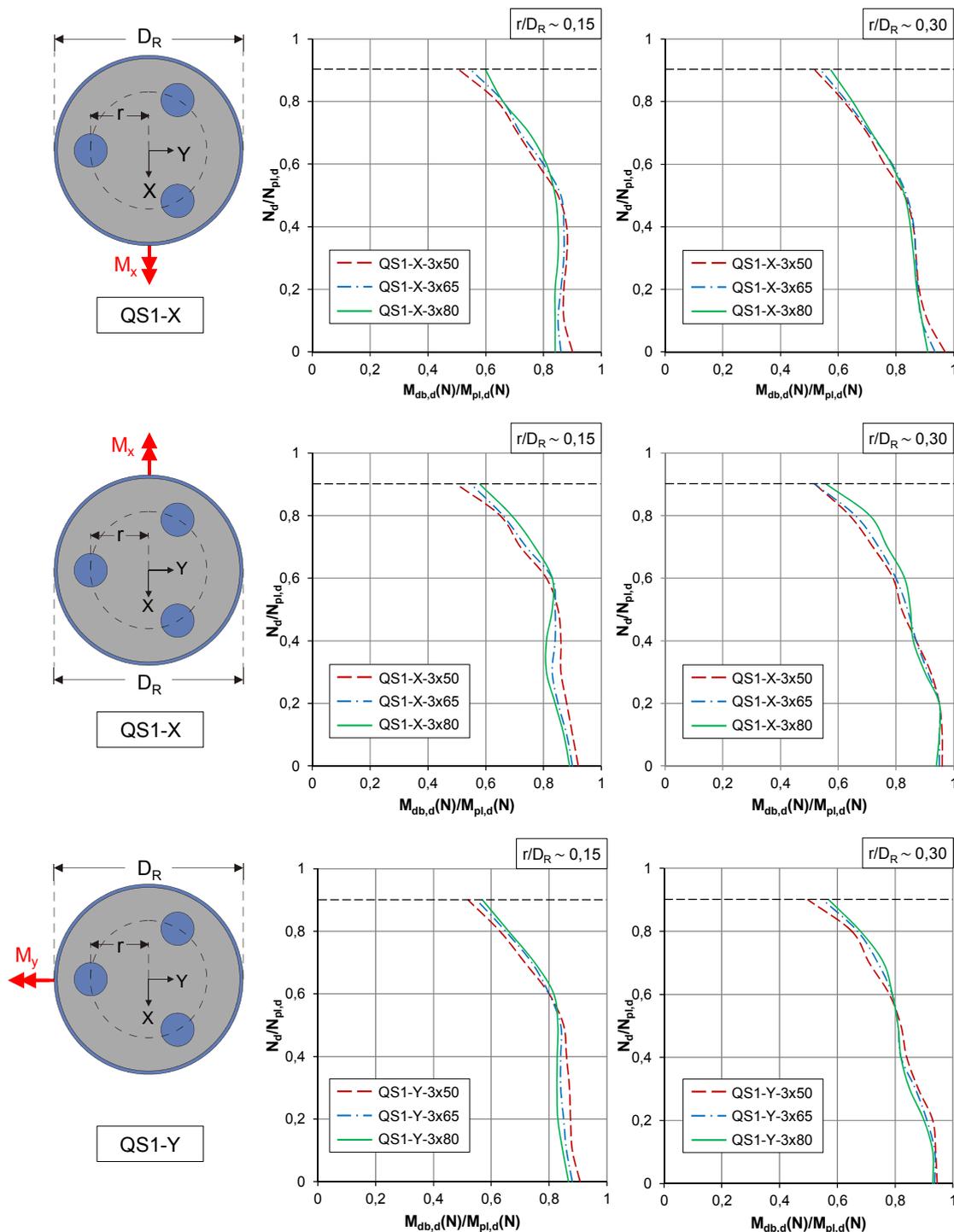


Abb. 5.5: QS1 – Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten des dreikernigen Verbundquerschnitts mit unterschiedlicher Wirkungsrichtung des Biegemomentes

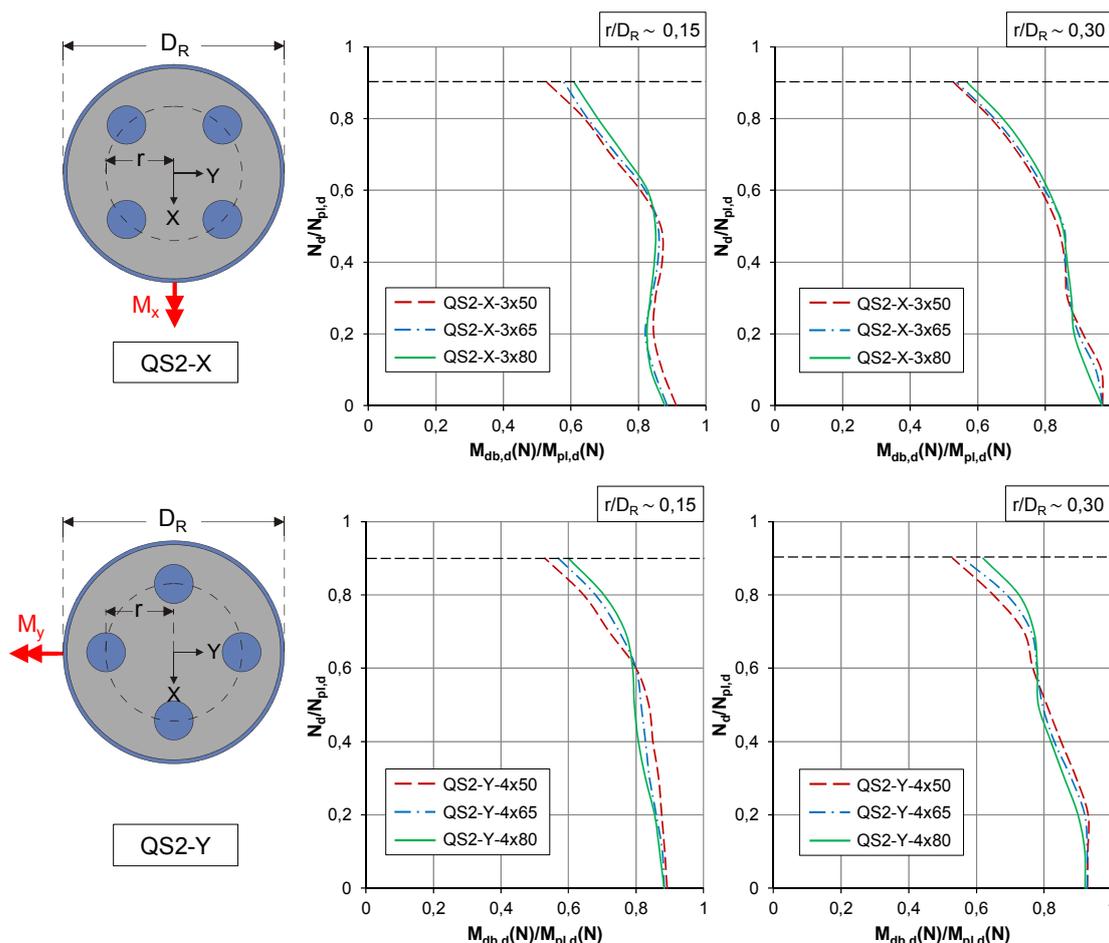


Abb. 5.6: QS2 – Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten des vierkernigen Verbundquerschnitts mit unterschiedlicher Wirkungsrichtung des Biegemomentes

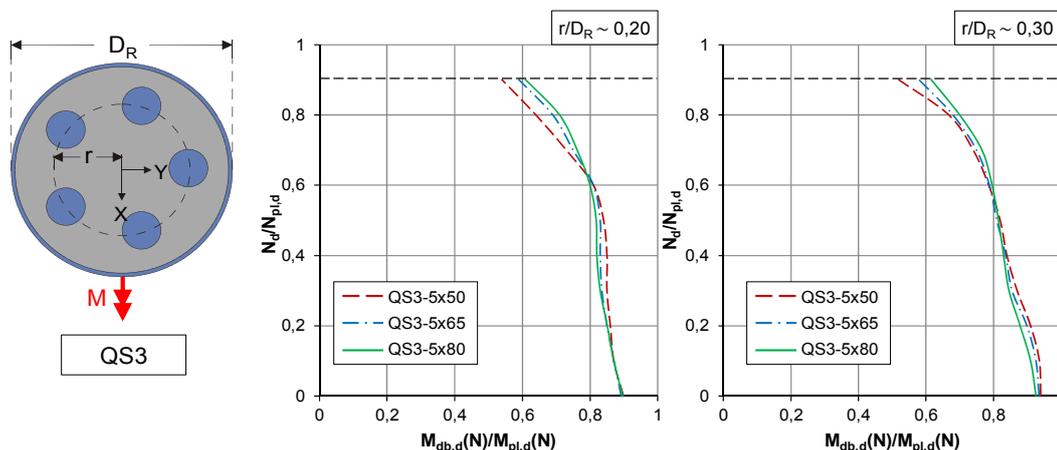


Abb. 5.7: QS3 – Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten des mehrkernigen Querschnitts mit rotationssymmetrischer Anordnung der Vollkernprofile

Es zeigt sich insbesondere, dass der Beiwert α_M zunächst bis zu einem Belastungszustand $N_d/N_{pl,d}$ von ca. 0,5 nur geringfügig abfällt. Oberhalb dieses Belastungszustandes ist ein signifikanter, nahezu linearer Abfall des Beiwertes α_M festzustellen. Dabei hängt das Verhältnis der Momententragfähigkeiten unerheblich von dem gewählten Kerndurchmesser ab. Vielmehr ist eine Abhängigkeit vom Verhältnis r/D_R für geringe Normalkraftbeanspruchungen zu beobachten. Geringe r/D_R -Werte bedeuten

eine höhere Konzentration von Baustahl im Querschnittszentrum und stehen somit mit höheren plastischen Formbeiwerten in Zusammenhang. Aus dem Grund fällt die dehnungsbeschränkte Tragfähigkeit kleiner aus als bei Querschnitten mit größeren r/D_R -Verhältnissen, die eine geringere Anhäufung von Baustahl in Querschnittsmitte zur Folge haben. Dieser Einfluss liegt allerdings nur bei niedriger Normalkraftausnutzung vor und verliert mit zunehmender Normalkraft an Bedeutung. Dies spiegelt sich auch in den Untersuchungsergebnissen wider.

Im Fall eines größeren Kernabstandes von der Querschnittsmitte ($r/D_R=0,30$) liegen für alle untersuchten Querschnitte bis zu einer Normalkraftausnutzung $N_d/N_{pl,d}$ von ca. 0,4 geringfügig höhere α_M -Werte vor. Unter diesen Randbedingungen zeichnen sich insbesondere die Querschnitte QS1-Y und QS2-Y mit der durch Kernprofile wirkenden Biegeachse durch eine günstige Wirkung dahingehend aus, dass bis zu einer Normalkraftausnutzung kleiner 0,2 der Beiwert α_M nahezu konstant bleibt. Erst bei höherer Normalkraftausnutzung ist ein Abfall zu registrieren.

Die Wirkungsrichtung des Biegemomentes hat hingegen sowohl bei niedrigerer als auch höherer Konzentration an Baustahl in Querschnittsmitte keine ausgeprägte Auswirkung auf den Beiwert α_M .

Weiterhin wurden auch die Auswirkungen aus der zentrischen Anordnung eines Vollkernes zusätzlich zu den an der Rohrwandung verteilten Kernen untersucht (s. Abb. 5.8). Die erfassten Verläufe für den Beiwert α_M entsprechen qualitativ den Verläufen des Querschnitts QS2-X ohne Anordnung eines weiteren zentrischen Kernes. Der wesentliche Unterschied liegt lediglich in den geringfügig kleineren Werten unterhalb eines Belastungsniveaus $N/N_{pl,d}$ von 0,5.

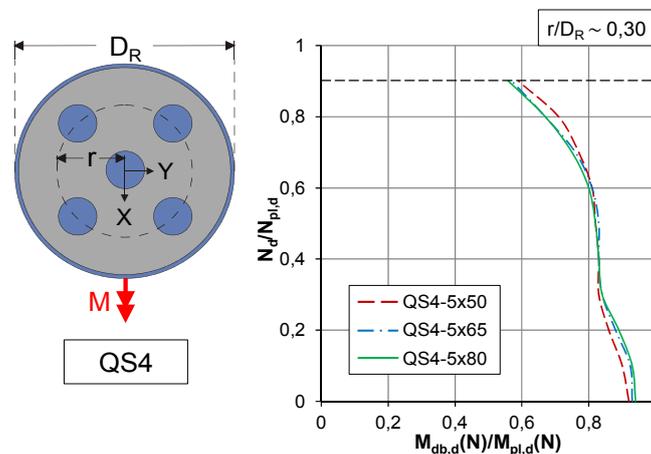


Abb. 5.8: QS4 – Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten des mehrkernigen Querschnitts mit zentrischer Anordnung eines Stahlkerns

Die vorangegangenen Erkenntnisse lassen sich auf weitere Querschnitte mit abweichenden Abmessungen übertragen. Abb. 5.9 beinhaltet beispielhaft für die mehrkernigen Querschnittstypen mit unterschiedlichen Rohr- und Kernabmessungen den lastabhängigen Verlauf der bezogenen Momententragfähigkeit. Dabei sind die Verbundquerschnitte des jeweiligen Querschnittstyps durch ein unverändertes Verhältnis von Kerndurchmesser zu Rohraußendurchmesser d_k/D_R gekennzeichnet. Unter diesen Randbedingungen unterscheiden sich die bezogenen Momententragfähigkeiten nicht nennenswert voneinander. Daraus ist zu folgern, dass zur Beschreibung der Quer-

schnitttragfähigkeit von annähernd gleichen Umrechnungsfaktoren α_M bei Vorliegen unveränderter Querschnittsparameter d_k/D_R ausgegangen werden kann.

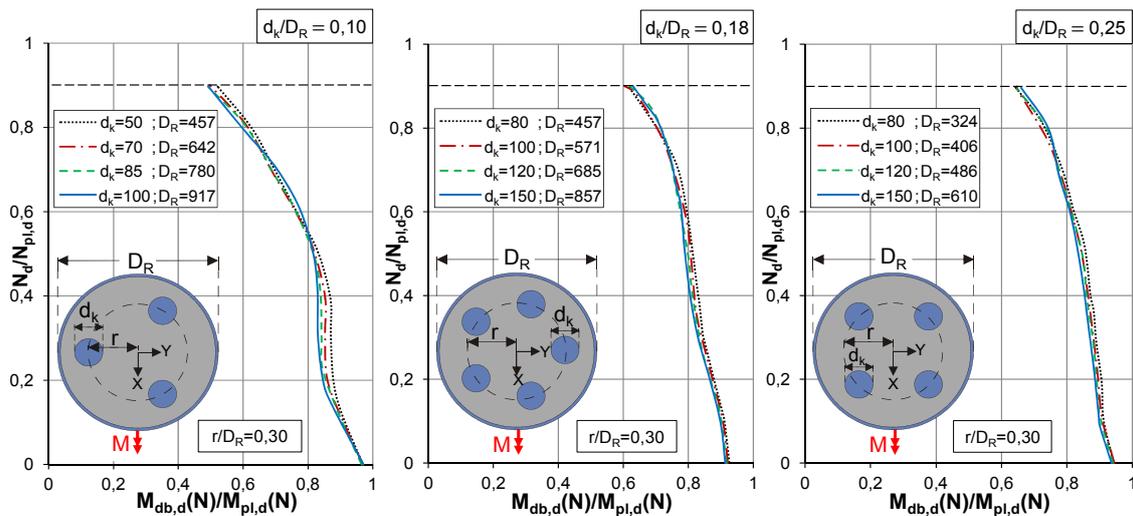


Abb. 5.9: Bezogene Tragfähigkeit von Querschnitten mit unverändertem Verhältnis d_k/D_R aus Kern- und Rohrdurchmesser

Abb. 5.10 veranschaulicht den Einfluss der Werkstoffeigenschaften auf die bezogene Momententragfähigkeit und verdeutlicht zudem, dass die in den Untersuchungen getroffenen Annahmen für die Werkstoffeigenschaften die ungünstigsten Kombinationen darstellen und somit vertretbar sind. Unter anderem werden die nach DIN EN 1994-1-1 für Verbundstützen zulässigen Betonfestigkeitsklassen betrachtet. Hieraus geht hervor, dass sich der ohnehin schwache Einfluss auf den Beiwert α_M mit höherer Betongüte verringert. Die Stahlgüte der Einstellkerne für niedrige Normalkraft-Verhältnisse wirkt sich hingegen erkennbar auf die bezogene Momententragfähigkeit aus. Erst mit Zunahme der Normalkraft ist eine Beeinflussung der Stahlgüte des Hohlprofils auf die zu untersuchende Größe festzustellen.

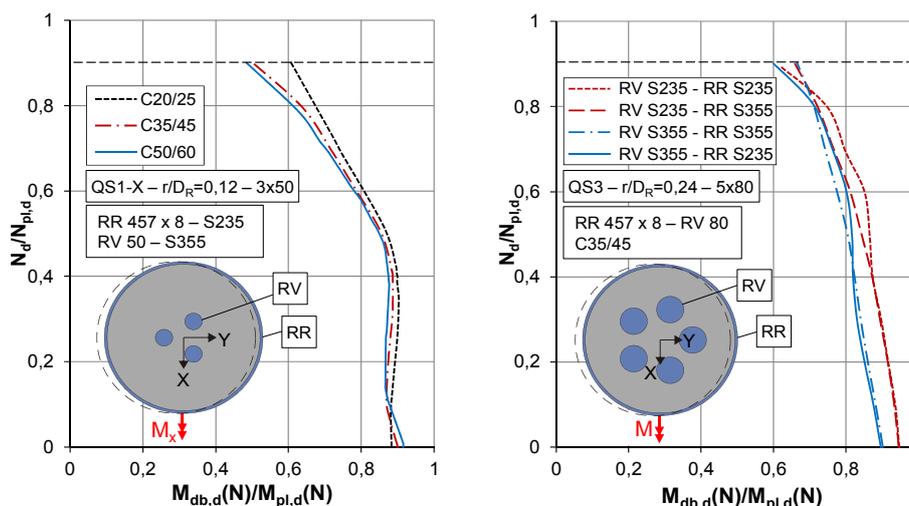


Abb. 5.10: Einfluss der Werkstoffeigenschaften des Betons und des Stahls auf den Beiwert α_M

Zur näherungsweise Bestimmung der auf die kritische Betondehnung begrenzten Momententragfähigkeit lässt sich auf Grundlage der Untersuchungen folgender bilinearer Ansatz für den Umrechnungswert α_M angeben. Hiernach wird der Beiwert in

Abhängigkeit von dem Bemessungswert der Normalkraft in Relation zur vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ ermittelt:

$$\alpha_M(N_{Ed}) = 0,90 - 0,20 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{für } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,50$$

$$\alpha_M(N_{Ed}) = 1,20 - 0,80 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{für } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > 0,50$$
(5.5)

Die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit ergibt sich schließlich über die Umrechnung der von der Normalkraft abhängigen, vollplastischen Momententragfähigkeit entsprechend Gl.(5.6):

$$M_{db,N,Rd} = \alpha_M(N_{Ed}) \cdot M_{pl,N,Rd}$$
(5.6)

Zum Vergleich mit den normativen Vorgaben werden in Abb. 5.11 die dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeiten von drei- bis fünfkernigen Verbundquerschnitten (QS1 – QS4), welche mit dem hergeleiteten Näherungsansatz gemäß Gl. (5.5) und mit dem pauschalen Beiwert α_M von 0,9 nach EC 4 ermittelt wurden, den exakten Tragfähigkeiten gegenübergestellt.

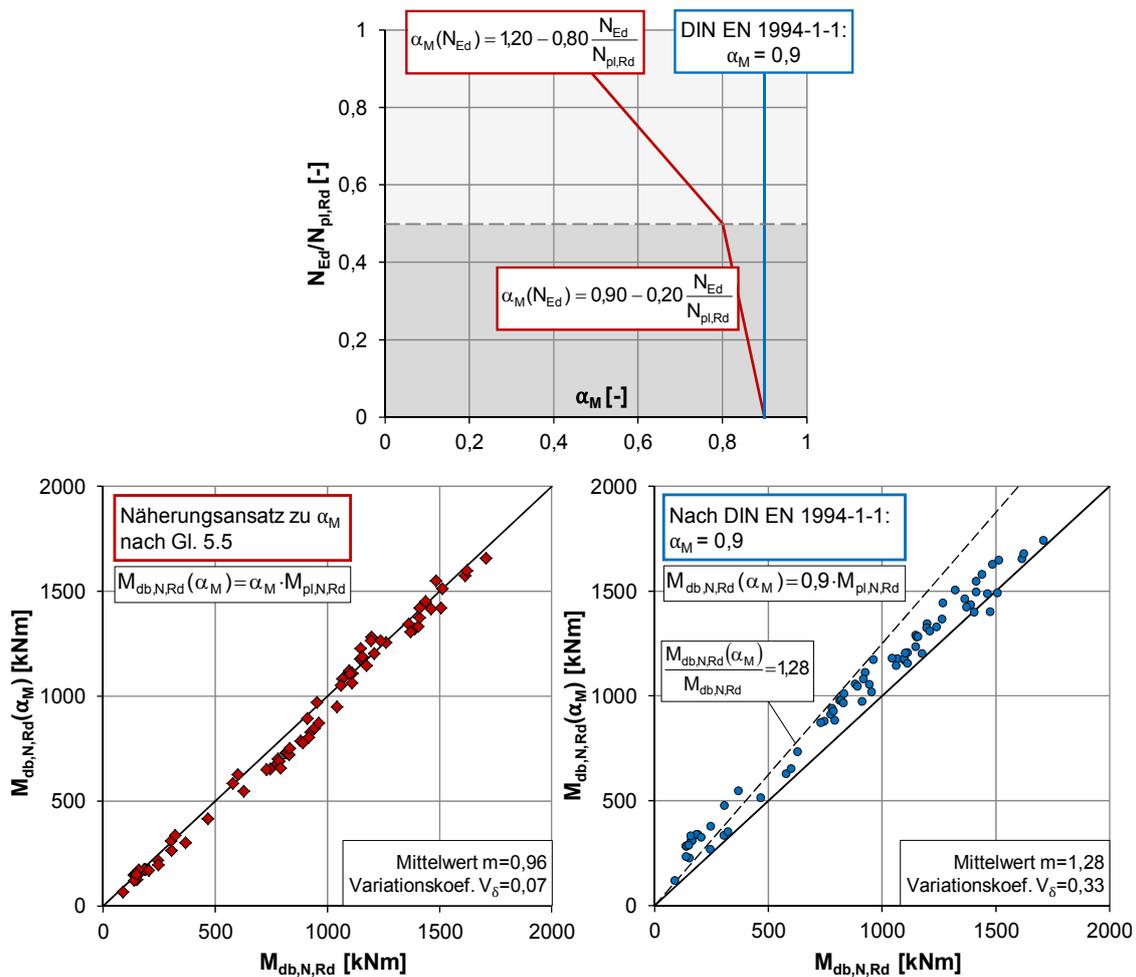


Abb. 5.11: Vergleich des Beiwertes α_M nach dem Näherungsansatz und nach EC 4-1-1

Als relevante Randbedingungen wurden Normalkraftverhältnisse $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ bis 1,0 sowie Querschnittsparameter d_k/D_R bis 0,25 betrachtet. Weiterhin nahm der Parameter r/D_R Werte zwischen 0,15 und 0,30 an, sodass unterschiedliche zum Schwerpunkt des Verbundquerschnitts definierte Kernabstände miteinbezogen wurden. Es ist festzuhalten, dass die Tragfähigkeiten nach EC 4 bei diesem Stützentyp in signifikanter Weise durchgängig überschätzt werden. Im Durchschnitt lassen sich Abweichungen von 28 % bezogen auf die exakte dehnungsbeschränkte Tragfähigkeit konstatieren. Mit einem Variationskoeffizienten von 33 % liegt zudem ein ausgeprägtes Streuungsmaß vor. Demgegenüber ist beim Näherungsansatz nach Gl. (5.5) im Mittel eine Tragfähigkeitsdifferenz von 4 % festzustellen, welche als vertretbar zu deuten ist, besonders da die Abweichungen vornehmlich auf der sicheren Seite liegen. Daraus folgt, dass bei Ansatz eines pauschalen und konstanten Beiwertes α_M entsprechend DIN EN 1994-1-1 die Querschnittstragfähigkeit von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen insbesondere bei hoher Normalkrafteinwirkung beträchtlich überschätzt würde.

Zur Anwendung des bilinearen Näherungsansatzes für den Beiwert α_M gelten neben der Forderung nach dem Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts mit einer linearen Dehnungsverteilung folgende Anforderungen, die schließlich den Gültigkeitsbereich der Näherungsgleichung definieren:

- Normalfester Beton \leq C50/60 als Füllbeton
- Normalfester Baustahl bis zur Stahlgüte S355
- Verhältnis von Kern- zum Rohraußendurchmesser $0,10 \leq d_k/D_R \leq 0,25$
- Kernlage in Relation zum Rohraußendurchmesser $r/D_R \geq 0,12$
- Konstruktionsmaß $\Delta k \geq \max \begin{cases} \Delta c_{\min} \\ 48 \text{ mm} \end{cases}$ entsprechend Abb. 5.1

5.2 Einstufung in die europäischen Knickspannungslinien nach Eurocode 3

Wie bereits in Abs. 2.1.2.3 erläutert, besteht die Möglichkeit, die Tragsicherheitsnachweise von Verbundstützen bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung unter Zuhilfenahme der europäischen Knickspannungslinien zu führen. Durch die in DIN EN 1993-1-1 definierten Knickspannungslinien werden die von der Systemschlankheit abhängigen Traglastabminderungen im Nachweis nach Gl. (2.8) in Form eines Abminderungsbeiwertes berücksichtigt.

Für die Einstufung der normativ nicht geregelten Hohlprofil-Verbundstützen mit aufgelösten Vollkernen als Einstellprofile wurden die in Abb. 5.2 definierten Querschnittstypen zugrunde gelegt. Neben einer für Hohlprofil und Einstellkerne mit gleicher Krümmungsrichtung definierten Vorkrümmung von $L/1000$ als geometrische Imperfektion wurde in den numerischen Traglastberechnungen der vereinfachte Ansatz nach ROIK & SCHAUMANN (1980) für den thermisch induzierten Eigenspannungszustand gewählt. Zur Bestimmung der von der Schlankheit abhängigen Traglastabminderungen an den betrachteten Querschnittstypen wurden die Systemlängen variiert. Zu diesem Zweck wurden praxisrelevante bezogene Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}$ von 0,2; 0,5; 1,0; 1,5 und 2,0 in Betracht gezogen, mit denen auf die Systemlängen L_s mittels Gl. (5.7) rück-

geschlossen werden konnte. In diesem Zusammenhang erfolgte die Herleitung der Systemgeometrie unter Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit EI_{eff} in Übereinstimmung mit EC 4-1-1.

$$L_s = \pi \bar{\lambda} \sqrt{\frac{(EI)_{\text{eff}}}{N_{\text{pl}}}} \quad (5.7)$$

mit

$$(EI)_{\text{eff}} = E_a I_a + 0,6 E_{\text{cm}} I_c \quad \text{Effektive Biegesteifigkeit nach Gl. (2.5)}$$

Die über die numerische Traglastberechnung erfasste Maximallast von planmäßig zentrisch belasteten Stützen wurde auf die plastische Normkrafttragfähigkeit des jeweiligen Verbundquerschnitts bezogen. Dieses Verhältnis entspricht dem Abminderungsbeiwert χ . Da bei ausbetonierten kreisförmigen Hohlprofilen aus der Umschnürungswirkung eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit resultiert (s. Abs. 2.2), wurde die plastische Normkrafttragfähigkeit für Schlankheitsgrade $\bar{\lambda}$ bis 0,5 nach Gl. (2.14) entsprechend EC 4-1-1 unter Einbeziehung der Umschnürungseffekte angesetzt.

Wie nachfolgend dargelegt, erfolgt schließlich die Gegenüberstellung der von dem Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ abhängigen Traglastabminderung χ mit den europäischen Knicklinien. Abb. 5.12 und Abb. 5.13 beinhalten die ermittelten Traglastabminderungen für den dreikernigen Querschnitt QS1 sowie den vierkernigen Querschnitt QS2 mit einem Einzelkerndurchmesser von 80 mm. Die Abmessungen des Rohrquerschnitts wurden so gewählt, dass nach EC 4-1-1, Abs. 6.7.1(9) ein vorzeitiges Versagen infolge lokalen Beulens ausgeschlossen werden konnte. Um ebenfalls den Einfluss der Wirkungsrichtung der geometrischen Imperfektion zu erfassen, wurde bei diesen Querschnittstypen die Vorkrümmung sowohl um die X- als auch um die Y-Querschnittsachse vorgegeben, woraus die Imperfektionen $v_{0,x}$ und $v_{0,y}$ resultierten.

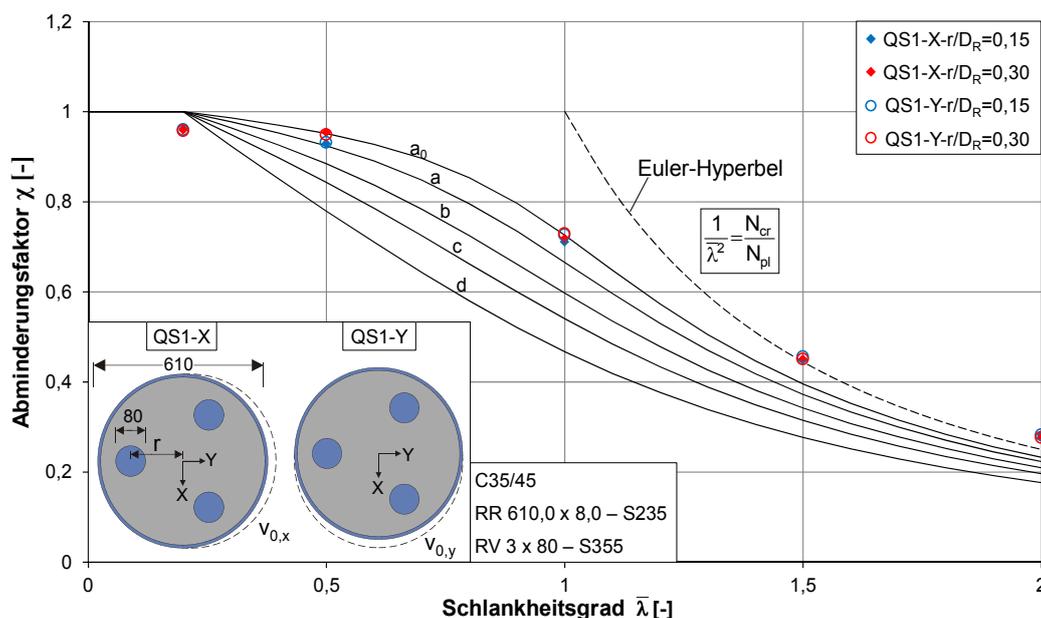


Abb. 5.12: Querschnittstyp QS1 – Einordnung der schlankkeitsbezogenen Traglastabminderungen in die europäischen Knickspannungskurven

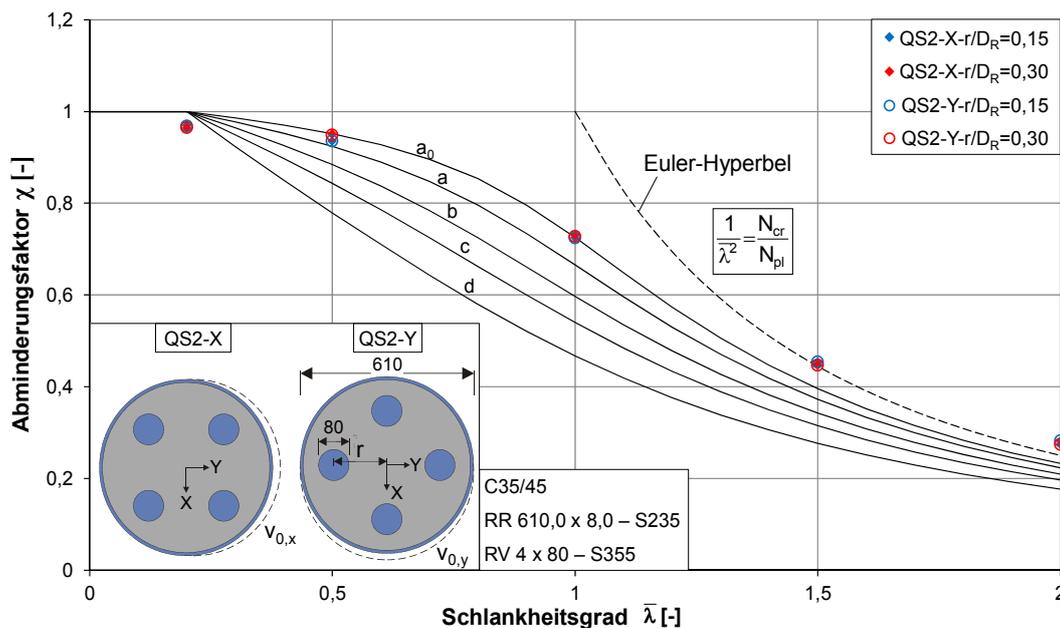


Abb. 5.13: Querschnittstyp QS2 – Einordnung der schlankheitsbezogenen Traglastabminderungen in die europäischen Knickspannungskurven

Das Verhältnis r/D_R , welches den Kernabstand zum Querschnittsschwerpunkt in Relation zum Außenrohrdurchmesser definiert, wurde im Rahmen der genauen Traglastberechnung zu 0,15 und 0,30 gesetzt. Infolge dessen fand neben der Kernanzahl auch die Kernposition im Querschnitt Berücksichtigung.

Die Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass die Abminderungsfaktoren für die Traglastabminderung oberhalb der Knicklinie „a“ liegen. Bis Schlankheiten von 1,0 wurde die Tragfähigkeit der Stützen durch Erreichen der dehnungsbeschränkten Querschnittstragfähigkeit begrenzt. Lagen Schlankheiten oberhalb von 1,5 vor, wurde die ideale Knicklast N_{cr} erreicht. Die Systemgrenztragfähigkeit war durch eine signifikante Abnahme der Stützenbiegesteifigkeit ohne Erreichen der Querschnittstragfähigkeit geprägt, was auf ein Stabilitätsversagen schließen lässt.

Die Richtung der Vorkrümmung zeigte keine nennenswerten Auswirkungen auf die Ergebnisse. Vielmehr wirkte sich der Querschnittsparameter r/D_R insbesondere bei einer Schlankheit von 0,5 auf die Traglastabminderung aus. So zeigte sich, dass die Stützentragslasten für ein r/D_R -Verhältnis von 0,30 im Vergleich zu Querschnitten, die sich durch einen geringeren Kernabstand zum Gesamtschwerpunkt und folglich durch größere plastische Formbeiwerte auszeichnen, höher ausfielen.

Die Untersuchung an dem Querschnitt QS3 mit fünf um die Rohrrinnenwandung äquidistant verteilten Kernquerschnitten und an dem Querschnitt QS4 mit einem zentrisch angeordneten Kern führte qualitativ zu den gleichen vorangegangenen Erkenntnissen (s. Abb. 5.14 und Abb. 5.15). Da am Querschnittstyp QS3 von einer rotationssymmetrischen Kernanordnung ausgegangen werden kann (vgl. Abs. 5.1), ist der Ansatz der Vorkrümmung in eine Querschnittsachse völlig ausreichend.

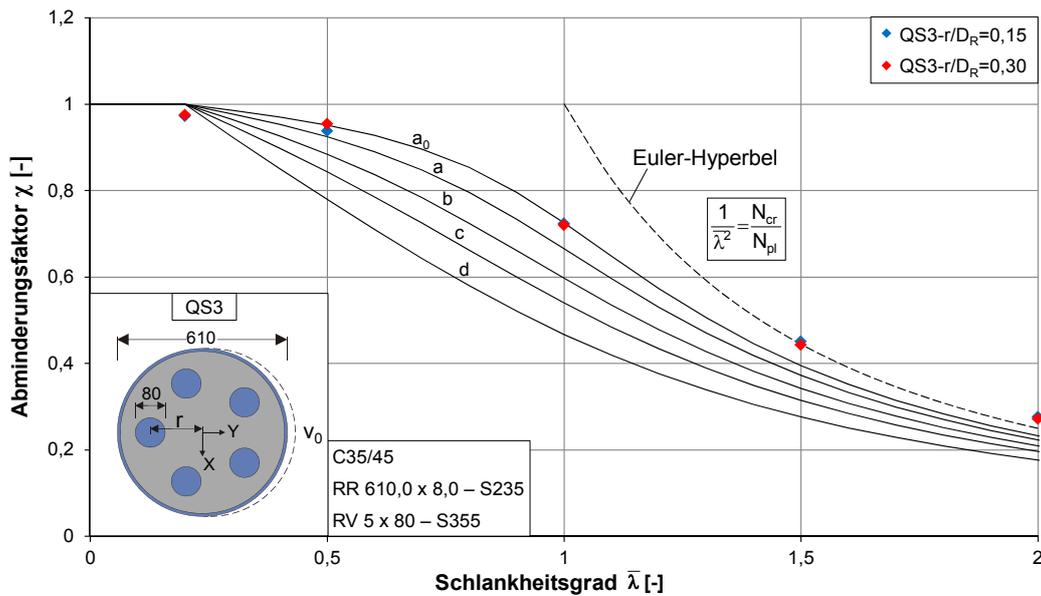


Abb. 5.14: Querschnittstyp QS3 – Einordnung der schlankkeitsbezogenen Traglastabminderungen in die europäischen Knickspannungskurven

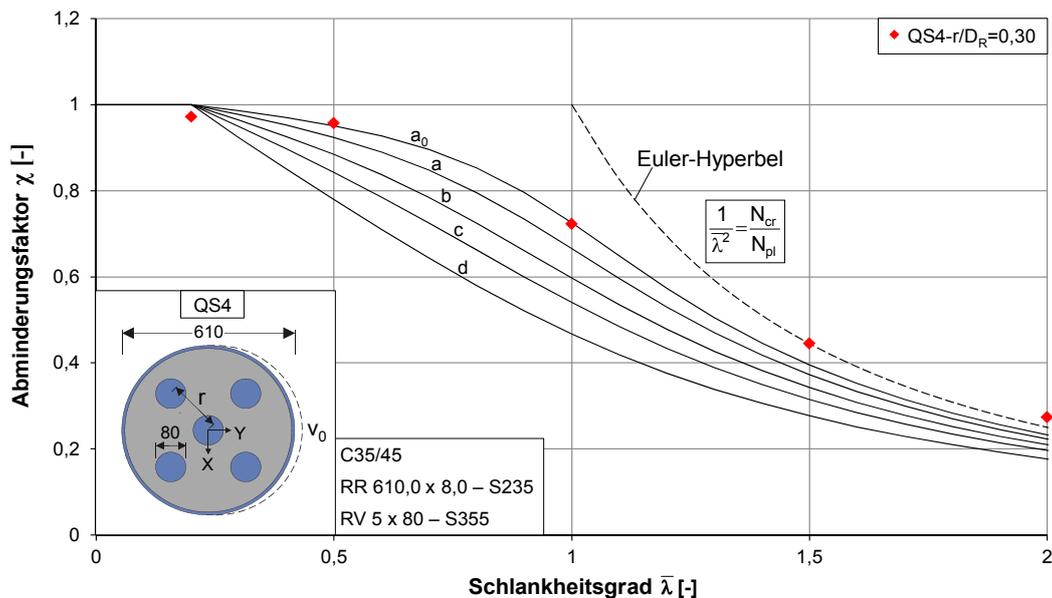


Abb. 5.15: Querschnittstyp QS4 – Einordnung der schlankkeitsbezogenen Traglastabminderungen in die europäischen Knickspannungskurven

Zur Beurteilung der Traglastabminderung des mehrkernigen Verbundstützentyps sind neben Kernanordnung und Kernanzahl ebenso die Kern- sowie Rohrabmessung von Bedeutung. Daher beinhalten Abb. 5.16 und Abb. 5.17 Untersuchungsergebnisse unter Variation des Außenrohrdurchmessers D_R sowie des Durchmessers der Kernprofile d_k , woraus der Querschnittsparameter d_k/D_R zu definieren ist. Tendenziell sinkt der Abminderungsfaktor für die Stützentraglast mit zunehmendem d_k/D_R -Wert insbesondere bei Schlankheiten von 0,5 und 1,0. Dies führt letztendlich bei entsprechenden Querschnittsabmessungen zu einer ungünstigeren Einstufung in die Knickspannungslinie „b“. Allerdings verliert mit steigender Systemlänge und somit größerer bezogener Schlankheit der Einfluss der Rohr- und Kernabmessung an der Traglastabminderung zunehmend an Bedeutung.

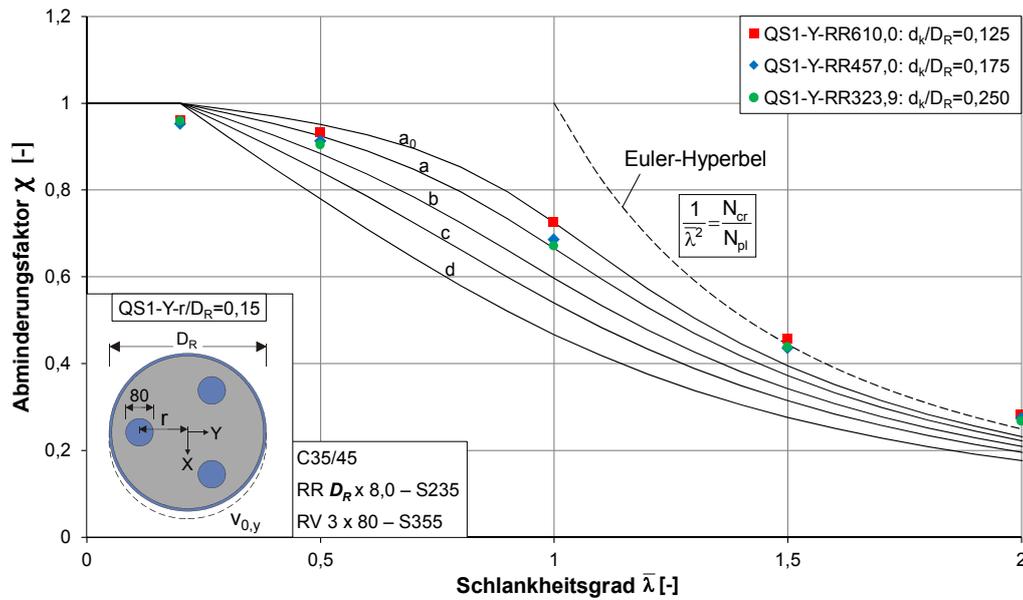


Abb. 5.16: Traglastabminderungen in Abhängigkeit vom d_k/D_R -Verhältnis bei Variation des Rohrdurchmessers D_R im Vergleich zu den europäischen Knickspannungskurven

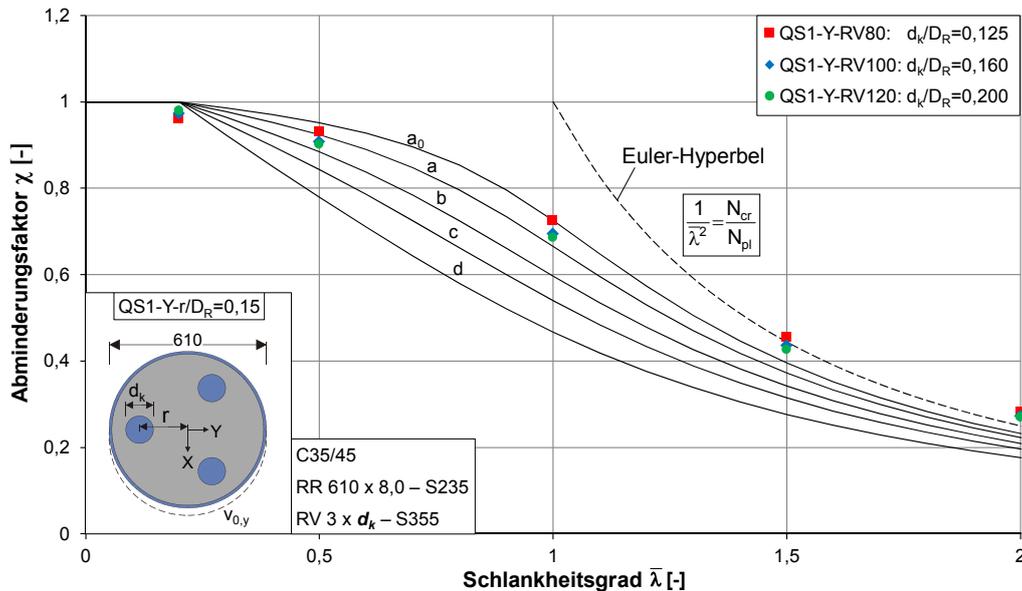


Abb. 5.17: Traglastabminderungen in Abhängigkeit vom d_k/D_R -Verhältnis bei Variation des Kerndurchmessers d_k im Vergleich zu den europäischen Knickspannungskurven

Abb. 5.18 und Abb. 5.19 erfassen den Einfluss der Werkstoffeigenschaften auf die Normalkrafttragfähigkeit, der für diesen Stützentyp unter den untersuchten Randbedingungen als gering anzusehen ist. Den Berechnungen lagen verschiedene Kombinationsmöglichkeiten der Werkstoffgüten für die einzelnen Querschnittskomponenten zugrunde, wobei für den Betonkern Festigkeitsklassen bis C50/60 und für den Baustahl Stahlgüten bis S355 angenommen wurden. Aufgrund des hohen Stahlanteils im Querschnitt waren bei alleiniger Variation der Betongüte nur geringe Abweichungen untereinander festzustellen. Die auffälligsten Unterschiede sind bei Querschnitten zu beobachten, in denen das Mantelrohr die Stahlgüte S355 aufwies, wodurch das Hohlprofil größere Ringzugspannungen vor dem Plastizieren erreichte und sich daher höhere Stützentragslasten ergaben (s. Abs. 2.2). Trotz verschiedener Werkstoffeigenschaften verhalten sich die Querschnitte tendenziell gleichwertig, sodass die Einstufung in die Knicklinien unabhängig von den gewählten Werkstoffgüten erfolgt.

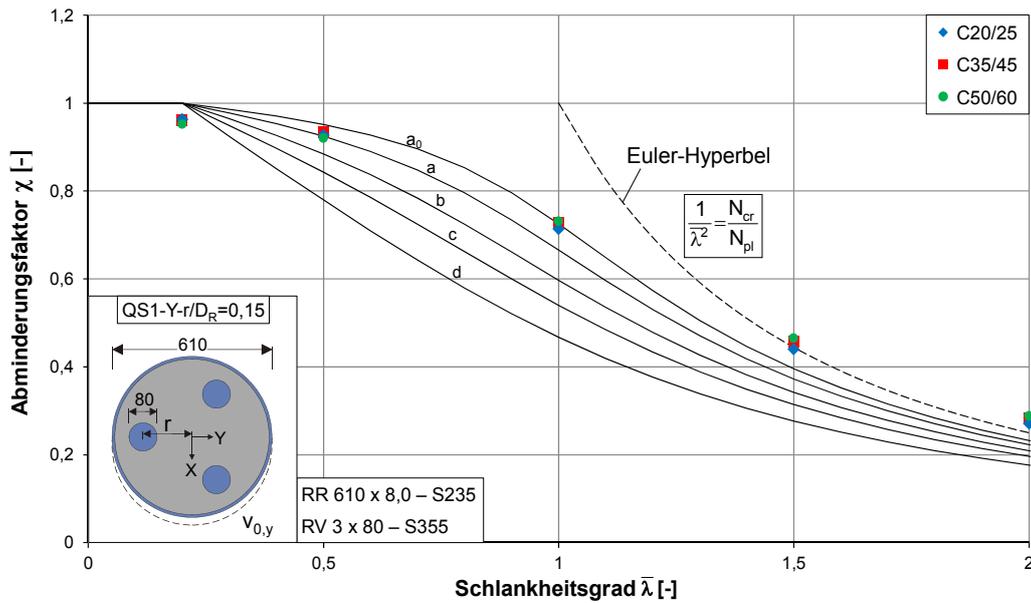


Abb. 5.18: Traglastabminderung für mehrkernige Hohlprofil-Verbundstützen mit normalfestem Betonkern verschiedener Festigkeitsklassen

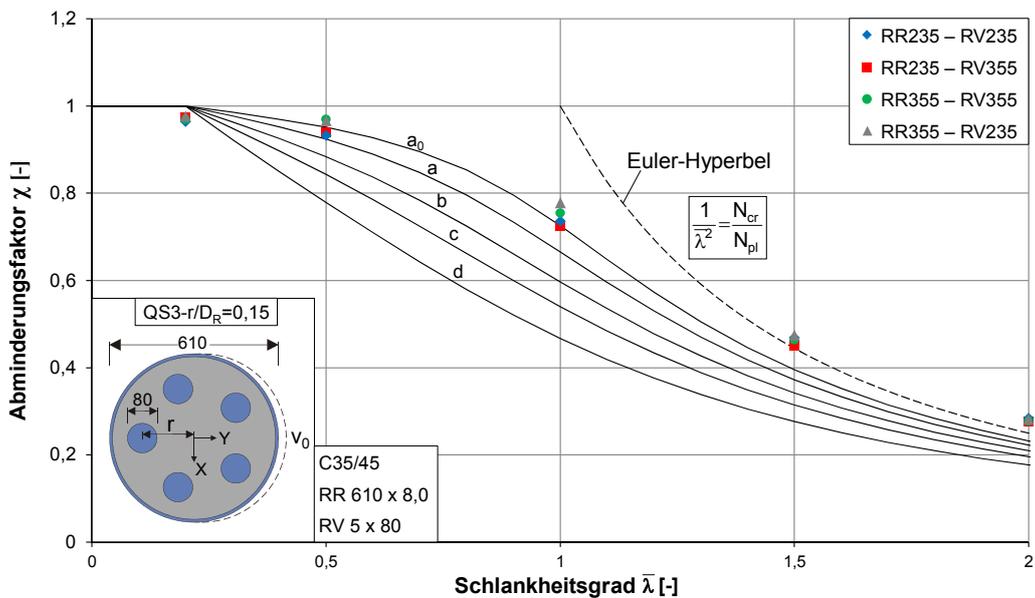
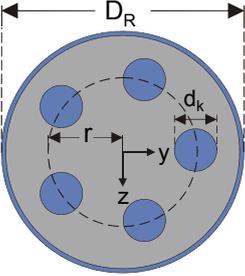


Abb. 5.19: Traglastabminderung für mehrkernige Hohlprofil-Verbundstützen bei Variation der Stahlgüten des Baustahls

Im Wesentlichen zeigt die vorangegangene Auswertung, dass die Traglastabminderung von zentrisch belasteten Stützenkörpern vorwiegend nicht von der Anzahl der äquidistant verteilten Vollkerne sowie der Richtung der Vorkrümmung, sondern viel mehr von den Abmessungen der Querschnittskomponenten sowie der Lage der Kernprofile abhängt. Daraus schlussfolgernd fasst Tab. 5.2 unter Rücksichtnahme auf die grenzwertigen Querschnitts- und Materialeigenschaften die mögliche Einstufung der kreisförmigen Hohlprofil-Verbundquerschnitte mit mehreren Rundvollkernen als Einstellprofile in die europäischen Knickspannungslinien nach EC 3 zusammen. Es ist anzumerken, dass lediglich Kernquerschnitte mit einem Durchmesser von maximal 120 mm in Betracht gezogen werden, da die thermisch induzierten Eigenspannungen bei diesen Abmessungen noch von untergeordneter Bedeutung sind. Die geforderte Gesamtkernfläche lässt sich allerdings über die Anzahl der Einzelkerne steuern.

Tab. 5.2: Einstufung des kreisförmigen Hohlprofil-Verbundquerschnitts mit mehreren kreisrunden Vollkernprofilen in die europäischen Knicklinien nach EC 3

Querschnitt	Anforderung	Ausweichen rechtwinklig zur Querschnittsachse	Knicklinie nach EC 3
Kreisförmiges Hohlprofil mit kreisrunden Vollkernen: $r/D_R \geq 0,15$ Stahlgüte bis S355 Betongüte bis C50/60 	$d_k \leq 80 \text{ mm}$ und $d_k/D_R \leq 0,125$	y-y z-z	a
	$80 \text{ mm} < d_k \leq 120 \text{ mm}$ oder $0,125 < d_k/D_R \leq 0,250$	y-y z-z	b

Zur Überprüfung und Verifikation der gewählten Einstufung in die europäischen Knickspannungskurven werden in Abb. 5.20 die mit der FEM ermittelten Stütztraglasten den Maximallasten entsprechend den Knickspannungslinien vergleichend gegenübergestellt. Der direkte Vergleich verdeutlicht, dass die Wahl der Knickspannungslinien unter Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit nach DIN EN 1994-1-1 stets kleinere bis äquivalente Stütztraglasten und folglich insgesamt konservative Berechnungsergebnisse liefert.

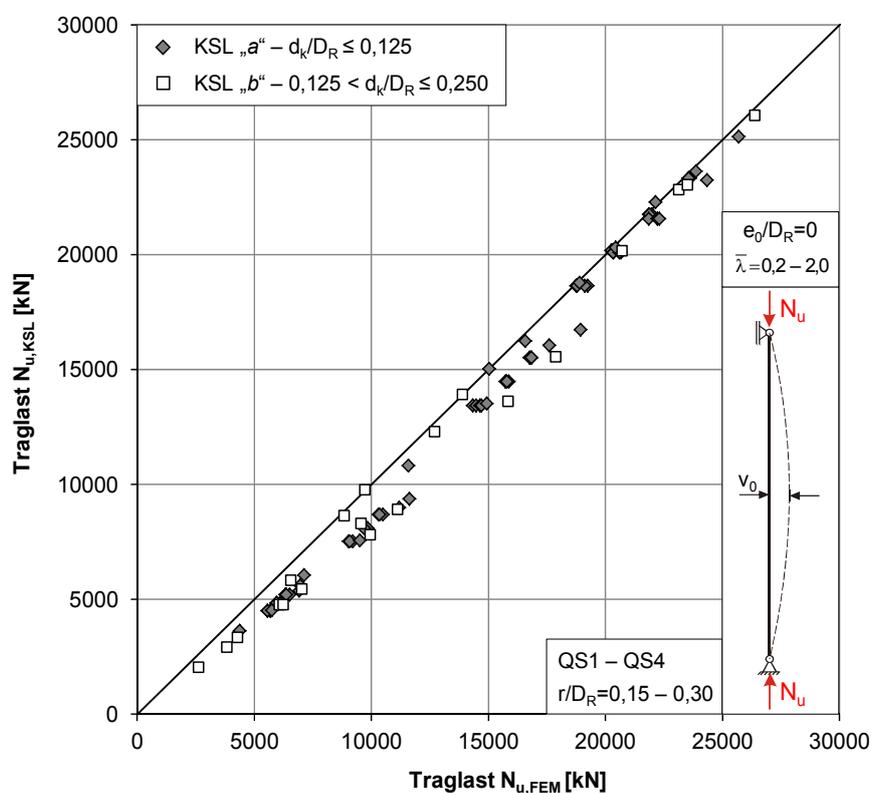


Abb. 5.20: Gegenüberstellung der numerisch ermittelten Traglasten und der Traglasten entsprechend den europäischen Knickspannungskurven

5.3 Festlegung und Ansatz geometrischer Ersatzimperfektionen

Neben der Möglichkeit, den Tragsicherheitsnachweis für planmäßig zentrisch belastete Stützen mit den europäischen Knickspannungslinien zu führen, kann der Nachweis alternativ über die Berechnung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung unter Ansatz einer geometrischen Ersatzimperfektion mit dem maximalen Stich der Vorkrümmung w_0 erbracht werden. Mithilfe der geometrischen Ersatzimperfektionen werden strukturelle und geometrische Imperfektionen berücksichtigt. Die geometrische Ersatzimperfektion ergibt sich aus der Bedingung, dass der Tragfähigkeitsnachweis nach Elastizitätstheorie II. Ordnung zu den gleichen Traglasten führt wie der Nachweis mithilfe der europäischen Knickspannungslinien.

Um dieser Anforderung zu genügen, werden die geometrischen Ersatzimperfektionen aus den Querschnitten zugeordneten Knickspannungslinien sowie der angesetzten Querschnittstragfähigkeit rückgerechnet. Für einen Stab mit dem maximalen Stich der Vorverformung w_0 berechnet sich das Biegemoment nach Theorie II. Ordnung entsprechend Gl. (5.8). Für den betrachteten Grenzzustand entspricht dieser Wert dem Bemessungswert der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit $M_{db,N,Rd}$. Anders als bei der Ermittlung des bezogenen Schlankheitsgrads $\bar{\lambda}$, bei dem nach wie vor die Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ gemäß Gl. (2.5) zugrunde zu legen ist, gilt für die rechnerische Bestimmung des Biegemomentes nach Theorie II. Ordnung in Verknüpfung mit der anzusetzenden Imperfektion stets die Biegesteifigkeit $(EI)_{eff,II}$ nach Gl. (2.10). Die zugehörige Stabkennzahl ε ergibt sich nach Gl. (5.9) über die Stützentraglast N_{Rd} , welche auf die für die Querschnitte festgelegten Knickspannungslinien zurückzuführen ist.

$$M_{db,N,Rd} = \frac{8 w_0 (EI)_{eff,II}}{L^2} \left[\frac{1}{\cos(0,5 \varepsilon)} - 1 \right] \quad (5.8)$$

mit

$(EI)_{eff,II} = 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{cm} I_c)$ Effektive Biegesteifigkeit nach DIN EN 1994-1-1 zur Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung

$$\varepsilon = L \sqrt{\frac{N}{(EI)_{eff,II}}} \quad (5.9)$$

mit

$N = N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$ Tragfähigkeit gemäß den europäischen Knicklinien

Durch Umstellung von Gl. (5.8) und Einarbeitung von Gl. (5.10) bestimmt sich der maximale Stich der Vorverformung w_0 als geometrische Ersatzimperfektion schließlich über Gl. (5.11). Im Hinblick auf die Untersuchung der mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitte resultiert der Beiwert α_M aus dem Näherungsansatz nach Gl. (5.5) in Abhängigkeit von der Normalkraftausnutzung. Die Herleitung der geometrischen Ersatzimperfektion w_0 entsprechend Gl. (5.11) bewirkt für die betrachteten geometrischen

Randbedingungen, dass bei Vorliegen der maximalen Normalkraftbelastung die in Korrelation stehende, dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit zugleich erreicht wird.

$$M_{db,N,Rd} = \alpha_M \mu_d M_{pl,Rd} \tag{5.10}$$

mit

α_M Beiwert nach Gl. (5.5) für die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit in Abhängigkeit von der Normalkraftausnutzung

$$w_0 = \frac{\alpha_M \mu_d M_{pl,Rd} L^2}{8(EI)_{eff,II} \left[\frac{1}{\cos(0,5\epsilon)} - 1 \right]} \tag{5.11}$$

Unter Verwendung von Gl. (5.11) für die mehrkernigen Querschnittstypen (s. Abs. 5.1) ergeben sich die in Abb. 5.21 als Bezugswert aufgeführten Anfangsausmitten L/w_0 . Durch die Abbildung wird beispielhaft die starke Abhängigkeit der Imperfektion von dem bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ hervorgehoben. Mit steigendem Schlankheitsgrad sinkt der die Ersatzimperfektion implizierende Bezugswert L/w_0 in Form eines regressiven Verlaufes. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die auf die Stützenlänge bezogene geometrische Ersatzimperfektion mit Zunahme der Systemschlankheit ansteigt und gegen einen Maximalwert konvergiert.

Die Anzahl der im Hohlprofil angeordneten Stahlkerne beeinflusst zwar die errechneten Imperfektionen, allerdings nur in sehr geringem Maße, da die Einflussgröße mit zunehmendem Abstand der Einstellprofile zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts an Bedeutung verliert. Bei der Bewertung der Querschnitte QS1 und QS2, bei denen die Richtung der Biegebeanspruchung variiert wurde, zeigt sich, dass die Richtungsänderung keinen nennenswerten Einfluss auf die Höhe der Ersatzimperfektionen hat.

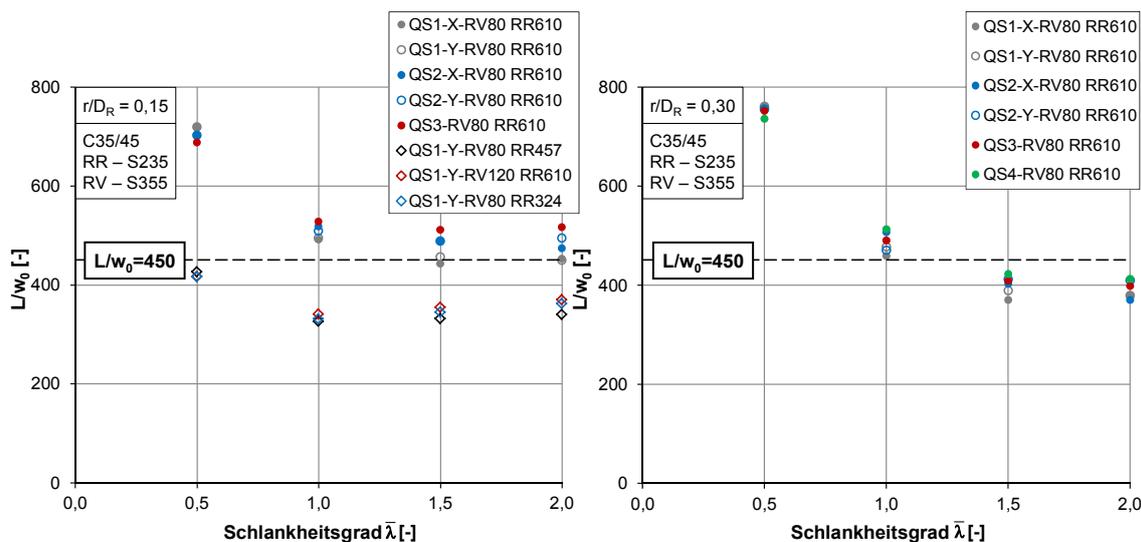


Abb. 5.21: Geometrische Ersatzimperfektion w_0 für die untersuchten Querschnittstypen der mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen

Trotz eines großen Wertebereichs für die errechnete Ersatzausmitte zeichnete sich anhand zahlreicher Vergleichsrechnungen eine repräsentative geometrische Ersatzimperfection $w_0=L/450$ als über den Schlankheitsgrad konstanter Grundwert ab. Für diese über die Schlankheit konstante Anfangsausmitte stellt Abb. 5.22 die maximal möglichen Bemessungslasten nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit nach DIN EN 1994-1-1 den Traglasten gemäß den europäischen Knickspannungslinien gegenüber. Dabei wurden sowohl Geometrie- als auch Materialeigenschaften variiert. Wie in den vorangegangenen Ausführungen angedeutet, stehen die einwirkende Normalkraft N_{Rd} sowie die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit $M_{db,N,Rd}$ bei der Ermittlung der Ersatzimperfection in unmittelbarer, gegenseitiger Beeinflussung zueinander, weshalb die Traglasten nach Theorie II. Ordnung iterativ zu bestimmen waren.

Insbesondere für größere Schlankheitsgrade wird gemäß Abb. 5.22 eine gute Übereinstimmung der Tragfähigkeiten erreicht. Für geringe Schlankheitsgrade, die in der Regel mit vergleichsweise höheren Stützenlasten verbunden sind, in Kombination mit einem Querschnittsparameter d_k/D_R von 0,125 stellt der gewählte Wert als konstante geometrische Ersatzimperfection eine leicht konservative Annahme dar.

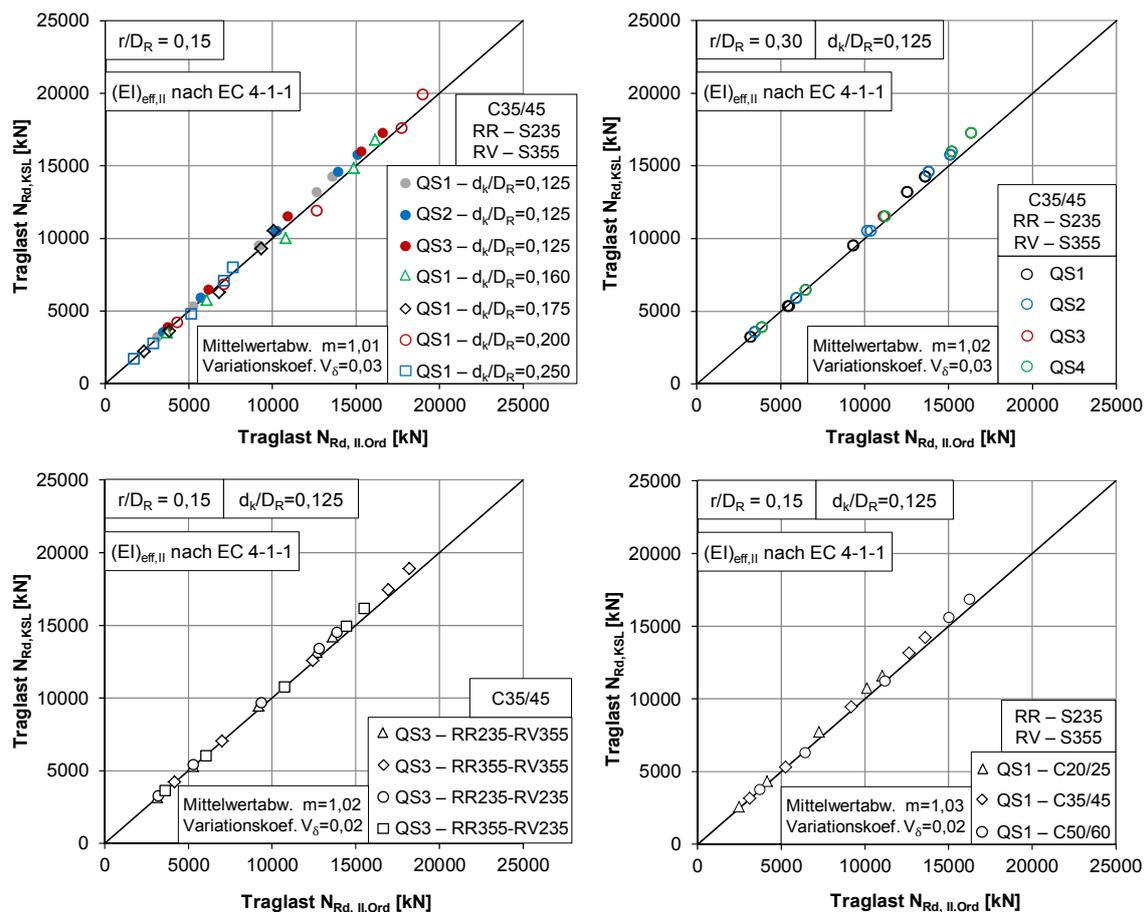


Abb. 5.22: Vergleich der Tragfähigkeit über die europäischen Knicklinien gemäß EC 3 und über die Theorie II. Ordnung für eine konstante geometrische Ersatzimperfection von $w_0=L/450$

Die Mittelwertabweichung der Traglasten entsprechend den Knickspannungslinien zu den Traglasten nach Theorie II. Ordnung beträgt bis zu 1,03 mit einem maximalen

Variationskoeffizienten von 3 %. Auch bei Modifizierung der Materialeigenschaften für den normalfesten Baustahl und Beton wie auch der Querschnittsgeometrie lassen sich vergleichbare Ergebnisse erzielen. Mit maximalen Lastdifferenzen von 5 % halten sich die errechneten Traglastunterschiede im vertretbaren Rahmen.

Da eine ausgeprägte Abhängigkeit der Ersatzausmitten von der bezogenen Stützenschlankheit vorliegt, wurde alternativ der Imperfektionsansatz entsprechend Gl. (5.12) zur Bestimmung von geometrischen Ersatzimperfektionen unter Einflussnahme verschiedener geometrischer Querschnitts- und Systemgrößen sowie Materialeigenschaften hergeleitet. Der Ansatz enthält die bereits beschriebene Imperfektion L/w_0 von 450 als Grundwert. Dieser ist mit verschiedenen Anpassungsfaktoren zu kombinieren. Mit dem Korrekturfaktor k wird die vorgeschlagene Einstufung der mehrkernigen Querschnitte in die europäischen Knickspannungslinien direkt miteinbezogen. Über den weiteren Beiwert m_1 werden die geometrischen Verhältnisse des Stützenkörpers berücksichtigt, darunter der für die Ersatzausmitte maßgebliche Schlankheitsgrad, die Querschnittsparameter d_k/D_R sowie r/D_R , wohingegen die Kernanzahl als einflussarme Größe keine Berücksichtigung findet. Da die rechnerische Ersatzimperfektion ebenfalls eine Abhängigkeit von der gewählten Betonfestigkeitsklasse zeigt, erfolgt eine weitere Modifikation des Grundwertes mittels des Beiwertes m_2 , der über die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit vom Beton ermittelt wird.

Den Untersuchungsergebnissen zufolge ist der Einfluss der Stahlgüte auf die Ersatzausmitte nicht ausgeprägt, sodass der Wahl der Stahlgüte im Näherungsansatz keine Bedeutung beigemessen wird.

$$\frac{L}{w_0} = 450 \cdot k \cdot m_1 \cdot m_2 \quad (5.12)$$

mit

$$k = \begin{cases} 1,1 & \text{für } 80 \text{ mm} \leq d_k \text{ und } \frac{d_k}{D_R} \leq 0,125 \\ 0,8 & \text{für } 80 \text{ mm} < d_k \leq 120 \text{ mm oder } 0,125 < \frac{d_k}{D_R} \leq 0,250 \end{cases}$$

$$m_1 = \frac{1}{\lambda^v} \quad \text{mit } v = \frac{1}{24 \cdot \frac{d_k}{D_R} \cdot \left(1 - \frac{r}{D_R}\right)}$$

$$m_2 = 1,4 - \frac{f_{ck}}{100} \quad \text{mit } f_{ck} \text{ in N/mm}^2$$

Abb. 5.23 stellt exemplarisch den funktionalen Verlauf des Imperfektionsansatzes nach Gl. (5.12) für verschiedene Querschnitts- und Materialeigenschaften den rechnerisch ermittelten Ersatzimperfektionen verschiedener Querschnitte vergleichend gegenüber. Anders als im Falle eines festen vom Schlankheitsgrad unabhängigen Wertes für die Anfangsausmitte ergeben sich durch den regressiven Funktionsverlauf des Imperfektionsansatzes im Mittel deutlich geringere Abweichungen zu den tatsächlichen Ersatzimperfektionen.

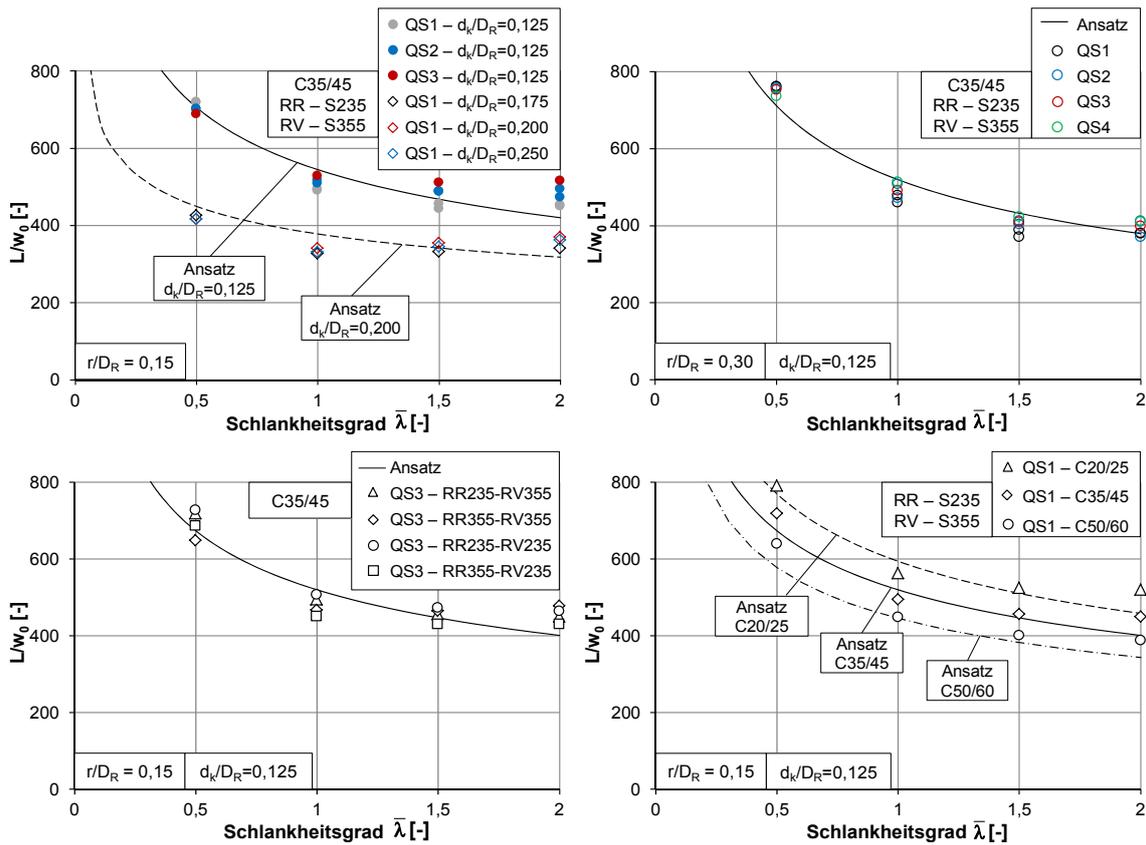


Abb. 5.23: Vergleich der ermittelten geometrischen Ersatzimperfection mit dem Ansatz nach Gl. (5.12)

Zur weiteren Überprüfung wurden die Stützentraglasten nach Elastizitätstheorie II. Ordnung mit dem beschriebenen Imperfektionsansatz bestimmt und ebenfalls den Maximallasten entsprechend den europäischen Knickspannungslinien gegenübergestellt. In diesem Zusammenhang resultierten die Traglasten nach Theorie II. Ordnung zum einen aus der Näherungsgleichung nach Gl. (5.5) zur Abschätzung der dehnungsbegrenzten über die vollplastische Momententragfähigkeit. Zum anderen wurden sie direkt über die tatsächliche dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit ermittelt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.24 dargestellt.

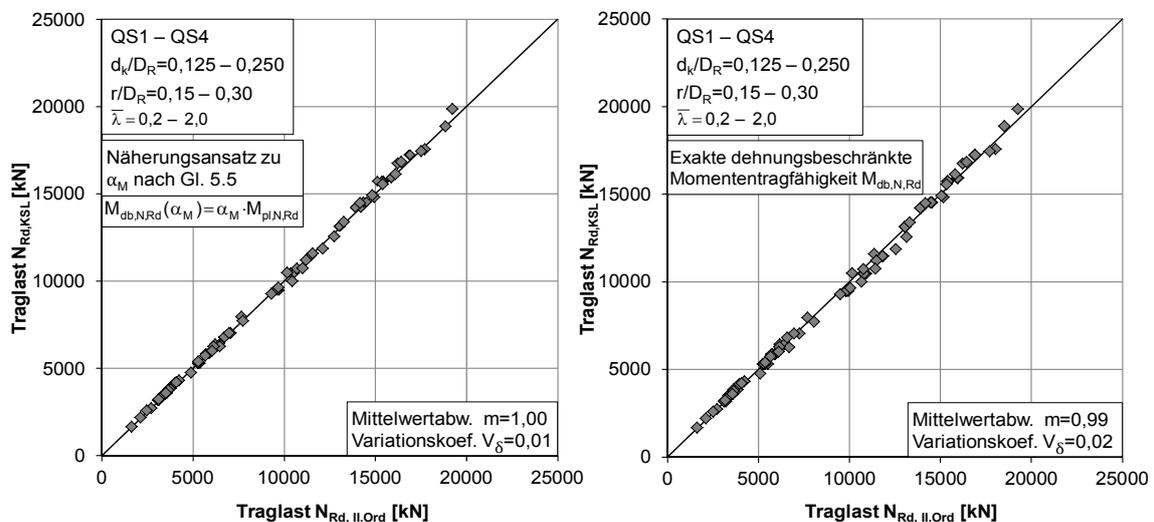


Abb. 5.24: Tragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung mit dem Imperfektionsansatz nach Gl. (5.12) im Vergleich zur Traglast über die europäischen Knicklinien gemäß EC 3

Aus der Vergleichsbetrachtung geht hervor, dass bei Anwendung des Imperfektionsansatzes unter Berücksichtigung der Abhängigkeit von dem Schlankheitsgrad die über die Biegetheorie II. Ordnung ermittelten Traglasten und die maximalen Stützenlasten entsprechend den Knickspannungslinien nahezu deckungsgleich sind. Die Mittelwertabweichung beträgt etwa 1,00 mit einem Variationskoeffizienten von bis zu 2 % um den Mittelwert.

Wie die Ergebnisse der Traglastuntersuchungen zeigen, wird trotz des Ansatzes eines konstanten Wertes für die geometrische Ersatzimperfektion eine weitgehend gute Übereinstimmung mit den Traglasten erzielt. Zwar sind die Traglastabweichungen beim Imperfektionsansatz nach Gl. 5.12 geringer, allerdings empfiehlt sich zur praxisorientierten Bemessung von Verbundstützen die Vorgabe eines praktikablen, festen Grenzwertes für die geometrische Ersatzimperfektion, insbesondere da der Imperfektionsansatz nach Gl. 5.12 die Ermittlung des bezogenen Schlankheitsgrades erfordert. Diese ist entsprechend EC 4-1-1 für die Anwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens ohnehin nicht vorgesehen. Über den Bezug einer konstanten Anfangsausmitte erübrigt sich schließlich die Bestimmung des bezogenen Schlankheitsgrades.

5.4 Zur effektiven Biegesteifigkeit in Anlehnung an Eurocode 4

Für die Bemessung von druck- und biegebeanspruchten Stützen in Verbundbauweise wird bei der vereinfachten Bemessungsmethode entsprechend DIN EN 1994-1-1 eine über die gesamte Stützenlänge konstante Ersatzbiegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff,II}}$ zur Berechnung der Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung rechnerisch in Ansatz gebracht. Diese in der Bemessungsvorschrift vorgegebene effektive Biegesteifigkeit erfasst Einflüsse u. a. aus der Rissbildung im Beton und Teilplastizierungserscheinungen im Querschnitt mithilfe von pauschalen Korrekturbeiwerten (s. Abs. 2.1.2.4). Mit ansteigender Biegebeanspruchung ist von einer Zunahme der Rissbildung sowie des Risswachstums im Beton und der Teilplastizierungen auszugehen. Dies führt zu der Annahme, dass die Biegesteifigkeit von der Größe des Biegemomentes und dem Verhältnis der Randmomente abhängt. Diese Einflussgrößen finden gegenwärtig in dem Regelwerk keine explizite Berücksichtigung bei der Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit.

Bei der Herleitung einer geometrischen Ersatzimperfektion wurden die Vorgaben des EC 4 zur wirksamen Biegesteifigkeit an Stützenkörpern mit planmäßig zentrischer Drucklast zugrunde gelegt und die Stützentragfähigkeit entsprechend der Knickspannungslinien sowie nach Theorie II. Ordnung gegenübergestellt (s. Abs. 5.3). Durch einen direkten Vergleich zwischen den Bemessungslasten nach der allgemeinen Bemessungsmethode und nach dem vereinfachten Nachweisverfahren lässt sich die Annahme zur Stützenbiegesteifigkeit unter variierten Randbedingungen bewerten. Die Anwendung des allgemeinen Verfahrens nach EC 4 setzt Berechnungen von Last-Verformungswerten unter Einfluss von geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten mithilfe des validierten FE-Modells voraus. Die größtmögliche Bemessungslast einer Verbundstütze gilt nach dem allgemeinen Verfahren als erreicht, wenn der auf den Bemessungswert der Einwirkung bezogene Laststeigerungsfaktor η_u dem Tragwiderstand γ_R entspricht. Da der Tragwiderstand γ_R selbst von der betrachteten Einwirkungskombination aus Normalkraft und dem Biegemoment abhängt, wurde die maximal zulässige Bemessungslast iterativ bestimmt. Für weitere Details zur Bestim-

mung des Laststeigerungsfaktors und des Systemtragwiderstands wird auf Abs. 2.1.1 verwiesen. Die maximal zulässige Bemessungslast nach dem vereinfachten Verfahren ergibt sich, wenn das zugehörige maximale Biegemoment mit dem Bemessungswert der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit entsprechend Gl. (5.10) übereinstimmt und somit eine weitere Laststeigerung infolge des Erreichens der Querschnittstragfähigkeit nicht mehr möglich ist. Der Verlauf des Stützenbiegemomentes bestimmt sich allgemein durch den nachfolgenden Ausdruck:

$$M_{Ed}(\xi) = M_r \left[\frac{\psi \sin(\varepsilon(1-\xi)) + \sin(\varepsilon\xi)}{\sin(\varepsilon)} \right] + M_0 \left[\frac{\cos(\varepsilon(0,5-\xi))}{\cos(0,5\varepsilon)} - 1 \right] \quad (5.13)$$

mit

M_r Maximales Randmoment

ξ Laufordinate, ausgehend von der Stelle des maximalen Randmomentes

ε Stabkennzahl nach Gl. (5.9)

$$M_0 = 8Nw_0 \frac{1}{\varepsilon^2} \quad \text{Moment aus geometrischer Ersatzimperfection}$$

Für den Bemessungswert des extremalen Biegemomentes $M_{Ed,max}$ an der Stelle ξ_{max} gilt:

$$M_{Ed,max}(\xi_{max}) = [0,5M_r(1+\psi) + M_0] \frac{\sqrt{1+c^2}}{\cos(0,5\varepsilon)} - M_0 \quad (5.14)$$

mit

$$c = \frac{M_r(\psi-1)}{M_r(\psi+1)+2M_0} \cdot \frac{1}{\tan(0,5\varepsilon)}$$

$$\xi_{max} = 0,5 + \frac{\arctan(c)}{\varepsilon} \quad \text{Stelle des maximalen Biegemomentes}$$

Die für die Bemessung anzusetzende Stützenbiegesteifigkeit geht über die Stabkennzahl ε ein. Anhand von Vergleichsrechnungen wurde die effektive Biegesteifigkeit unter Zuhilfenahme eines Korrekturbeiwertes k_B derart kalibriert, dass die Differenzen der maximal möglichen Bemessungslasten nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren und dem vereinfachten Rechenverfahren möglichst gering ausfallen oder die Lasten bestenfalls sogar übereinstimmen. Da die effektive Biegesteifigkeit von der Momentenverteilung beeinflusst wird, wurde im Zuge der Kalibrierung der Korrekturbeiwert k_B für die Bestimmung der Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Lastexzentrizität am Stützenrand und dem Randmomentenverhältnis definiert. Bei der Herleitung des Korrekturbeiwertes wurde keine explizite Unterscheidung zwischen Teilplastisierungen im Baustahl und Rissbildungen im Beton vorgenommen, weshalb dieser Beiwert global

mit der rechnerischen Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{eff,II}}$ in Entsprechung zu EC 4 zu kombinieren ist. Hieraus resultiert die modifizierte Ersatzsteifigkeit $(EI)_{\text{II,mod}}$ gemäß Gl. (5.15).

$$(EI)_{\text{II,mod}} = k_B \cdot (EI)_{\text{eff,II}} \quad (5.15)$$

mit

$$(EI)_{\text{eff,II}} = 0,9 (E_a I_a + 0,5 E_{\text{cm}} I_c) \quad \text{Effektive Biegesteifigkeit nach DIN EN 1994-1-1 zur Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung}$$

Vor dem Hintergrund einer möglichst wirtschaftlichen Bemessung von mehrkernigen Verbundstützen schlossen die Vergleichsberechnungen Randmomentenverhältnisse ψ von -1,0 mit gleich gerichteten bis 1,0 mit gegeneinander gerichteten Randmomenten ein. Des Weiteren wurden auf den Rohraußendurchmesser bezogene Randexzentrizitäten e_0/D_R von 0; 0,5 und 1,0 als weitere Untersuchungsbedingung betrachtet. Da das vereinfachte Verfahren für zentrisch gedrückte Stützen bzw. für Stützen mit einem e_0/D_R -Verhältnis von 0 weiterhin die gleichen maximalen Bemessungslasten wie mit dem Nachweis über das Ersatzstabverfahren liefern soll, gilt für diesen Fall ein Beiwert k_B von 1,0. Das hat zur Auswirkung, dass für mehrkernige Hohlprofil-Verbundstützen mit planmäßig zentrischer Druckbelastung die effektive Biegesteifigkeit nach EC 4 weiterhin ihre Gültigkeit behält.

Für unterschiedliche Randmomentenverhältnisse sowie bezogene Randexzentrizitäten ist der den Untersuchungen zugrunde liegende Korrekturbeiwert k_B Tab. 5.3 zu entnehmen.

Tab. 5.3: Den Vergleichsrechnungen zugrunde liegender Korrekturbeiwert k_B zur Bestimmung der Ersatzbiegesteifigkeit

Beiwert k_B		Bezogene Randexzentrizität e_0/D_R		
		0,0	0,5	1,0
$\psi = \frac{M_A}{M_B}$	-1,0	1,0*	1,0	1,0
	0,0		0,9	0,8
	1,0		0,8	0,7

*(bei planmäßig zentrisch beanspruchten Stützen)

Die zulässigen Bemessungslasten von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen unter planmäßig zentrischer Drucklast sind für beide Bemessungsmethoden in Abb. 5.25 aufgeführt. Die vergleichende Betrachtung der Ergebnisse macht deutlich, dass in Bezug auf das allgemeine Verfahren die vereinfachte Bemessungsmethode an zentrisch belasteten Stützen zu konservativen Bemessungslasten und folglich zu größeren Sicherheitsreserven führt. Diese resultieren überwiegend aus der auf der sicheren Seite liegenden Einstufung der mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitte in die europäischen Knickspannungskurven (s. Abs. 5.2).

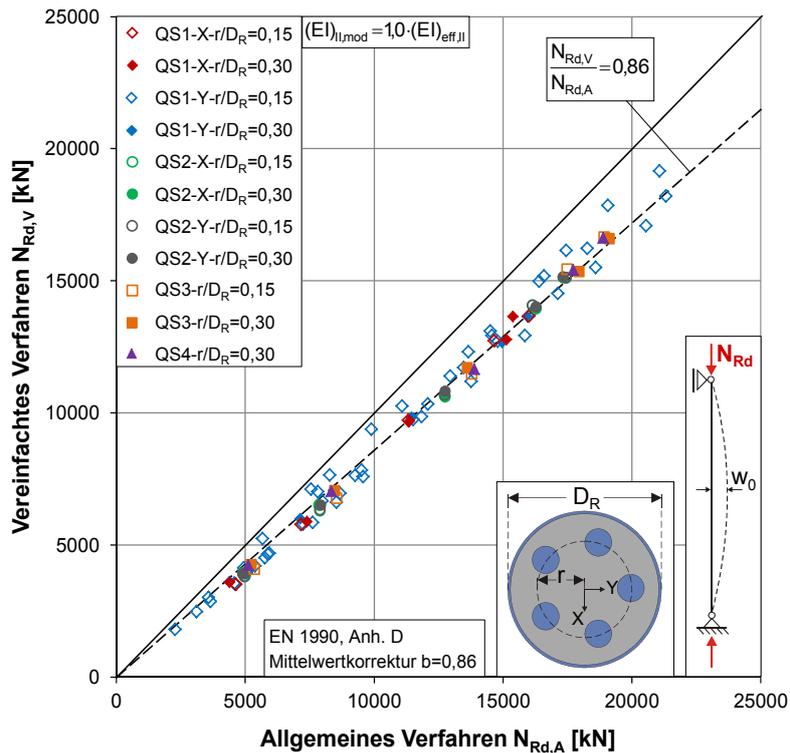


Abb. 5.25: Vergleich der maximalen Bemessungslasten von planmäßig zentrisch belasteten Stützen nach dem allgemeinen und vereinfachten Nachweisverfahren

In Abb. 5.26 werden die mit Mittelwerten der Werkstofffestigkeiten berechneten Traglasten nach der Näherungslösung den Maximallasten entsprechend der FE-Simulation gegenübergestellt. Die Näherung führt stets zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen, wobei die Streubreite gegenüber den Bemessungslasten größer ist.

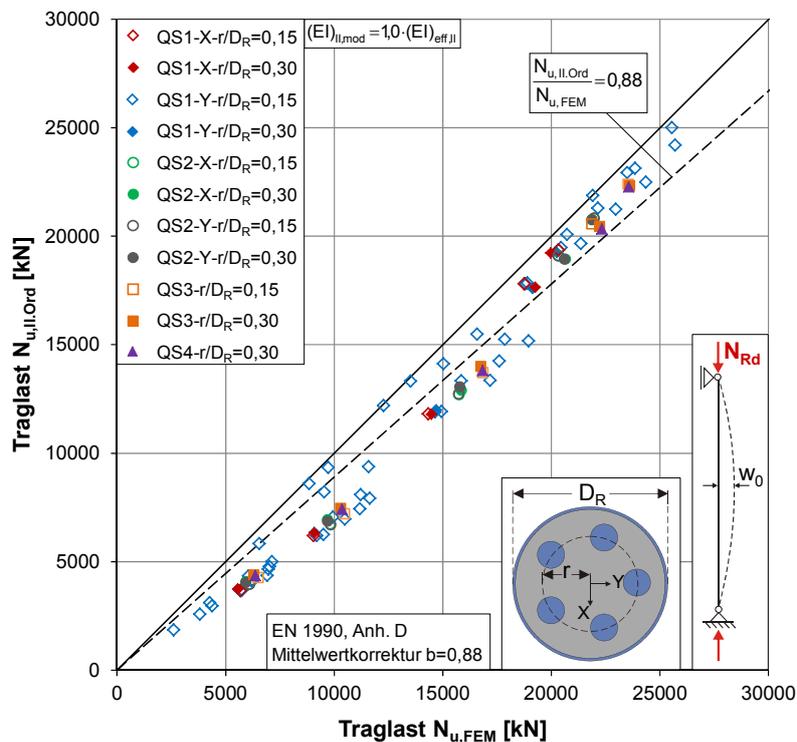


Abb. 5.26: Vergleich der Traglast nach dem vereinfachten Verfahren mit den numerisch ermittelten Maximallasten von planmäßig zentrisch belasteten Stützen

Im Hochhausbau können oftmals Stützen mit rein zentrischer Last nicht realisiert werden. Ursachen sind Kopf- und Fußmomente infolge der Einspannung in die Decken bei Rand- und Eckstützen, ungleichmäßig belastete Deckenfelder oder inhomogene Lastenleitungen. Daher sind bei der Bewertung des Näherungsverfahrens ebenfalls Stützenkörper mit Randmomentenbeanspruchung einzubeziehen.

Wie anhand Abb. 5.27 zu erkennen ist, zeigen die zulässigen Bemessungslasten von Stützen mit Randmomentenbeanspruchung nach der Näherungslösung bei Ansatz der Korrekturbeiwerte k_B (s. Tab. 5.3) eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen gemäß dem allgemeinen Verfahren. Die Überschreitungen von 5 % über den Vergleichswerten halten sich insgesamt im vertretbaren Rahmen. Im Fall von betragsmäßig gleich großen und gleich gerichteten Randmomenten ($\psi = -1$) konnten, unabhängig von der Randausmitte, mit der wirksamen Biegesteifigkeit nach EC 4 als Ersatzsteifigkeit $(EI)_{II,mod}$ zufriedenstellende Ergebnisse erzielt werden.

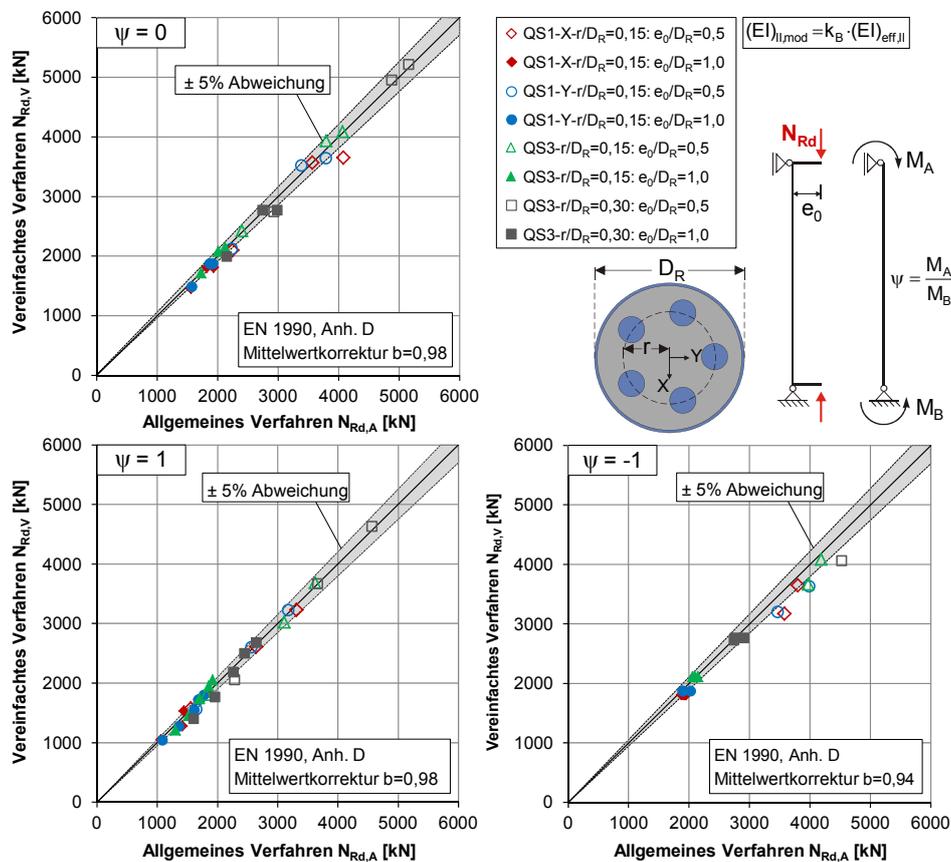


Abb. 5.27: Vergleich der maximalen Bemessungslasten nach dem vereinfachten und allgemeinen Verfahren von Stützen mit Randmomentenbeanspruchung

Vergleichbare Erkenntnisse gehen aus dem direkten Vergleich der Traglasten nach der Näherungslösung mit den numerisch ermittelten Maximallasten hervor (s. Abb. 5.28). Bei Betrachtung der am Querschnitt QS3 erzielten Ergebnisse fallen die deutlich höheren Lasten bei Querschnitten mit einem r/D_R -Wert von 0,30 gegenüber Querschnitten mit einem r/D_R -Wert von 0,15 auf. Diese resultieren aus der größeren Grenztragfähigkeit der Querschnitte aufgrund des kleineren plastischen Formbeiwertes in Relation zu Querschnitten mit einem geringeren Kernabstand zum Querschnittsschwerpunkt. Die sich günstig auswirkende Dekonzentration des Baustahls führt im

Allgemeinen zur Erhöhung des Trägheitsmomentes durch die zusätzlichen Steineranteile gemäß dem Steinerschen Satz, welche sich aus dem Versatz der Einstellkerne im Querschnitt ergeben. Infolgedessen steigt die Biegesteifigkeit der Stützen an, so dass das Trag- und Verformungsverhalten direkt beeinflusst wird.

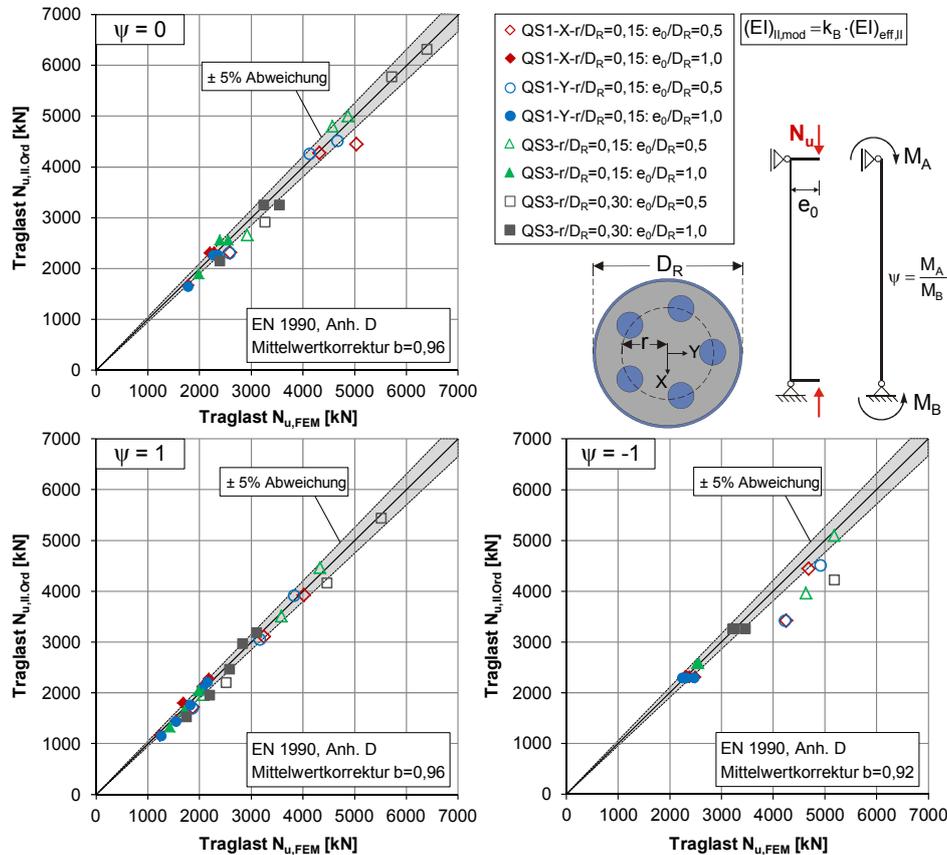


Abb. 5.28: Vergleich der Traglast nach dem vereinfachten Verfahren mit den numerisch ermittelten Maximallasten von Stützen mit Randmomentenbeanspruchung

Die vergleichende Gegenüberstellung der Ergebnisse verdeutlicht eine ausreichende Genauigkeit der zugrunde gelegten Korrekturbeiwerte k_B für den Ansatz einer modifizierten Ersatzbiegesteifigkeit in Anlehnung an EC 4. Zur Herleitung einer stetigen Funktion für den Korrekturbeiwert k_B wurden die für die Vergleichsrechnungen angesetzten Beiwerte in Tab. 5.3 als kennzeichnende Stützwerke und die zugehörigen Eingangsgrößen als Stützstellen in Form eines quadratischen Interpolationsproblems verarbeitet. Der funktionale Zusammenhang zwischen dem Korrekturbeiwert k_B , dem Randmomentenverhältnis ψ sowie der bezogenen Randexzentrizität e_0/D_R wird näherungsweise durch Gl. (5.16) beschrieben.

$$k_B\left(\psi, \frac{e_0}{D_R}\right) = 1 - \frac{1}{20} \cdot \frac{e_0}{D_R} \cdot \left[4 + 3\psi - \psi^2\right] \quad (5.16)$$

Anhand der dreidimensionalen Darstellung in Abb. 5.29 wird die Abnahme des Korrekturbeiwertes k_B und damit auch die für die Bemessung maßgebende Ersatzbiegesteifigkeit mit zunehmender Randexzentrizität stärker hervorgehoben. Die zuvor

beschriebene Feststellung, dass sich lediglich Stützen mit einem Randmomentenverhältnis von -1 durch keine nennenswerte Steifigkeitsänderung trotz Variation der Randausmitte auszeichnen, geht ebenfalls als Kriterium aus dem funktionalen Zusammenhang hervor.

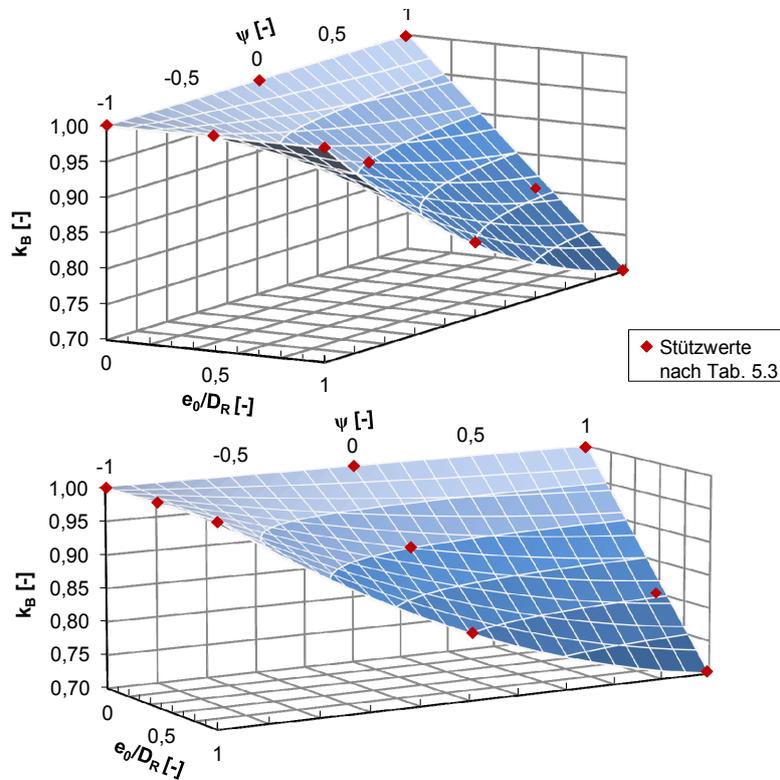


Abb. 5.29: Dreidimensionaler Zusammenhang zwischen Korrekturbeiwert k_B , Randmomentenverhältnis ψ und Randausmitte e_0/D_R gemäß Gl. (5.16)

6 Konzept für ein baupraktisches Nachweisverfahren

6.1 Anwendungsbereich

Auf Grundlage der theoretischen Untersuchungen in den vorherigen Kapiteln wird nachfolgend ein praxisorientiertes Handrechenverfahren zur Bemessung von ausbetonierten Hohlprofilen mit mehreren Einstellkernen hergeleitet.

Für die Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethode wird vorausgesetzt, dass beim mehrkomponentigen Hohlprofil-Verbundquerschnitt vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen werden kann. Im Fall einer fehlenden schubfesten Verbindung zwischen den einzelnen Querschnittskomponenten ist zur Lastverteilung und zur Sicherstellung eines vollständigen Verbundes der Einsatz von mechanischen Verbundmitteln im Kraffteinleitungsbereich vorzusehen.

Weiterhin werden entsprechend Abb. 6.1 folgende Anforderungen an die mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen gestellt:

- Es werden ausschließlich kreisrunde Hohl- und Stahlkernprofile aus Baustahl S235 bis S355 eingesetzt.
- Der Betonkern entspricht der Festigkeitsklasse C20/25 bis C50/60.
- Der Querschnitt weist mindestens drei Stahlkerne mit $d_k \leq 120$ mm auf.
- Der Mittelpunkt aller um die Rohrwandung verteilten Stahlkerne liegt im Abstand r zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts.
- Der Öffnungswinkel φ zweier benachbarter Einstellkerne zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts ist konstant.
- Der Querschnittsparameter r/D_R muss folgende Bedingung erfüllen: $\frac{r}{D_R} \geq 0,15$
- Für den Querschnittsparameter d_k/D_R gilt die Bedingung: $0,125 \leq \frac{d_k}{D_R} \leq 0,250$
- Für den bezogenen Schlankheitsgrad der Stütze gilt: $\bar{\lambda} \leq 2,0$

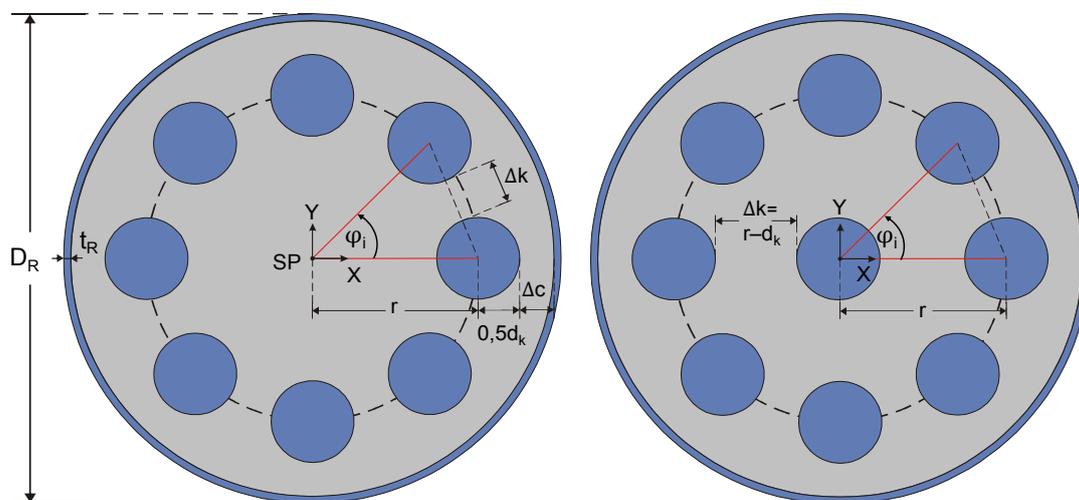


Abb. 6.1: Mehrkernige Hohlprofil-Verbundquerschnitte

Die Anordnung eines weiteren Einstellkerns im Querschnittsschwerpunkt ist unter Beachtung der Anforderungen an die bauliche Durchbildung nach Abs. 6.2 zulässig.

6.2 Bauliche Durchbildung

Im Querschnitt von vollständig ausbetonierten Hohlprofilen mit eingestellten Stahlkernen darf der Zwischenraum an keiner Stelle das Mindestmaß Δc_{\min} unterschreiten. Dementsprechend ist der lichte Abstand Δc zwischen Stahlkern und Hohlprofil nach Gl. (5.3) zu überprüfen.

$$\Delta c \geq \Delta c_{\min} \quad (5.3)$$

mit

$$\Delta c = 0,5 \cdot (D_R - d_k) - t_R - r \quad \text{Lichter Abstand zwischen Kern- und Hohlprofil}$$

$$\Delta c_{\min} = 3 \cdot d_g \quad \text{Mindestmaß zwischen den Baustahlelementen}$$

$$d_g \quad \text{Größtkorndurchmesser des Zuschlagstoffs im Beton}$$

Der lichte Abstand Δk zwischen benachbarten Einstellkernen muss ebenfalls dieser Anforderung genügen. Sie lässt sich allgemein mit Gl. (5.4) überprüfen.

$$\Delta k \geq \Delta c_{\min} \quad (5.4)$$

mit

$$\Delta k = r \cdot \sqrt{2 - 2 \cdot \cos(\varphi)} - d_k \quad \text{für den Zwischenraum der Stahlkerne im Abstand } r$$

$$\Delta k = r - d_k \quad \text{für den Zwischenraum zum zentrischen Stahlkern}$$

$$\varphi \quad \text{Vom Schwerpunkt bezogener Öffnungswinkel zwischen zwei benachbarten Stahlkernen im Abstand } r \text{ mit } \varphi = 2\pi/n$$

$$n \quad \text{Anzahl der Stahlkerne im Abstand } r \text{ vom Querschnittsschwerpunkt}$$

6.3 Tragfähigkeitsnachweis mit dem Ersatzstabverfahren

Im Fall von planmäßig zentrischer Druckbelastung darf der Tragfähigkeitsnachweis alternativ zum vereinfachten Rechenverfahren nach Theorie II. Ordnung nach dem Ersatzstabverfahren gemäß DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.3.5 mit Gl. (2.8) unter einwirkender Bemessungsnormalkraft geführt werden.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.8)$$

mit

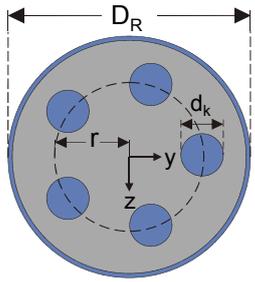
$$N_{Ed} \quad \text{Bemessungsnormalkraft}$$

$$\chi \quad \text{Abminderungsbeiwert nach DIN EN 1993-1-1, Abs. 6.3.1.2}$$

$$N_{pl,Rd} \quad \text{Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts}$$

Der Abminderungsbeiwert χ ist in Abhängigkeit von dem Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ und der europäischen Knickspannungslinie nach Tab. 5.2 zu ermitteln (s. Abs. 2.1.2.3).

Tab. 5.2: Einstufung des ausbetonierten, kreisförmigen Hohlprofil-Verbundquerschnitts mit mehreren kreisrunden Vollkernprofilen in die europäischen Knicklinien nach EC 3

Querschnitt	Anforderung	Ausweichen rechtwinklig zur Querschnittsachse	Knicklinie nach EC 3
Kreisförmiges Hohlprofil mit kreisrunden Vollkernen: $r/D_R \geq 0,15$ Stahlgüte bis S355 Betongüte bis C50/60 	$d_k \leq 80 \text{ mm}$ und $d_k/D_R \leq 0,125$	y-y z-z	a
	$80 \text{ mm} < d_k \leq 120 \text{ mm}$ oder $0,125 < d_k/D_R \leq 0,250$	y-y z-z	b

6.4 Tragfähigkeitsnachweis mit dem vereinfachten Nachweisverfahren nach Theorie II. Ordnung

Liegen Stützen mit planmäßiger Beanspruchung auf Druck und einachsiger Biegung vor, ist der Tragfähigkeitsnachweis grundsätzlich nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung zu führen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt unter Ansatz von linear-elastischem Materialverhalten (s. Abb. 6.2).

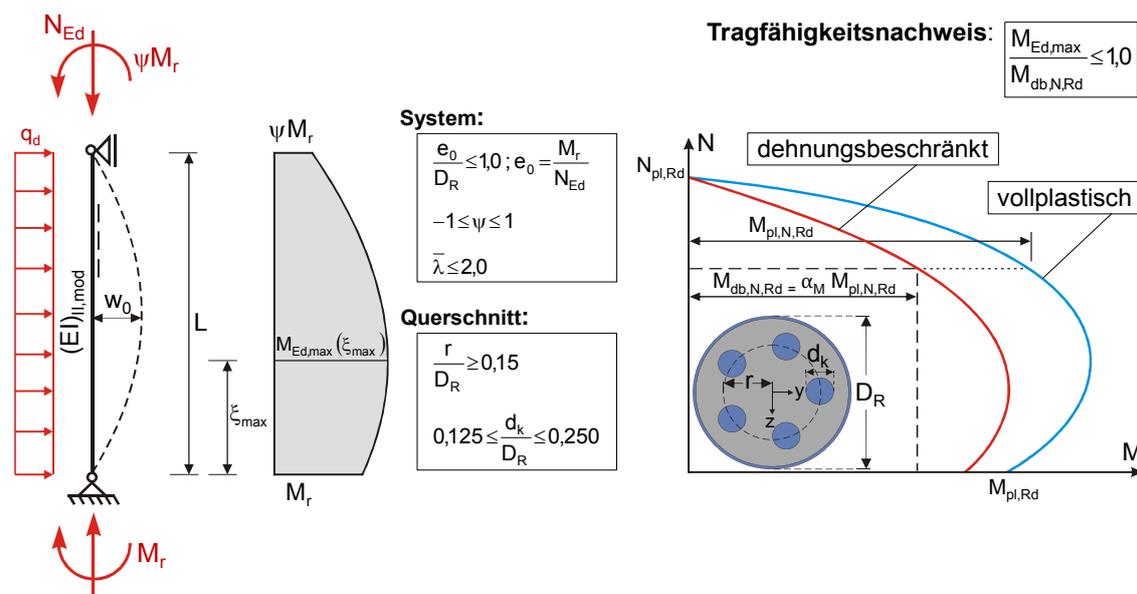


Abb. 6.2: Verlauf des Biegemomentes nach Theorie II. Ordnung und Querschnittstragfähigkeit

Dabei wird eine Ersatzbiegesteifigkeit $(EI)_{II,mod}$ konstant über die gesamte Stützenlänge angenommen. Diese ist nach Gl. (5.15) zu bestimmen. Die Kriech- und Schwindeffekte aus dem Langzeitverhalten des Betons fließen über die Abminderung des Elastizitäts-

moduls E_{cm} des Betons in den effektiven Wert $E_{c,eff}$ entsprechend DIN EN 1994-1-1 mit ein (s. Abs. 2.1.2.1). Der Korrekturbeiwert k_B lässt sich über Gl. (5.16) in Abhängigkeit von der Randexzentrizität e_0 bezogen auf den Außendurchmesser D_R des Rohres und dem Randmomentenverhältnis ψ angeben.

$$(EI)_{II,mod} = k_B \cdot (EI)_{eff,II} \quad (5.15)$$

mit

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 \cdot (E_a I_a + 0,5 E_{c,eff} I_c)$$

$E_{c,eff}$ Effektiver E-Modul des Betons nach EC 4-1-1, Abs. 6.7.3.3(4)

$$k_B \left(\psi, \frac{e_0}{D_R} \right) = 1 - \frac{1}{20} \cdot \frac{e_0}{D_R} \cdot [4 + 3\psi - \psi^2] \quad \text{für } \frac{e_0}{D_R} \leq 1,0; -1 \leq \psi \leq 1 \quad (5.16)$$

Mittels der Ersatzsteifigkeit $(EI)_{II,mod}$ sind die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der geometrischen Ersatzimperfektion zu ermitteln. Für mehrkernige Hohlprofil-Verbundquerschnitte ist eine Ersatzausmitte w_0 von $L/450$ als Stich einer Vorkrümmung anzusetzen. Dabei ist L die Länge der Stütze. Über folgenden Ausdruck ergibt sich schließlich der Bemessungswert des maximalen Biegemomentes an der Stelle ξ_{max} :

$$M_{Ed,max}(\xi_{max}) = [0,5M_r(1 + \psi) + M_0] \frac{\sqrt{1 + c^2}}{\cos(0,5\varepsilon)} - M_0 \quad (5.14)$$

mit

$$c = \frac{M_r(\psi - 1)}{M_r(\psi + 1) + 2M_0} \cdot \frac{1}{\tan(0,5\varepsilon)}$$

$$\varepsilon = L \sqrt{\frac{N}{(EI)_{II,mod}}} \quad \text{Stabkennzahl}$$

$$M_0 = \left(q_d L^2 + 8N_{Ed} w_0 \right) \frac{1}{\varepsilon^2} \quad \text{Moment aus Querlast und Imperfektion}$$

$$w_0 = L/450 \quad \text{Geometrische Ersatzimperfektion}$$

$$\xi_{max} = 0,5 + \frac{\arctan(c)}{\varepsilon} \quad \text{Stelle des maximalen Biegemomentes}$$

Eine ausreichende Tragsicherheit der Stütze gilt als nachgewiesen, wenn das Bemessungsmoment $M_{Ed,max}$ den Bemessungswert der von der Normalkraft N_{Ed} abhängigen dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit $M_{db,N,Rd}$ nicht überschreitet. Näherungsweise darf die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit nach Gl. (5.6) über die Umrechnung der zur Normalkraft N_{Ed} gehörenden vollplastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,N,Rd}$ berechnet werden (s. Abb. 6.2). Für die Umrechnung ist der dimensionslose

Beiwert α_M in Abhängigkeit von der Normalkraftausnutzung $N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ entsprechend Gl. (5.5) anzunehmen.

$$\alpha_M(N_{Ed}) = 0,90 - 0,20 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{für } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,50$$

$$\alpha_M(N_{Ed}) = 1,20 - 0,80 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{für } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > 0,50$$
(5.5)

$$M_{db,N,Rd} = \alpha_M(N_{Ed}) \cdot M_{pl,N,Rd} \quad (5.6)$$

Der Tragsicherheitsnachweis der Verbundstütze ist bei Belastung auf Druck und Biegung über die Bedingung nach Gl. (6.1) zu erbringen.

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{db,N,Rd}} = \frac{M_{Ed,max}}{\alpha_M(N_{Ed}) \cdot M_{pl,N,Rd}} \leq 1,00 \quad (6.1)$$

6.5 Lokaler Beulnachweis

Es ist sicherzustellen, dass am ausbetonierten Mantelrohr kein örtliches Beulen auftritt. Davon darf ausgegangen werden, wenn das Verhältnis aus Rohraußendurchmesser zu Rohrdicke D_R/t_R in Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.1(9) den nachfolgenden Grenzwert nicht überschreitet.

$$\max\left(\frac{D_R}{t_R}\right) = 90 \cdot \frac{235}{f_{yk,R}} \quad (6.2)$$

mit

$f_{yk,R}$ Streckgrenze des ausbetonierten Rohrprofils in N/mm²

7 Einfluss der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge auf das globale Tragverhalten

7.1 Allgemeines

Das Näherungsverfahren für die Stützenbemessung nach DIN EN 1994-1-1 setzt u. a. voraus, dass die einzelnen Querschnittsteile aus Baustahl schubstarr miteinander verbunden sein müssen und grundsätzlich ein vollständiger Verbund vorliegt. Andernfalls ist die Anwendung des Näherungsverfahrens bei Stützen mit Querschnitten ohne schubfeste Verbindung zwischen den Querschnittskomponenten nicht zulässig, da ansonsten die Annahme der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts nur auf einzelne Querschnittskomponenten zu beschränken ist.

Im Fall des mehrkernigen Stützentyps ist ein schubfester Anschluss der Stahlbauelemente untereinander im Hinblick auf eine ungehinderte Auflagerung der Einzelkerne während des Montagevorgangs als nachteilig zu sehen. Wird auf Grund dessen auf eine schubfeste Verbindung verzichtet, sind zur Sicherstellung der erforderlichen Schubtragfähigkeit neben dem Reibungsverbund mechanische Verbundmittel im Kräfteinleitungsbereich einzusetzen, sofern die Lasteintragung nicht über Endkopfplatten erfolgt. Der Kräfteinleitungsbereich ist dabei so auszubilden, dass in den Verbundfugen zwischen den Querschnittskomponenten keine nennenswerten Relativverschiebungen entstehen. Nach bisherigem Normungsstand liegen für die Stützenbemessung keine konkreten Angaben zur Berücksichtigung einer Nachgiebigkeit in der Verbundfuge vor, die jedoch aufgrund der an Verbundmittel gestellten Duktilitätsanforderungen nicht auszuschließen ist. Mit den folgenden Ausführungen soll ein Beitrag zur Beurteilung der Auswirkung einer nachgiebigen Verbundfuge auf das Trag- und Verformungsverhalten von ausbetonierten Rohrprofilen geleistet werden.

7.2 Numerische Untersuchung – Randbedingungen und Annahmen

Die numerische Analyse erfolgte an zwei Hohlprofil-Verbundquerschnitten mit Rundvollkernen als Einstellprofile (s. Abb. 7.1). Die Querschnitte weisen einen Außendurchmesser von 500 mm auf. Die wesentlichen Unterschiede der Querschnitte liegen zum einen in der Anzahl und dem Durchmesser, zum anderen in der Lage der Einzelkerne im Gesamtquerschnitt. Der Querschnitt QS 1x300 zeichnet sich durch einen zentrisch angeordneten Stahlkern mit einem Durchmesser von 300 mm aus. Aus der zentrischen Positionierung resultiert daher ein r/D_R -Wert von 0,0. Der Mehrkernquerschnitt (QS 6x120) beinhaltet hingegen insgesamt 6 Einzelkerne mit einem bezogenen Abstand zum Gesamtschwerpunkt r/D_R von 0,30. Dabei wurde der Kerndurchmesser der Einzelkerne so gewählt, dass die Gesamtkernfläche beider Hohlprofil-Verbundquerschnitte nahezu identisch ist. Insoweit unterscheiden sich die plastischen Normalkrafttragfähigkeiten kaum. Die Auflösung des massiven, zentrischen Stahlkerns in mehrere Einstellkerne außerhalb des Querschnittszentrums wirkt sich, wie bereits in Abs. 5.4 erläutert, direkt auf die effektive Biegesteifigkeit aus. Wird die Grundgleichung nach Gl. (2.10) für die effektive Biegesteifigkeit nach Theorie II. Ordnung gemäß EC 4 zugrunde gelegt, so ergibt sich mit den angegebenen Querschnittsparametern r/D_R

eine Erhöhung der Biegesteifigkeit beim mehrkernigen gegenüber dem einkernigen Querschnitt um 38 %.

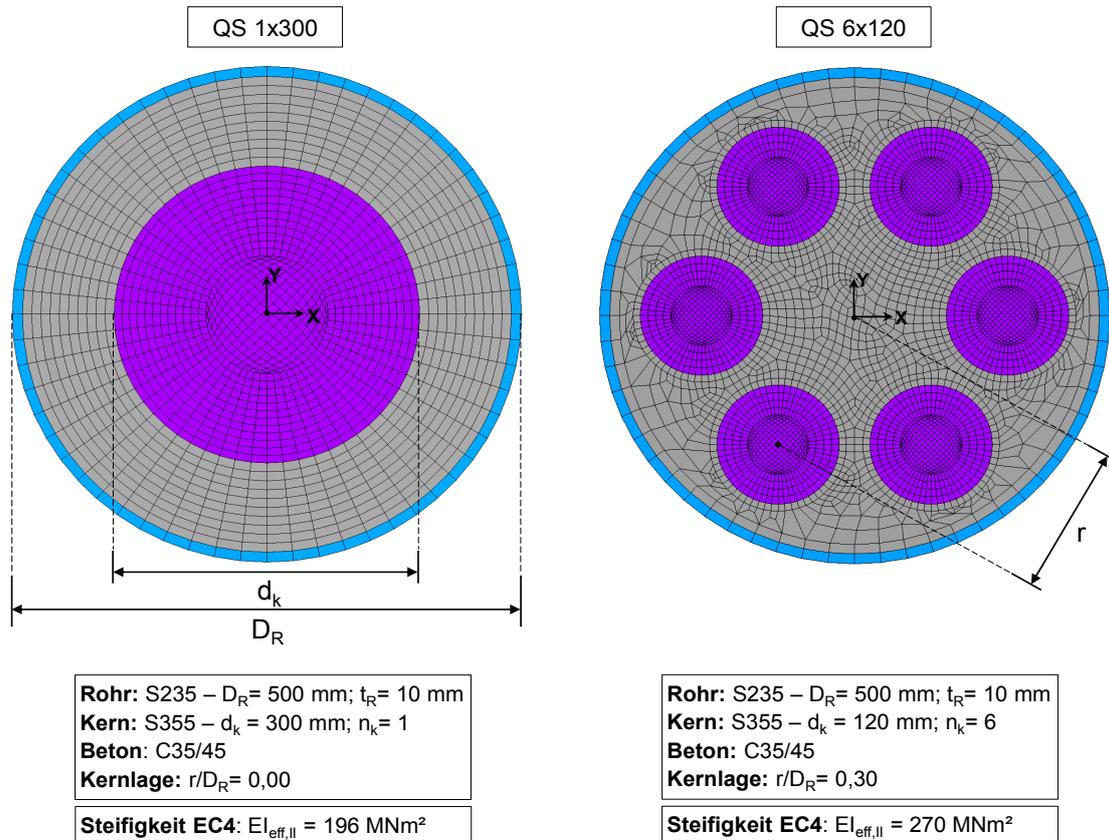


Abb. 7.1: Diskretisierung der Hohlprofil-Verbundquerschnitte für die Untersuchung zur Nachgiebigkeit in der Verbundfuge

Für die Übertragung der Längsschubkräfte wurde der Kraffteinleitungsbereich entsprechend Abs. 4.2.4 durch Kopplung der Querschnittselemente mithilfe von Federelementen simuliert. Zur Berücksichtigung der Verformungscharakteristiken von mechanischen Verbundmitteln werden in der Literatur vielfach bilineare oder multilineare Ansätze für idealisierte Dübelkennlinien im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgeschlagen [vgl. WURZER (1997), ZAPFE (2001), HEINEMEYER (2011)]. Wie in Abb. 7.2 dargestellt, wurde in Anlehnung an Bemessungsgrundlagen von bereits zugelassenen Verbundmitteln [vgl. DIBt (2007)] eine idealisierte Dübelkennlinie mit bilinearem Ansatz angenommen, die sich durch die Gesamtsteifigkeit der Endverdübelung C und der Dübeltraglast P_{RK} beschreiben lässt. Die Dübeltraglast wird bei einer definierten Verschiebung δ_0 von 1,0 mm erreicht. Für die parametrische Studie lag den idealisierten Verbundmitteln zwischen Beton und Mantelrohr sowie zwischen Stahlkernen und Beton die gleiche bilineare Beziehung der Dübellast zur Verschiebung zugrunde. Die Gesamtsteifigkeit der Verdübelung C zwischen Stahlkernprofilen und Beton wurde unabhängig von der Kernanzahl angenommen und auf die am Kreisumfang aller Kerne befindlichen Federelemente verteilt, wodurch die Summe der Federsteifigkeiten für beide Querschnitte (s. Abb. 7.1) identisch war.

Hinsichtlich des Flächenverbunds aus Reibung führte im Rahmen der Versuchsnachrechnung die auf Untersuchungen nach HANSWILLE & PORSCH (2004a) basierende aufnehmbare Verbundspannung von 4,0 N/mm² zu numerisch ermittelten Last- und

Verformungswerten, die näherungsweise den Versuchswerten entsprachen (vgl. Abs. 4.2.5). Insbesondere die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge konnte anhand des Schlupfes am Stützenkopf und -fuß rechnerisch nachvollzogen werden. Zu beachten ist, dass die für die Versuchsnachrechnung angesetzte Verbundtragfähigkeit den Haftverbund in den Prüfkörpern impliziert. Dieser ist im Allgemeinen sehr großen Streuungen unterworfen und wird nach Erreichen der maximalen Schubspannungen in der Verbundfuge zerstört. Die Folge ist ein starker Abfall der zu übertragenden Längsschubkräfte, bis sich ein nahezu konstanter Schubwiderstand einstellt und die Abnahme dieser Größe sodann wesentlich flacher ausfällt. Aus baupraktischer Sicht ist der Maximalwert der Verbundspannung von untergeordneter Bedeutung, da vorrangig duktiler Bauteilversagen zu gewährleisten ist. Aus diesem Grund wurde für die Simulationen von einem reduzierten Wert von $2,0 \text{ N/mm}^2$ als übertragbare Verbundspannung ausgegangen. Der Schlupfweg bei Erreichen der Verbundtragfähigkeit entspricht einem Wert von $0,4 \text{ mm}$ und liegt somit im Wertebereich der Versuchsmessung nach ROIK ET AL. (1984), in der mit der Maximalspannung einhergehende Relativverschiebungen von 0 bis $0,47 \text{ mm}$ in der Verbundfuge erfasst wurden.

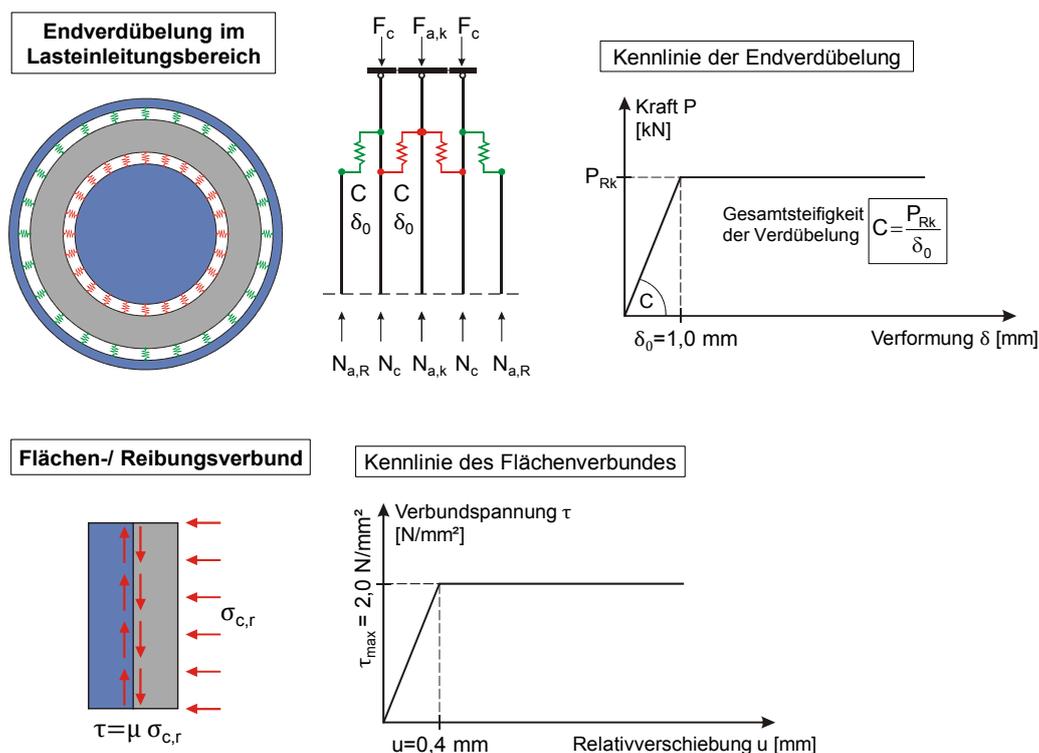


Abb. 7.2: Für den Verbund zugrunde gelegte Annahmen

Abb. 7.3 fasst die Systemrandbedingungen, auf welchen die numerischen Berechnungen basieren, zusammen. Die Simulationen wurden u. a. an zentrisch auf Druck belasteten Stützen unter Ansatz der geometrischen und strukturellen Imperfektionen durchgeführt. Die Lasteintragung erfolgte bis zur Beanspruchungsgrenze über Beton- sowie Stahlkernquerschnitte, wobei die Querschnittskomponenten stirnseitig keine starre Verbindung aufwiesen. Insofern wurden im Stützenendbereich Relativverschiebungen in den betreffenden Verbundfugen zugelassen. Fernerhin wurden die Auswirkungen von simultan wirkenden Querlasten in den Drittelpunkten des Stützenmodells erfasst. Dabei wurde die Größe der Einzellasten so gewählt, dass aus der Quer-

belastung ein Biegemoment resultierte, welches 25 % der dehnungsbeschränkten Momentenragfähigkeit des jeweiligen Querschnitts unter Ansatz der rechnerischen Mittelwerte der Werkstofffestigkeiten entsprach (vgl. Anhang E).

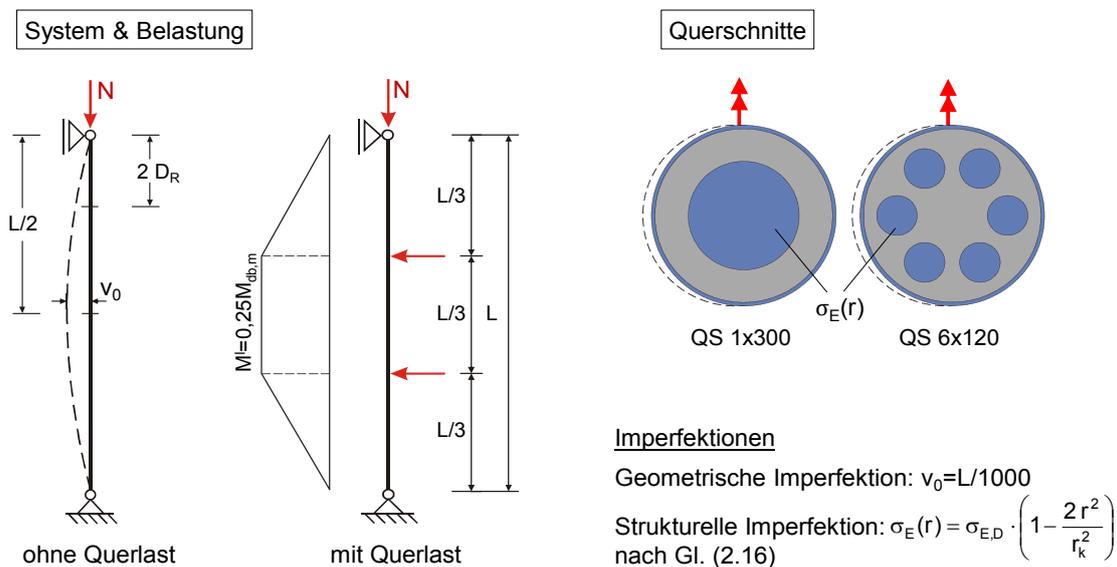


Abb. 7.3: Systemrandbedingungen für die numerischen Simulationen

Die Schwerpunkte der numerischen Untersuchungsserie lagen in der Beschreibung der Wirkungen einer nachgiebigen Verbundfuge auf

- Stützentraglast,
- Stützendurchbiegung bzw. horizontale Auslenkung in Stützenmitte,
- Relativverschiebungen (Schlupf) in den Verbundfugen sowie
- Dehnungen im Verbundquerschnitt.

Variiert wurden neben den beschriebenen Systemrandbedingungen die Verbundmittelsteifigkeit C und der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ als geometrischer Parameter.

7.3 Auswertung der numerischen Untersuchungsserien

7.3.1 Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf die Stützentraglast

Für die Beurteilung des globalen Tragverhaltens ist die Traglast als absolute Beanspruchungsgrenze einer Stütze von primärer Bedeutung. Den Einfluss der Nachgiebigkeit von Verbundfugen auf die Traglast für die untersuchten Verbundquerschnitte zeigen Abb. 7.4 und Abb. 7.5. Diese stellen die Maximallast $N_u(C)$, normiert auf die Traglast für starre Verdübelung $N_{u,star}$, in Abhängigkeit von der bezogenen Gesamtsteifigkeit C/C_0 für die Endverdübelung dar. Dabei entspricht die Größe C_0 einer angenommenen Bezugssteifigkeit von 1000 kN/mm. Im Fall zentrisch gedrückter Stützen ohne Querbelastung war sowohl beim ein- als auch beim mehrkernigen Verbundquerschnitt keine nennenswerte Wirkung auf die Stützentraglast festzustellen. Die Maximallasten blieben für alle betrachteten Schlankheitsgrade näherungsweise konstant. Eine vergleichbare Feststellung ließ sich auch bei der mit Querlast beanspruchten, einkernigen Stütze machen. Dagegen zeigen die Ergebnisse beim mehrkernigen Verbundquerschnitt einen anfänglich linearen Anstieg der Traglasten mit

zunehmender Verbundmittelsteifigkeit, wobei für einen Schlankheitsgrad von 2,0 in Kombination mit geringer bezogener Verbundmittelsteifigkeit C/C_0 unterhalb von 1,0 die Konvergenzkriterien in den numerischen Berechnungen nicht erfüllt werden konnten. Als Grund für dieses Traglastverhalten sind die hohen Verbundspannungen infolge der im Querschnitt exzentrischen Anordnung der Einstellprofile zu nennen, die zu einer Überschreitung der Schubtragfähigkeit aus mechanischer Verdübelung und Reibungsverbund führten. Durch die hohen Schubbeanspruchungen aus Querlasten wurden die mithilfe der idealisierten Endverdübelung maximal übertragbaren Längsschubkräfte bereits bei niedrigem Lastniveau erreicht. Bei Lasten über diesen Belastungszustand hinaus wurde der hinzukommende Anteil der Längsschubkräfte lediglich über den Flächenverbund aus Reibung übertragen. Erreichten die Verbundspannungen in den Verbundfugen bei weiterer Laststeigerung die Verbundtragfähigkeit des Flächenverbundes, stand keine weitere Kapazität zur Übertragung der Schubbeanspruchung zur Verfügung, sodass die Beanspruchungsgrenze der Stütze erreicht wurde. Ab einer bezogenen Verbundmittelsteifigkeit C/C_0 von ca. 5,0 nahm der Zuwachs der Stützentraglast sukzessive ab. Die absolute Traglast konvergierte schließlich gegen einen von dem Schlankheitsgrad abhängigen Wert, sodass eine weitere Erhöhung der Steifigkeit der Endverdübelung zu keiner nennenswerten Traglaststeigerung führen würde.

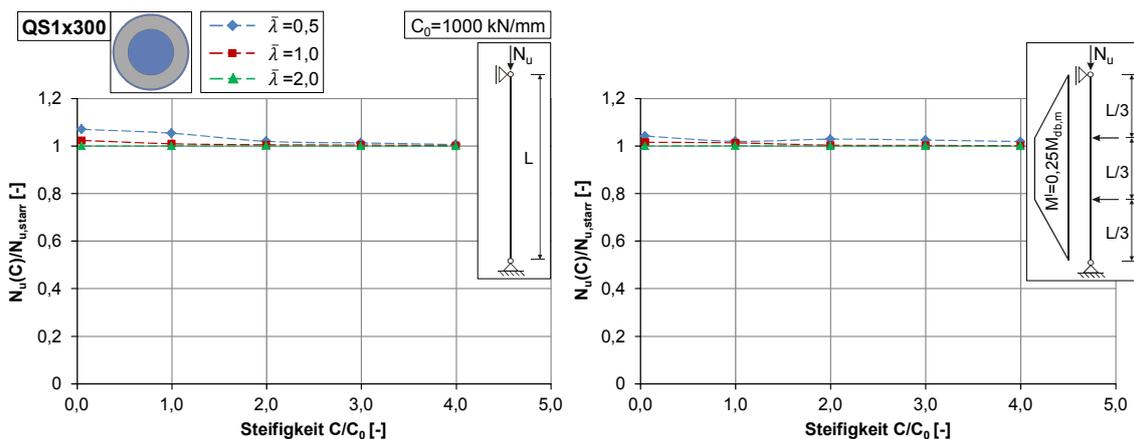


Abb. 7.4: QS 1x300 – Traglast in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

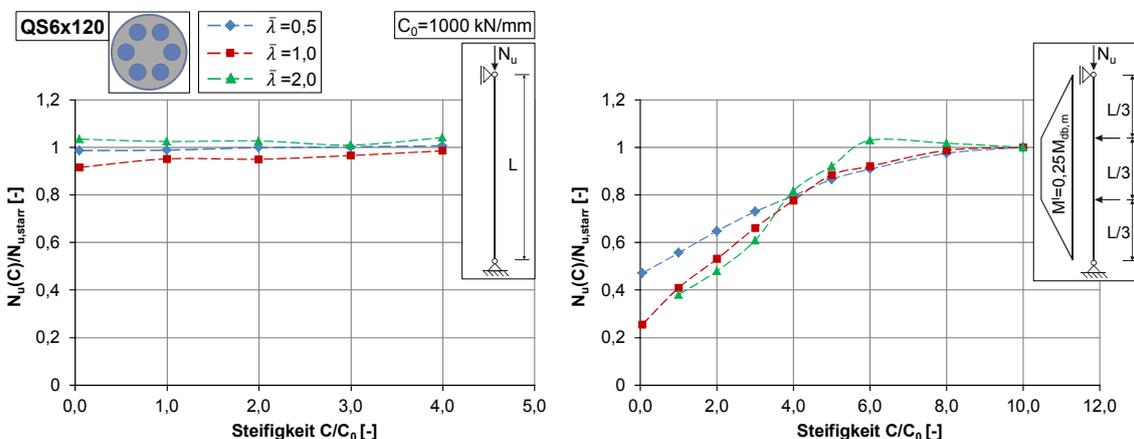


Abb. 7.5: QS 6x120 – Traglast in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

7.3.2 Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf die Stützenverformung

Wie bei der Stützentraglast wurde keine signifikante Wirkung einer nachgiebigen Verbundfuge auf die horizontale Auslenkung in Stützenmitte bei planmäßig zentrischer Druckbeanspruchung festgestellt (s. Abb. 7.6 und Abb. 7.7). Die Durchbiegung zeigte trotz Variation der Steifigkeitsverhältnisse für die Endverdübelung keine nennenswerten Veränderungen. Gleiches gilt auch für die auf Querlast beanspruchte, einkernige Verbundstütze, während sich hingegen die mehrkernige Stütze durch eine Abnahme der Durchbiegung auszeichnete. Dieses Verhalten ist, wie bereits in Abs. 7.3.1 erläutert, auf die Überschreitung der Schubtragfähigkeit in den Verbundfugen zurückzuführen. Mit zunehmender Verbundmittelsteifigkeit erhöhte sich die Tragfähigkeit der Verbundfugen, wodurch das Last-Verformungsverhalten der Stützen direkt beeinflusst wurde.

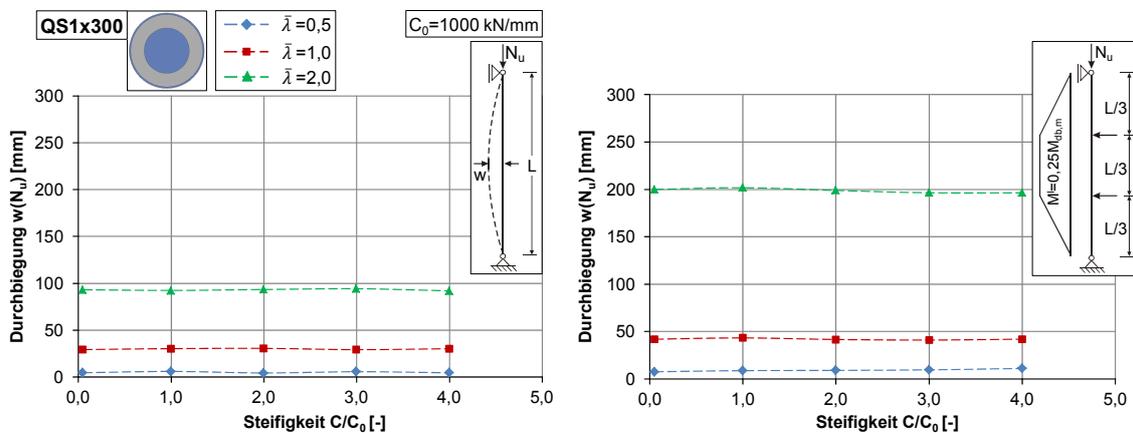


Abb. 7.6: QS 1x300 – Durchbiegung in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

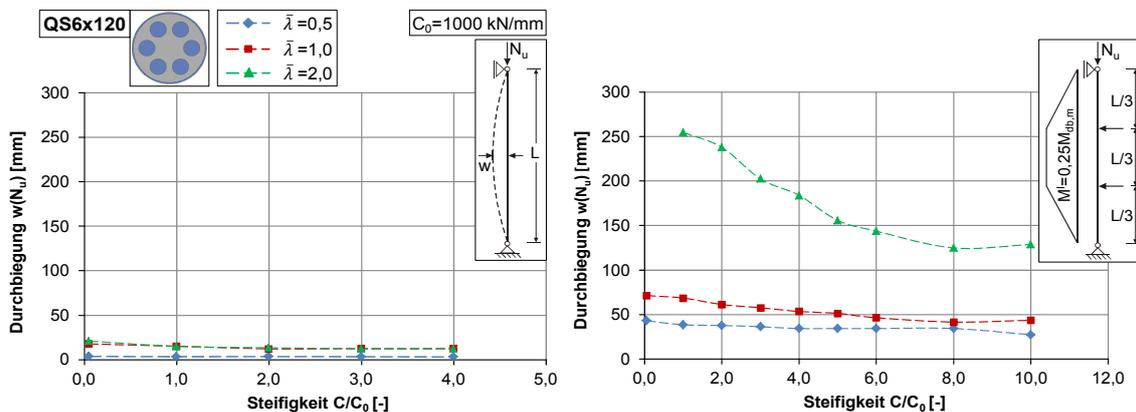


Abb. 7.7: QS 6x120 – Durchbiegung in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

Von besonderem Interesse ist ferner die Abschätzung des erforderlichen Verformungsvermögens der Verbundmittel anhand der Relativverschiebungen in den Verbundfugen. Abb. 7.8 und Abb. 7.9 beinhalten die Ergebnisse der maximalen Relativverschiebungen im Endbereich der Stützen für die Verbundfugen zwischen Rohr und Beton sowie zwischen Einzelkernen und Beton. Im Gegensatz zur Traglast und Auslenkung in Stützenmitte wirkte sich die zugrunde gelegte Gesamtsteifigkeit der Verbundmittel auf den Endschlupf aus. Dieser verringerte sich unterproportional mit Erhöhung der Verbundmittelsteifigkeit.

Am einkernigen Querschnitt nahmen die Relativverschiebungen zwischen Kern und Beton vernachlässigbar geringe Werte an. Hingegen betrug die Verschiebung in der Verbundfuge zwischen Stahlmantel und Beton bei Erreichen der Traglast bis zu 3,3 mm, wenn zur Übertragung der Längsschubkräfte ausschließlich der Flächenverbund in Ansatz gebracht wurde. Durch den Einsatz der idealisierten Endverdübelung fiel der maximale Endschlupf bis auf einen Wert von ca. 0,8 mm ab. Die Auflösung des massiven Stahlkerns in mehrere Einzelkerne hatte bei einer planmäßig zentrischen Druckbeanspruchung keine signifikanten Auswirkungen auf die gegenseitigen Verschiebungen in der Verbundfuge zwischen Mantelrohr und Beton. Dagegen fielen sie in den Fugen zwischen Beton und Stahlkern aufgrund des Kernabstandes zum Gesamtschwerpunkt vergleichsweise größer aus. Für die mit Querlast beanspruchte Stütze lagen merklich höhere Werte für den Endschlupf in den Fugen zwischen Beton und Stahlkern vor, was ebenfalls der Überschreitung der Schubtragfähigkeit in eben diesen Verbundfugen geschuldet war.

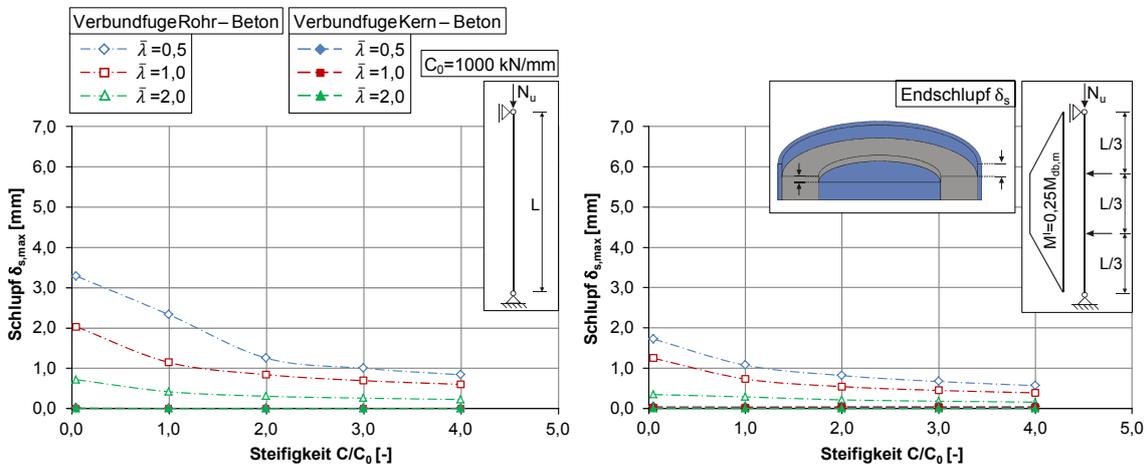


Abb. 7.8: QS 1x300 – Endschlupf in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

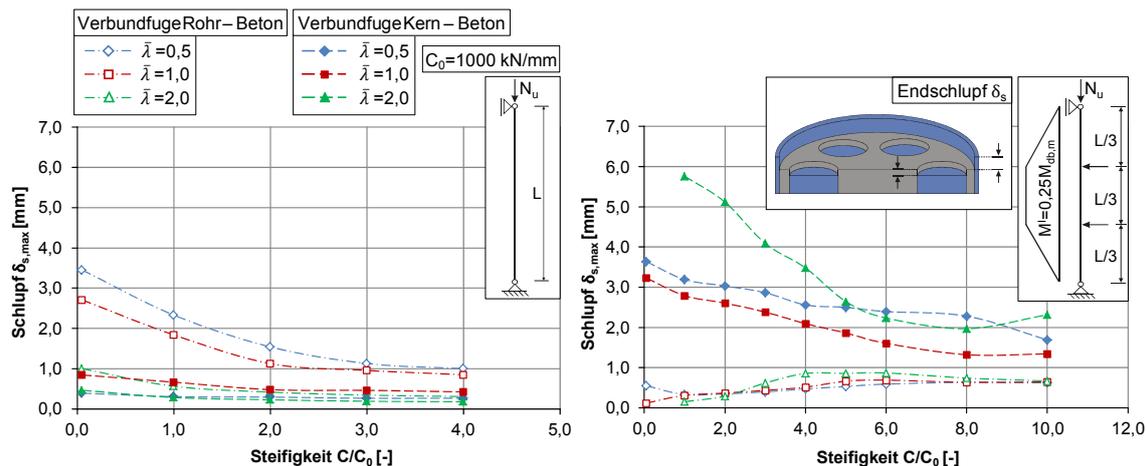


Abb. 7.9: QS 6x120 – Endschlupf in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

7.3.3 Einfluss eines nachgiebigen Verbundes auf das Dehnungsverhalten im Querschnitt

Von der Hypothese vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts kann ausgegangen werden, wenn im Idealfall keine Dehnungssprünge zwischen den Werkstoffen vor-

liegen und insofern ein linearer Dehnungsverlauf über den Verbundquerschnitt besteht. Zur Überprüfung dieser Anforderung wurden, in gleicher Weise wie in den großformatigen Stützenversuchen (vgl. Kapitel 3), die Dehnungszustände aus äußerer Belastung sowohl in Stützenmitte als auch am Ende der Lasteinleitungslänge, die gemäß EC 4-1-1 dem Minimum aus dem zweifachen Rohrdurchmesser bzw. dem Drittel der Stützenlänge entspricht, herangezogen. Über die Dehnungswerte an den einzelnen Querschnittskomponenten lassen sich die Dehnungssprünge $\Delta\varepsilon$ zwischen den Werkstoffen bestimmen. Diese sind im Folgenden als Differenz aus den Längsdehnungen des Betons bzw. der Einstellkerne und dem als Referenz herangezogenen Dehnungsverlauf des Mantelrohrs an den betrachteten Querschnittsstellen definiert.

Abb. 7.10 fasst die in Stützenmitte und am Ende der Lasteinleitungslänge ausgewerteten Dehnungssprünge am einkernigen Querschnitt zusammen. Dabei wurden die Dehnungszustände bei einer Last, die 90 % der Traglast und somit näherungsweise der maximalen Bemessungslast nach Abs. 5.4 entsprach, ausgewertet. Auf diese Weise wurden die Dehnungen des Betonkerns, der im Regelfall bei Erreichen der Traglast versagt, mitberücksichtigt. Die dargestellten Ergebnisse verdeutlichen, dass mit Zunahme der Verbundmittelsteifigkeit der am Lasteinleitungsbereich ermittelte Dehnungsunterschied $\Delta\varepsilon$ am Beton und am Einstellkern abnahm, wobei dieser am Beton stets größer als am Einstellkern ausfiel. Zur Stützenmitte hin verringerten sich die Dehnungssprünge aufgrund des Flächenverbundes aus Reibung merklich. In Kombination mit der idealisierten Endverdübelung konnte auch bei dem Schlankheitsgrad von 0,5 mit den generell größten Dehnungssprüngen die Voraussetzung für das Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts in Stützenmitte mit guter Näherung erfüllt werden.

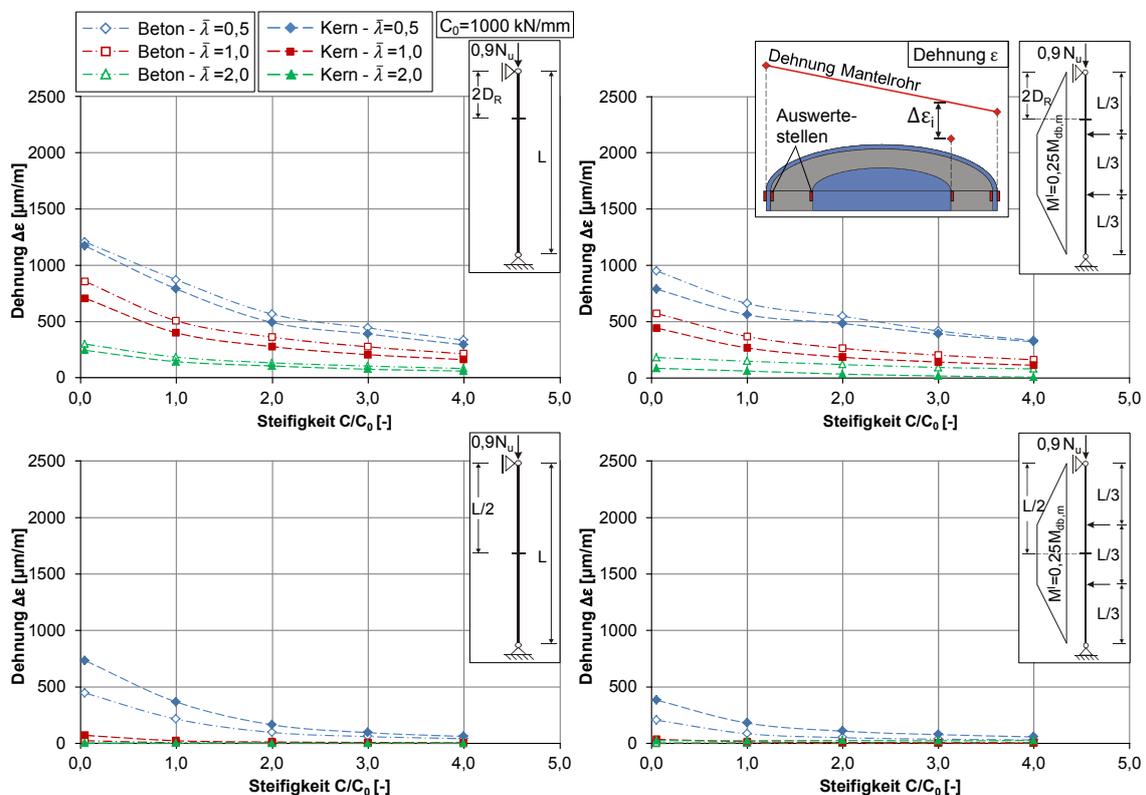


Abb. 7.10: QS 1x300 – Maximaler Dehnungssprung in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

Hinsichtlich der Dehnungssprünge im Querschnitt unterscheidet sich die zentrisch beanspruchte Mehrkernstütze nicht wesentlich von der einkernigen Variante (s. Abb. 7.11). Die Auswirkung der bereits erwähnten Überschreitung der Verbundtragfähigkeit der Verbundfugen zwischen Einstellkernen und Beton bei der mit Querlast beanspruchten Stütze machte sich insbesondere in den Dehnungswerten bemerkbar. An den Einstellkernen vergrößerten sich die Dehnungssprünge vom Lasteinleitungsbereich zur Stützenmitte hin. Dagegen lagen am Betonquerschnitt gegenüber dem Mantelrohr nahezu keine Unterschiede in den Dehnungen vor.

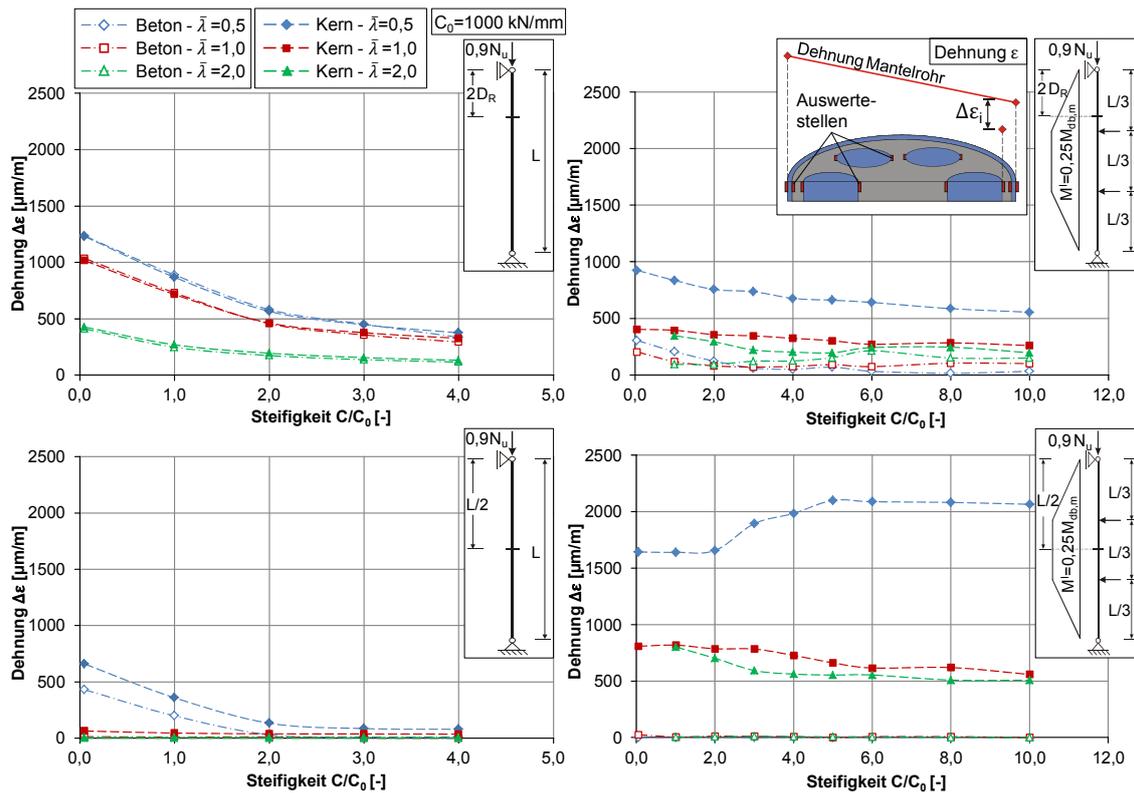


Abb. 7.11: QS 6x120 – Maximaler Dehnungssprung in Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit

7.4 Zusammenfassende Bemerkung

Die Untersuchungen wurden unter der Annahme durchgeführt, dass die Verbundmittel äquidistant um den Umfang der Baustahlquerschnitte verteilt werden. Sofern die Schubtragfähigkeit der Verbundfugen nicht überschritten wurde, wirkte sich die Verbundmittelsteifigkeit der Endverdübelung nicht auf Traglast und Durchbiegung aus. Hingegen beeinflusste die Nachgiebigkeit der Verbundmittel in großem Maße die Relativverschiebungen in den Verbundfugen und die Dehnungssprünge zwischen den Werkstoffen. Trotz Nachgiebigkeit in der Verbundfuge kann, wie an den untersuchten Verbundquerschnitten verdeutlicht, bei entsprechender Ausbildung des Lasteinleitungsbereichs näherungsweise von der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen werden.

8 Anwendungsbeispiel

Zur Veranschaulichung des in Kapitel 6 vorgeschlagenen Näherungsverfahrens für mehrkernige Hohlprofil-Verbundstützen werden die Anwendung und die Herangehensweise anhand eines konkreten Beispiels erläutert. Das Anwendungsbeispiel gliedert sich in folgende wesentliche Teilabschnitte:

- Nachweis der lokalen Beulsicherheit
- Überprüfung der baulichen Durchbildung
- Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßigem Druck mit dem Ersatzstabverfahren
- Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und Biegung mit dem Näherungsverfahren

8.1 System und Randbedingungen

Das dargestellte System wird durch eine Drucknormalkraft belastet. Für die Bemessung mit dem vereinfachten Rechenverfahren nach Theorie II. Ordnung wirken am Stützenfuß und Stützenkopf zusätzlich Randmomente. Der Verbundquerschnitt stellt ein ausbetoniertes Rundrohr mit vier im Abstand von 100 mm zur Querschnittsmitte eingestellten Stahlkernprofilen dar. Die Anforderungen zur Anwendung des Näherungsverfahrens gelten als erfüllt.

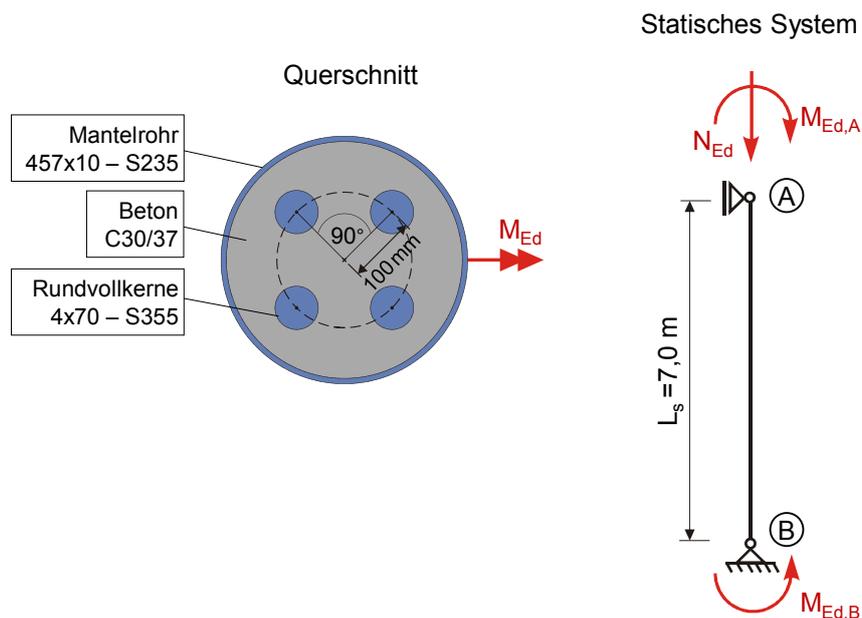


Abb. 8.1: Statisches System und Stützenquerschnitt

Werkstoff- und Querschnittskennwerte

Hohlprofil: 457x10 – S235

Materialgüte:	S235	DIN EN 1993-1-1, Tab. 3.1 DIN EN 1993-1-1 /NA, Abs. 6.1(1)
Charakteristischer Wert der Streckgrenze:	$f_{yk,R} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$	
Bemessungswert:	$f_{yd,R} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{23,5}{1,1} = 21,4 \text{ kN/cm}^2$	

Elastizitätsmodul:	$E_R = 21000 \text{ kN/cm}^2$	DIN EN 1993-1-1, Abs. 3.2.6(1)
Fläche:	$A_R = \pi \cdot (22,85^2 - 21,85^2)$ $A_R = 140,4 \text{ cm}^2$	
Trägheitsmoment:	$I_R = 35091 \text{ cm}^4$	

Stahlkerne: 4x70 – S355

Materialgüte:	S355	DIN EN 1993-1-1, Tab. 3.1
Charakteristischer Wert der Streckgrenze:	$f_{yk,k} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$	
Bemessungswert:	$f_{yd,k} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{35,5}{1,1} = 32,3 \text{ kN/cm}^2$	DIN EN 1993-1-1 /NA, Abs. 6.1(1)
Elastizitätsmodul:	$E_k = 21000 \text{ kN/cm}^2$	DIN EN 1993-1-1, Abs. 3.2.6(1)
Fläche je Kern:	$A_{k,i} = \pi \cdot \frac{7^2}{4} = 38,5 \text{ cm}^2$	
Trägheitsmoment einschl. Steineranteil:	$I_k = 8168 \text{ cm}^4$	

Betonkern

Betonfestigkeitsklasse:	C30/37	DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1
Größtkorndurchmesser:	$d_g = 16 \text{ mm}$	
Zementfestigkeitsklasse:	42,5 N	DIN EN 1992-1-1 /NA, Tab. 2.1
Zylinderdruckfestigkeit:	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$	
Bemessungswert:	$f_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{3,0}{1,5}$ $f_{cd} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$	DIN EN 1994-1-1, Abs. 6.7.3.2(1)
Elastizitätsmodul:	$E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$	DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1
Fläche:	$A_c = \pi \cdot 21,85^2 - 4 \cdot A_{k,i}$ $A_c = 1345,9 \text{ cm}^2$	
Trägheitsmoment:	$I_c = 170849 \text{ cm}^4$	

**Bemessungsrelevante
Querschnittseigenschaften**

Abstand der Kerne zum Gesamtschwerpunkt:	$r = 10,0 \text{ cm}$
Querschnittsparameter:	$\frac{r}{D_R} = \frac{10}{45,7} = 0,22$ $\frac{d_k}{D_R} = \frac{7}{45,7} = 0,15$

8.2 Nachweis der lokalen Beulsicherheit

Die lokale Beulsicherheit des ausbetonierten Mantelrohrs ist gewährleistet, wenn der nachfolgend aufgeführte Grenzwert nicht überschritten wird.

$$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{f_{yk,R}}{235} = 90 \cdot \frac{235}{235} = 90$$

$$\text{vorh}(d/t) = \frac{457}{10} \leq 90 = \max(d/t)$$

DIN EN 1994-1-1,
Abs. 6.7.1(9)

Es liegt eine ausreichende Beulsicherheit vor.

8.3 Überprüfung der baulichen Durchbildung

Zur Gewährleistung eines ausreichenden Verbundes im Querschnitt sowie zur Herstellung der Verbundstütze sind die Mindestmaße für die Zwischenräume einzuhalten.

$$\Delta c = 0,5 \cdot (D_R - d_k) - t_R - r = 0,5 \cdot (457 - 70) - 100 - 10 = 83,5 \text{ mm}$$

Gl. (5.3)

$$\Delta c = 83,5 \text{ mm} \geq \Delta c_{\min} = 3 \cdot d_g = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

$$\Delta k = r \cdot \sqrt{2 - 2 \cdot \cos(\varphi)} - d_k = 100 \cdot \sqrt{2 - 2 \cdot \cos(\pi/2)} - 70 = 71,4 \text{ mm}$$

Gl. (5.4)

$$\text{mit } \varphi = 2 \cdot \frac{\pi}{4} = \frac{\pi}{2}$$

$$\Delta k = 71,4 \text{ mm} \geq \Delta c_{\min} = 48 \text{ mm}$$

Die geforderten Mindestmaße sind eingehalten.

8.4 Nachweis bei planmäßig zentrischem Druck mit dem Ersatzstabverfahren

Belastungen

$$N_{G,Ed} = 3000 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 6250 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,A} = M_{Ed,B} = 0 \text{ kNm}$$

Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

Ermittlung der wirksamen Bauteildicke zur Bestimmung der Endkriechzahl φ :

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{U} = 2 \cdot \frac{1345,9}{137,3} = 19,6 \text{ cm}$$

DIN EN 1992-1-1,
Abs. 3.1.4(5)

$$\text{mit } A_c = 1345,9 \text{ cm}^2$$

$$U = \pi \cdot d = \pi \cdot (45,7 - 2 \cdot 1,0) = 137,3 \text{ cm}$$

Belastungsbeginn nach 28 Tagen: $t_0 = 28 \text{ d}$
 Trockene Innenräume mit einer relativen Luftfeuchte von 50 %
 Endkriechzahl ohne Berücksichtigung von
 Austrocknungsbehinderung durch das Hohlprofil: $\varphi(t, t_0) = 2,625$
 Endkriechzahl mit Austrocknungsbehinderung durch das
 betongefüllte Rohrprofil:

$$\varphi_{t,\text{eff}} = 0,25 \cdot \varphi(t, t_0) = 0,25 \cdot 2,625 = 0,656$$

Effektiver E-Modul zur Erfassung von Kriech- und
 Schwindeinflüssen:

$$E_{c,\text{eff}} = E_{\text{cm}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{G,\text{Ed}}}{N_{\text{Ed}}} \cdot \varphi_t} = 3300 \cdot \frac{1}{1 + \frac{3000}{6250} \cdot 0,656} = 2510 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

DIN EN 1992-1-1,
 Abs. 3.1.4(5)

DIN EN 1994-1-1
 /NA, Abs. 6.7.3.3

DIN EN 1994-1-1,
 Gl. (6.41)

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$

$$\begin{aligned} EI_{\text{eff}} &= E_a I_a + 0,6 \cdot E_{c,\text{eff}} \cdot I_c \\ &= 21000 \cdot (35091 + 8168) + 0,6 \cdot 2510 \cdot 170849 \\ &= 116574 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

DIN EN 1994-1-1,
 Gl. (6.40)

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{\text{eff}}}{L_s^2} = \frac{\pi^2 \cdot 116574}{7,0^2} = 23480 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{pl,Rk}} &= N_{\text{pl,c,Rk}} + N_{\text{pl,r,Rk}} + N_{\text{pl,k,Rk}} = f_{c,k} \cdot A_c + f_{y,k,R} \cdot A_R + f_{y,k,k} \cdot A_k \\ &= 3,0 \cdot 1345,9 + 23,5 \cdot 140,4 + 35,5 \cdot 4 \cdot 38,5 = 12804 \text{ kN} \end{aligned}$$

DIN EN 1994-1-1,
 Abs. 6.7.3.3(2)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{\text{pl,Rk}}}{N_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{12804}{23480}} = 0,74$$

DIN EN 1994-1-1,
 Gl. (6.39)

Abminderungsbeiwert χ

Unter Zuhilfenahme der bemessungsrelevanten Querschnittsparameter ist der Querschnitt der Knicklinie b zuzuordnen. Hieraus ergibt sich der Imperfektionsbeiwert α zu 0,34.

Geltungsbereich für Knickspannungslinie b :

$$d_k = 70 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

$$\frac{d_k}{D_R} = 0,15 > 0,125$$

Tab. 5.2

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,74 - 0,2) + 0,74^2 \right] = 0,87$$

DIN EN 1993-1-1,
Abs. 6.3.1.2(1)

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,87 + \sqrt{0,87^2 - 0,74^2}} = 0,75$$

DIN EN 1993-1-1,
Gl. (6.49)

Tragfähigkeitsnachweis

Der Tragfähigkeitsnachweis nach dem Ersatzstabverfahren ist wie folgt zu führen:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

DIN EN 1994-1-1,
Gl. (6.44)

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= N_{pl,c,Rd} + N_{pl,R,Rd} + N_{pl,k,Rd} = f_{c,d} \cdot A_c + f_{yd,R} \cdot A_R + f_{yd,k} \cdot A_k \\ &= 2,0 \cdot 1345,9 + 21,4 \cdot 140,4 + 32,3 \cdot 4 \cdot 38,5 = 10671 \text{ kN} \end{aligned}$$

DIN EN 1994-1-1,
Gl. (6.30)

$$\frac{6250}{0,75 \cdot 10671} = 0,78 \leq 1,0$$

Somit gilt der Tragfähigkeitsnachweis der planmäßig zentrisch belasteten Stütze als erbracht.

8.5 Nachweis einer Stütze bei Druck und Biegung

Belastungen

$$N_{G,Ed} = 2500 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 5500 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,A} = 300 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,B} = 150 \text{ kNm}$$

Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden

Endkriechzahl mit Austrocknungsbehinderung durch das betongefüllte Rohrprofil (s. Abs. 8.4):

$$\varphi_{t,eff} = 0,25 \cdot (t, t_0) = 0,25 \cdot 2,625 = 0,656$$

DIN EN 1994-1-1
/NA, Abs. 6.7.3.3

Effektiver E-Modul zur Erfassung von Kriech- und Schwindeinflüssen:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \varphi_t} = 3300 \cdot \frac{1}{1 + \frac{2500}{5500} \cdot 0,656} = 2542 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

DIN EN 1994-1-1
Gl. (6.41)

Ermittlung der Ersatzbiegesteifigkeit für die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung

Die Ersatzbiegesteifigkeit wird unter Zuhilfenahme des Korrekturbeiwerts k_B , der die Einflüsse aus Randexzentrizität und Randmomentenverhältnis berücksichtigt, in Kombination mit der Biegesteifigkeit nach EC 4 bestimmt.

$$(EI)_{II,mod} = k_B \cdot (EI)_{eff,II}$$

Gl. (5.15)

mit

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 \cdot (E_a I_a + E_s I_s + 0,5 \cdot E_{c,eff} I_c)$$

DIN EN 1994-1-1
Abs. 6.7.3.4 (2)

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 \cdot (21000 \cdot (35091 + 8168) + 0,5 \cdot 2542 \cdot 170849) \\ = 101303 \text{ kNm}^2$$

Korrekturbeiwert k_B :

$$k_B = 1 - \frac{1}{20} \frac{e_0}{D_R} [4 + 3\psi - \psi^2]$$

Gl. (5.16)

Bezogene Randexzentrizität:

$$e_0 = \frac{M_{Ed,A}}{N_{Ed}} = \frac{300}{5500} = 54,5 \text{ mm}$$

$$\frac{e_0}{D_R} = \frac{54,5}{457} = 0,12$$

Randmomentenverhältnis:

$$\psi = \frac{M_{Ed,B}}{M_{Ed,A}} = \frac{150}{300} = 0,5$$

$$k_B = 1 - \frac{1}{20} \cdot 0,12 \cdot [4 + 3 \cdot 0,5 - 0,5^2] = 0,97$$

$$(EI)_{II,mod} = k_B \cdot (EI)_{eff,II} = 0,97 \cdot 101303 = 98264 \text{ kNm}^2$$

Bemessungswert des maximalen Biegemomentes

Für den Tragsicherheitsnachweis ist der Bemessungswert des maximalen Biegemomentes, welches mit der Ersatzbiegesteifigkeit $(EI)_{II,mod}$ zu ermitteln ist, zugrunde zu legen.

$$M_{Ed,max}(\xi_{max}) = [0,5M_r(1 + \psi) + M_0] \frac{\sqrt{1 + c^2}}{\cos(0,5\varepsilon)} - M_0$$

Gl. (5.14)

mit

$$\varepsilon = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{II,mod}}} = 7 \cdot \sqrt{\frac{5500}{98264}} = 1,66$$

$$M_0 = (q_d L^2 + 8Nw_0) \cdot \frac{1}{\varepsilon^2} = 8 \cdot 5500 \cdot \frac{7}{450} \cdot \frac{1}{1,66^2} = 248,4 \text{ kNm}$$

$$w_0 = \frac{L}{450}$$

$$c = \frac{M_r(\psi - 1)}{M_r(\psi + 1) + 2M_0} \cdot \frac{1}{\tan(0,5\varepsilon)}$$

$$c = \frac{300 \cdot (0,5 - 1)}{300 \cdot (0,5 + 1) + 2 \cdot 248,4} \cdot \frac{1}{\tan(0,5 \cdot 1,66)} = -0,145$$

$$M_{Ed,max}(\xi_{max}) = [0,5 \cdot 300 \cdot (1 + 0,5) + 248,4] \cdot \frac{\sqrt{1 + 0,145^2}}{\cos(0,5 \cdot 1,66)} - 248,4$$

$$M_{Ed,max}(\xi_{max}) = 460,4 \text{ kNm}$$

$$\xi_{max} = 0,5 + \frac{\arctan(c)}{\varepsilon} = 0,5 + \frac{\arctan(-0,145)}{1,66} = 0,41$$

$$x_{max} = 0,41 \cdot 700 = 287 \text{ cm}$$

Der Bemessungswert des maximalen Biegemomentes beträgt 460,4 kNm. Das Bemessungsmoment tritt im Abstand von 2,87 m zum Stützenkopf (Auflager A) auf.

Querschnittstragfähigkeit

Nach dem Handrechenverfahren wird der Tragsicherheitsnachweis über den Vergleich des Bemessungsmomentes mit der von der Betondehnung beschränkten Momententragfähigkeit geführt. Die dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit wird näherungsweise über die vollplastische Momententragfähigkeit in Verbindung mit dem Abminderungsbeiwert α_M bestimmt. Nachfolgend wird eine idealisierte Momenten-Normalkraft-Interaktionskurve des Querschnitts hergeleitet.

- 1) Plastische Nulllinie durch den Schwerpunkt des Verbundquerschnitts:

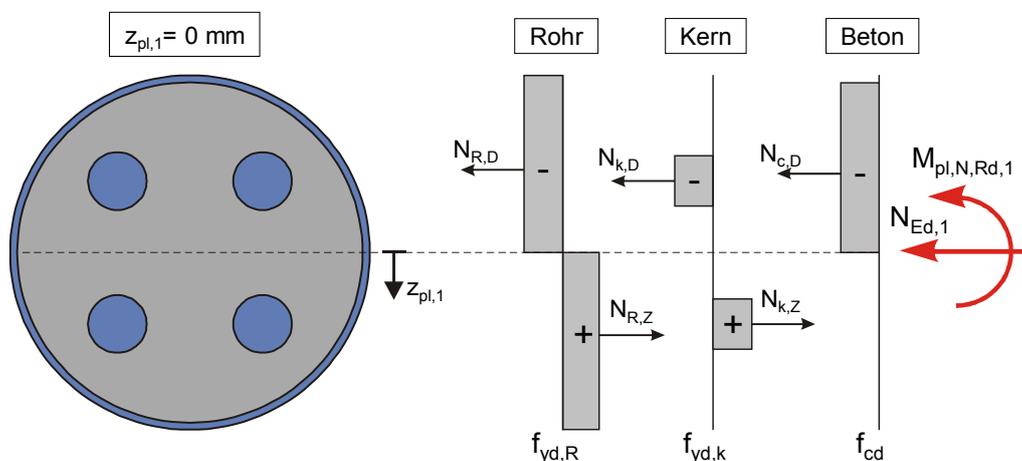
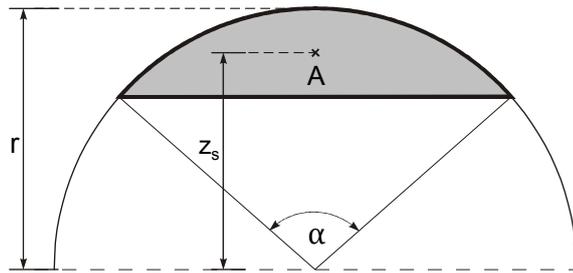


Abb. 8.2: Vollplastische Spannungsverteilung mit Nulllinie durch den Gesamtschwerpunkt

Hilfsflächen und zugehörige Schwerpunktskoordinaten:



Kreissegment

$$A = \frac{r^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$$

$$z_s = \frac{4 r \sin^3(0,5 \alpha)}{3 \alpha - \sin \alpha}$$

Sonderfall Halbkreis ($\alpha = \pi$)

$$A = \frac{r^2}{2} \pi$$

$$z_s = \frac{4 r}{3 \pi}$$

Abb. 8.3: Fläche und Flächenschwerpunkt von Kreissegmenten

$$A_{\text{aus}} = \pi \cdot \frac{22,85^2}{2} = 820,1 \text{ cm}^2 \quad (\text{Halbkreis Rohraußenmaß})$$

$$z_{\text{aus}} = \frac{4 \cdot 22,85}{3\pi} = 9,7 \text{ cm}$$

$$A_{\text{in}} = \pi \cdot \frac{(22,85 - 1,0)^2}{2} = 749,9 \text{ cm}^2 \quad (\text{Halbkreis Rohrrinnenmaß})$$

$$z_{\text{in}} = \frac{4 \cdot 21,85}{3\pi} = 9,3 \text{ cm}$$

Teilschnittgrößen – Normalkräfte:

$$N_R = f_{y,d,R} \cdot 0,5 \cdot A_R = 21,4 \cdot 0,5 \cdot 140,4 = \pm 1502,3 \text{ kN}$$

$$N_K = f_{y,d,K} \cdot 2 \cdot A_K = 32,3 \cdot 2 \cdot 38,5 = \pm 2487,1 \text{ kN}$$

$$N_C = -f_{c,d} \cdot 0,5 \cdot A_C = 2,0 \cdot 0,5 \cdot 1345,9 = -1346,0 \text{ kN}$$

$$N_d = \sum N_i = 1502,3 - 1502,3 + 2487,1 - 2487,1 - 1346,0$$

$$N_d = -1346 \text{ kN}$$

Auf die Schwerachse bezogene Hebelarme:

$$z_{s,i} = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i}$$

$$z_{s,R} = \frac{A_{\text{aus}} \cdot z_{\text{aus}} - A_{\text{in}} \cdot z_{\text{in}}}{0,5 A_R} = \frac{820,1 \cdot 9,7 - 749,9 \cdot 9,3}{0,5 \cdot 140,4} = 14,0 \text{ cm}$$

Alternativ:

$$z_{s,R} = \bar{h} - \bar{r} + \frac{\sqrt{\bar{r}^2 - (\bar{h} - \bar{r})^2}}{\arccos\left(1 - \frac{\bar{h}}{\bar{r}}\right)} = 22,35 - 22,35 + \frac{\sqrt{22,35^2 - 0^2}}{\arccos(1 - 1)} = 14,2 \text{ cm}$$

\bar{h} und \bar{r} beziehen sich auf die Mittellinie des Rohres.

$$z_{s,k} = r \cdot \sin(\pi/4) = \pm 10,0 \cdot \sin(\pi/4) = \pm 7,1 \text{ cm}$$

$$z_{s,c,D} = -\frac{A_{in} \cdot z_{in} - A_{k,D} \cdot z_{s,k}}{0,5 A_c} = \frac{749,9 \cdot 9,3 - 77 \cdot 7,1}{0,5 \cdot 1345,9} = -9,5 \text{ cm}$$

Teilschnittgrößen – Momente:

Tab. 8.1: Vollplastische Querschnittstragfähigkeit mit Nulllinie durch den Gesamtschwerpunkt

Nulllinienlage $z_{pl,1} = 0 \text{ mm}$	Last- richtung	Fläche $A_i [\text{cm}^2]$	Normalkraft $N_i = f_i \cdot A_i [\text{kN}]$	Schwerpunkt $z_{s,i} [\text{cm}]$	Moment $M_i = N_i \cdot z_i [\text{kNm}]$
Hohlprofil	Zug	70,2	1502,3	14,2	213,3
	Druck	70,2	-1502,3	-14,2	213,3
Stahlkerne	Zug	77,0	2487,1	7,1	176,6
	Druck	77,0	-2487,1	-7,1	176,6
Betonkern	Druck	673,0	-1346,0	-9,5	127,9
Σ	–	–	-1346,0	–	907,7

$$M_{pl,N,Rd,1} = \sum M_i = 907,7 \text{ kNm}$$

2) Plastische Nulllinie durch den Schwerpunkt der unteren Stahlkerne

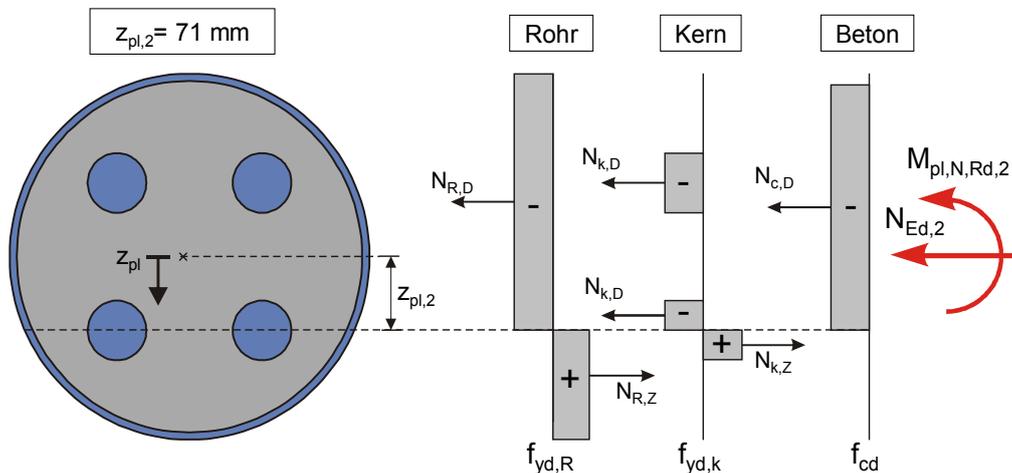


Abb. 8.4: Vollplastische Spannungsverteilung mit Nulllinie durch die Kernschwerpunkte

Lage der plastischen Nulllinie:

$$z_{pl,2} = z_{s,k} = 7,1 \text{ cm}$$

Hilfsflächen und zugehörige Schwerpunktskoordinaten:

$$\alpha_{aus} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{z_{pl,2}}{0,5 \cdot D_R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{7,1}{22,85}\right) = 2,51 \text{ rad}$$

$$\alpha_{in} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{z_{pl,2}}{0,5 \cdot D_R - t}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{7,1}{22,85 - 1,0}\right) = 2,48 \text{ rad}$$

$$A_{aus} = \frac{r_R^2}{2} \cdot (\alpha_{aus} - \sin \alpha_{aus}) = \frac{22,85^2}{2} \cdot (2,51 - \sin(2,51)) = 501,1 \text{ cm}^2$$

$$z_{aus} = \frac{4}{3} \cdot \frac{r_R \cdot \sin^3(0,5\alpha)}{\alpha - \sin \alpha} = \frac{4}{3} \cdot \frac{22,85 \cdot \sin^3(0,5 \cdot 2,51)}{2,51 - \sin(2,51)} = 13,6 \text{ cm}$$

$$A_{in} = \frac{(r_R - t)^2}{2} \cdot (\alpha_{in} - \sin \alpha_{in}) = \frac{(22,85 - 1,0)^2}{2} \cdot (2,48 - \sin(2,48)) = 445,3 \text{ cm}^2$$

$$z_{in} = \frac{4}{3} \cdot \frac{(r_R - t) \cdot \sin^3(0,5\alpha_{in})}{\alpha_{in} - \sin \alpha_{in}} = \frac{4}{3} \cdot \frac{21,85 \cdot \sin^3(0,5 \cdot 2,48)}{2,48 - \sin(2,48)} = 13,2 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_k = \frac{4 \cdot 3,5}{3 \cdot \pi} = 1,5 \text{ cm} \quad (\text{Halbkreis Stahlkern})$$

Teilschnittgrößen – Normalkräfte:

$$N_{R,Z} = f_{yd,R} \cdot A_{R,Z} = 21,4 \cdot (501,1 - 445,3) = 1194,1 \text{ kN}$$

$$N_{R,D} = -f_{yd,R} \cdot A_{R,D} = -21,4 \cdot (140,4 - (501,1 - 445,3)) = -1810,4 \text{ kN}$$

$$N_{k,Z} = f_{yd,k} \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot A_{k,Z} = 32,3 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 38,5 = 1243,6 \text{ kN}$$

$$N_{k,D} = -f_{yd,k} \cdot (2 + 2 \cdot 0,5) \cdot A_{k,D} = -32,3 \cdot 3 \cdot 38,5 = -3730,7 \text{ kN}$$

$$N_{c,D} = f_{cd} \cdot A_{c,D} = 2,0 \cdot (1345,9 - (445,3 - 2 \cdot 0,5 \cdot 38,5)) = -1878,2 \text{ kN}$$

$$N_d = \sum N_i = 1194,1 - 1810,4 + 1243,6 - 3730,7 - 1878,2$$

$$N_d = -4981,6 \text{ kN}$$

Auf die Schwerachse bezogene Hebelarme:

$$z_{s,R,D} = \frac{-(A_{aus} \cdot z_{aus} - A_{in} \cdot z_{in})}{A_R - (A_{aus} - A_{in})} = \frac{-(501,1 \cdot 13,6 - 445,3 \cdot 13,2)}{140,4 - (501,1 - 445,3)} = -11,1 \text{ cm}$$

$$z_{s,R,Z} = \frac{A_{aus} \cdot z_{aus} - A_{in} \cdot z_{in}}{A_{aus} - A_{in}} = \frac{501,1 \cdot 13,6 - 445,3 \cdot 13,2}{501,1 - 445,3} = 16,8 \text{ cm}$$

$$z_{s,k,D} = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{38,5 \cdot 2 \cdot (-7,1) + (7,1 - 1,5) \cdot 38,5 \cdot 0,5 \cdot 2}{38,5 \cdot 3} = -2,9 \text{ cm}$$

$$z_{s,k,Z} = 7,1 + 1,5 = 8,6 \text{ cm}$$

$$z_{s,c,D} = \frac{-(A_{in} \cdot z_{in} - 2 \cdot 0,5 \cdot A_k \cdot z_{s,k,Z})}{A_c - (A_{in} - 2 \cdot 0,5 \cdot A_k)} = \frac{-(445,3 \cdot 13,2 - 2 \cdot 0,5 \cdot 38,5 \cdot 8,6)}{1345,9 - (445,3 - 1 \cdot 38,5)}$$

$$z_{s,c,D} = -5,9 \text{ cm}$$

Teilschnittgrößen – Momente:

Tab. 8.2: Vollplastische Querschnittstragfähigkeit mit Nulllinie durch die Kernschwerpunkte

Nulllinienlage $z_{pl,2} = 71 \text{ mm}$	Last- richtung	Fläche $A_i [\text{cm}^2]$	Normalkraft $N_i = f_i \cdot A_i [\text{kN}]$	Schwerpunkt $z_{s,i} [\text{cm}]$	Moment $M_i = N_i \cdot z_i [\text{kNm}]$
Hohlprofil	Zug	55,8	1194,1	16,8	200,6
	Druck	84,6	-1810,4	-11,1	201,0
Stahlkerne	Zug	38,5	1243,6	8,6	106,9
	Druck	115,5	-3730,7	-2,9	108,2
Betonkern	Druck	939,1	-1878,2	-5,9	110,8
Σ	–	–	-4981,6	–	727,5

$$M_{pl,N,Rd,2} = \Sigma M_i = 727,5 \text{ kNm}$$

3) Plastische Nulllinie am unteren Rand der Kernprofile

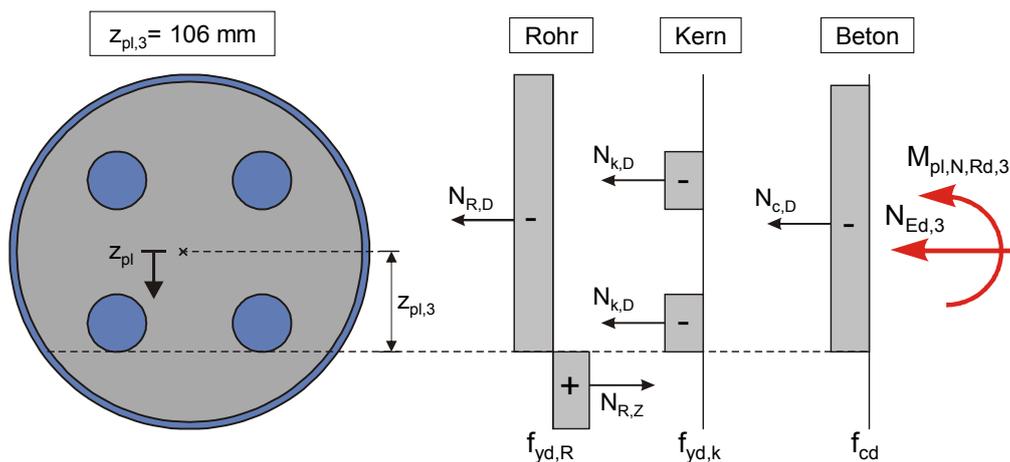


Abb. 8.5: Vollplastische Spannungsverteilung mit Nulllinie am unteren Kernprofilrand

Lage der plastischen Nulllinie:

$$z_{pl,3} = z_{s,k} + \frac{d_k}{2} = 7,1 + \frac{7,0}{2} = 10,6 \text{ cm}$$

Hilfsflächen und zugehörige Schwerpunktskoordinaten:

$$\alpha_{aus} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{z_{pl,2}}{0,5 \cdot D_R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{10,6}{22,85}\right) = 2,18 \text{ rad}$$

$$\alpha_{in} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{z_{pl,2}}{0,5 \cdot D_R - t}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{10,6}{22,85 - 1,0}\right) = 2,13 \text{ rad}$$

$$A_{aus} = \frac{r_R^2}{2} \cdot (\alpha_{aus} - \sin \alpha_{aus}) = \frac{22,85^2}{2} \cdot (2,18 - \sin(2,18)) = 355,0 \text{ cm}^2$$

$$z_{\text{aus}} = \frac{4 r_R \cdot \sin^3(0,5\alpha)}{3 \alpha - \sin \alpha} = \frac{4 \cdot 22,85 \cdot \sin^3(0,5 \cdot 2,18)}{3 \cdot 2,18 - \sin(2,18)} = 15,6 \text{ cm}$$

$$A_{\text{in}} = \frac{(r_R - t)^2}{2} \cdot (\alpha_{\text{in}} - \sin \alpha_{\text{in}}) = \frac{(22,85 - 1,0)^2}{2} \cdot (2,13 - \sin(2,13)) = 306,1 \text{ cm}^2$$

$$z_{\text{in}} = \frac{4 (r_R - t) \cdot \sin^3(0,5\alpha_{\text{in}})}{3 \alpha_{\text{in}} - \sin \alpha_{\text{in}}} = \frac{4 \cdot 21,85 \cdot \sin^3(0,5 \cdot 2,13)}{3 \cdot 2,13 - \sin(2,13)} = 15,2 \text{ cm}$$

Teilschnittgrößen – Normalkräfte:

$$N_{R,Z} = f_{y,d,R} \cdot A_{R,Z} = 21,4 \cdot (355,0 - 306,1) = 1046,6 \text{ kN}$$

$$N_{R,D} = -f_{y,d,R} \cdot A_{R,D} = -21,4 \cdot (140,4 - (355,0 - 306,1)) = -1958,1 \text{ kN}$$

$$N_{k,Z} = f_{y,d,k} \cdot 0 \cdot A_{k,Z} = 0 \text{ kN}$$

$$N_{k,D} = -f_{y,d,k} \cdot 4 \cdot A_{k,D} = -32,3 \cdot 4 \cdot 38,5 = -4974,2 \text{ kN}$$

$$N_{c,D} = -f_{cd} \cdot A_{c,D} = -2,0 \cdot (1345,9 - 306,1) = -2079,6 \text{ kN}$$

$$N_d = \sum N_i = 1046,6 - 1958,1 + 0 - 4974,2 - 2079,6$$

$$N_d = -7965,3 \text{ kN}$$

Auf die Schwerachse bezogene Hebelarme:

$$z_{s,R,Z} = \frac{A_{\text{aus}} \cdot z_{\text{aus}} - A_{\text{in}} \cdot z_{\text{in}}}{A_{\text{aus}} - A_{\text{in}}} = \frac{355,0 \cdot 15,6 - 306,1 \cdot 15,2}{355,0 - 306,1} = 18,1 \text{ cm}$$

$$z_{s,R,D} = \frac{-(A_{\text{aus}} \cdot z_{\text{aus}} - A_{\text{in}} \cdot z_{\text{in}})}{A_R - (A_{\text{aus}} - A_{\text{in}})} = \frac{-(355,0 \cdot 15,6 - 306,1 \cdot 15,2)}{140,4 - (355,0 - 306,1)} = -9,7 \text{ cm}$$

$$z_{s,k} = \pm 7,1 \text{ cm}$$

$$z_{s,c,D} = \frac{-(A_{\text{in}} \cdot z_{\text{in}})}{A_c - A_{\text{in}}} = \frac{-(306,1 \cdot 15,2)}{1345,9 - 306,1} = -4,5 \text{ cm}$$

Teilschnittgrößen – Momente:

Tab. 8.3: Vollplastische Querschnittstragfähigkeit mit Nulllinie am unteren Kernprofilrand

Nulllinienlage $z_{pl,3} = 106 \text{ mm}$	Last- richtung	Fläche $A_i [\text{cm}^2]$	Normalkraft $N_i = f_i \cdot A_i [\text{kN}]$	Schwerpunkt $z_{s,i} [\text{cm}]$	Moment $M_i = N_i \cdot z_i [\text{kNm}]$
Hohlprofil	Zug	48,9	1046,6	18,1	189,4
	Druck	91,5	-1958,1	-9,7	189,9
Stahlkerne	Zug	0,0	0,0	0,0	0,0
	Druck	154,0	-4974,2	-7,1+7,1	0,0
Betonkern	Druck	1039,8	-2079,6	-4,5	93,6
Σ	–	–	-7965,3	–	472,9

$$M_{pl,N,Rd,3} = \sum M_i = 472,9 \text{ kNm}$$

Die für verschiedene Normalkräfte ermittelten Momententragfähigkeiten ergeben als Polygonzug eine angenäherte M-N-Interaktionskurve, die in Abb. 8.6 zum Vergleich der exakten M-N-Interaktionskurve gegenübergestellt wird

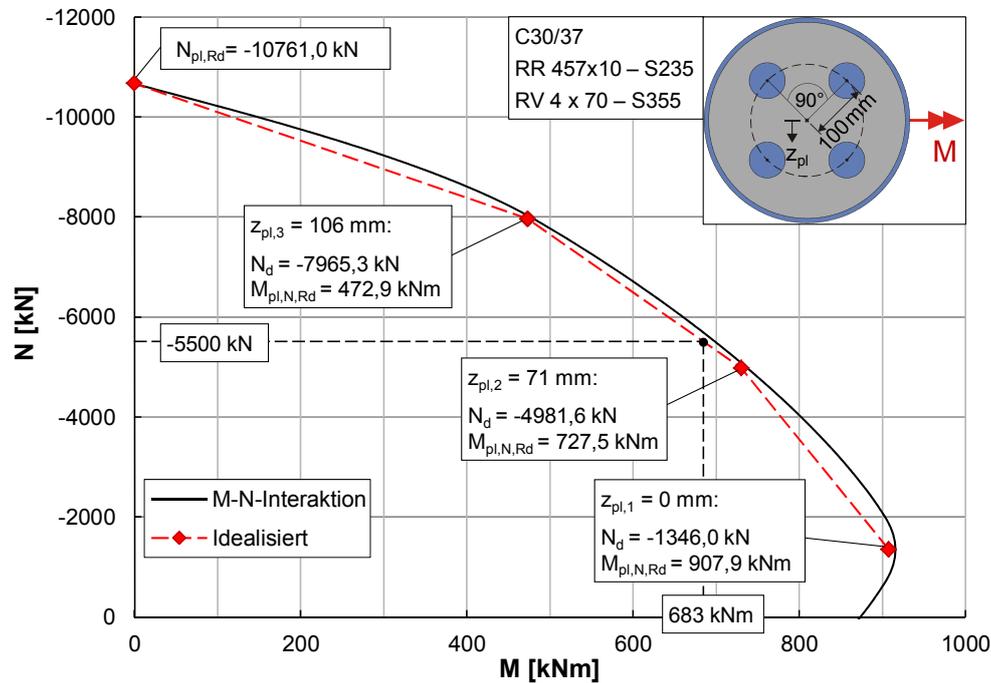


Abb. 8.6: Momenten-Normalkraft-Interaktionskurve

Die trilineare Näherungskurve weicht unwesentlich von der exakten M-N-Interaktionskurve ab und liegt insgesamt auf der sicheren Seite. In Anbetracht der geringen Abweichungen wird die zur vorhandenen Normalkraft gehörige Momententragfähigkeit $M_{pl,N,Rd}$ anhand der angenäherten Interaktionskurve ermittelt.

$$|N_d(z_{pl,2})| = 4981,6 \text{ kN} \leq |N_d| = 5500 \text{ kN} \leq |N_d(z_{pl,3})| = 7965,3 \text{ kN}:$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,N,Rd,2} + \frac{M_{pl,N,Rd,3} - M_{pl,N,Rd,2}}{|N_d(z_{pl,3})| - |N_d(z_{pl,2})|} \cdot (|N_d| - |N_d(z_{pl,2})|)$$

$$M_{pl,N,Rd} = 727,5 + \frac{472,9 - 727,5}{7965,3 - 4981,6} \cdot (5500 - 4981,6) = 683,3 \text{ kNm}$$

Aus der Umrechnung des Bemessungswertes der vollplastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,N,Rd}$ von 683,3 kNm unter Zuhilfenahme des lastabhängigen Beiwertes $\alpha_M(N_{Ed})$ resultiert schließlich der Bemessungswert der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit $M_{db,N,Rd}$:

$$M_{db,N,Rd} = \alpha_M(N_{Ed}) \cdot M_{pl,N,Rd} \quad \text{Gl. (5.6)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{5500}{10761} = 0,51 \geq 0,50 : \alpha(N_{Ed}) = 1,2 - 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Gl. (5.5)}$$

$$\alpha(N_{Ed}) = 1,2 - 0,8 \cdot 0,51 = 0,792$$

$$M_{db,N,Rd} = 0,792 \cdot 683,3 = 541,2 \text{ kNm}$$

Für eine Drucknormalkraft von 5500 kN ergibt sich nach Gl. (5.6) eine von der Betondehnung begrenzte Momententragfähigkeit von 541,2 kNm. Wie Abb. 8.7 zu entnehmen ist, beträgt die exakte dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit 599 kNm. Bezogen auf die vollplastische Querschnittstragfähigkeit liegt für den betrachteten Querschnitt eine auf der sicheren Seite liegende Abweichung von 8 % vor.

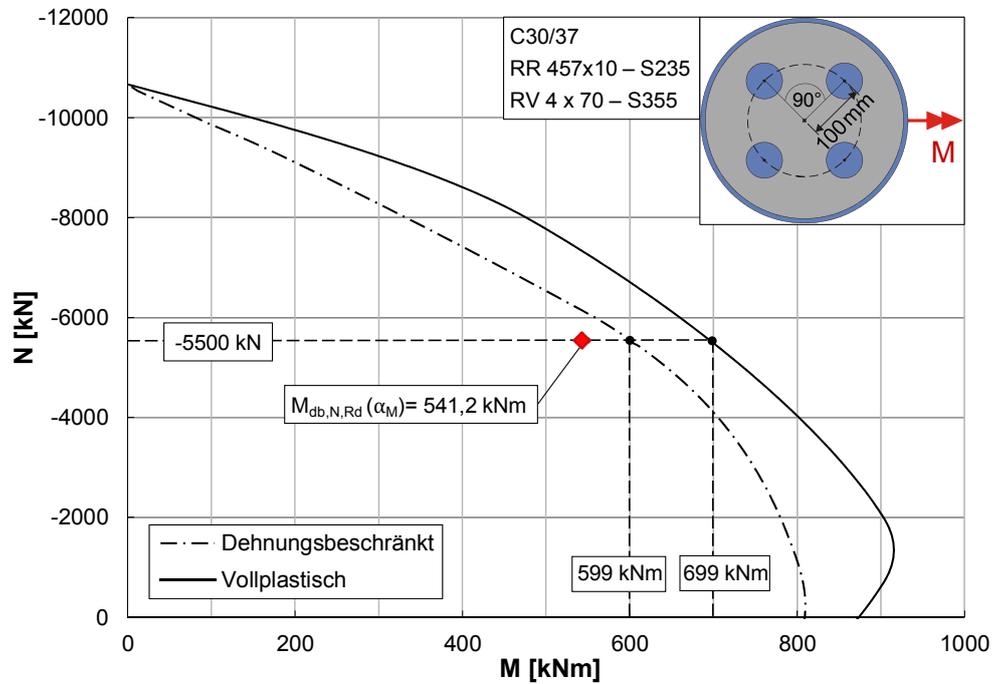


Abb. 8.7: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Querschnittstragfähigkeit

Tragfähigkeitsnachweis

Es ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert des maximalen Biegemomentes den Bemessungswert der dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit nicht überschreitet.

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{db,N,Rd}} = \frac{M_{Ed,max}}{\alpha_M(N_{Ed}) \cdot M_{pl,N,Rd}} = \frac{460,4}{541,2} = 0,85 \leq 1,00 \quad \left. \vphantom{\frac{M_{Ed,max}}{M_{db,N,Rd}}} \right| \text{Gl. (6.1)}$$

Der Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit gilt damit als erbracht.

9 Schlussbemerkung

9.1 Zusammenfassung

Im Hoch- und Industriebau hat sich der Einsatz von Hohlprofil-Verbundstützen mit Einstellprofilen bewährt. Die im Vergleich zum klassischen Stahlbetonbau hohen Tragfähigkeiten resultieren vorwiegend aus der zusätzlichen Anordnung eines zentrischen Stahlkerns. Im Fall großer Querschnittsabmessungen gestalten sich allerdings die Herstellung und Montage des Stahlkerns als äußerst schwierig. Ferner ist mit zunehmender Abmessung des Kernquerschnitts aufgrund herstellungsbedingter struktureller Imperfektionen (Eigenspannungen) von einer Abnahme der Tragfähigkeit auszugehen. Vor diesem Hintergrund wurde ein Stützentyp entwickelt, bei dem im ausbetonierten Hohlprofil mehrere Rundvollkerne als Einstellprofile anstelle eines massiven Stahlkerns eingesetzt werden.

Zwar ermöglichen numerische Bemessungsmethoden unter Verwendung von anspruchsvollen FE-Berechnungsprogrammen die Bemessung dieses Stützentyps, allerdings erfordert der Umgang mit diesen Verfahren umfangreiche Kenntnisse, Erfahrungen in den numerischen Methoden und einen vergleichsweise hohen Zeitaufwand. Insofern ist für die praxisorientierte Bemessung von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen die Entwicklung eines vereinfachten und praktikablen Berechnungsverfahrens angezeigt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die theoretischen Grundlagen zur Beurteilung des globalen Tragverhaltens von mehrkernigen Hohlprofil-Verbundstützen erarbeitet und darauf aufbauend ein baupraktisches Bemessungsmodell für diesen Stützentyp hergeleitet. Zu diesem Zweck wurde ein Rechenmodell mit der Finite-Element-Methode entwickelt. Die Kalibrierung sowie die Validierung des numerischen Modells erfolgten anhand von Traglastversuchen an großformatigen Stützenkörpern mit planmäßiger Beanspruchung durch Biegung und Normalkraft. Dabei wurden die Rückstellwirkung der Lagerkonstruktionen sowie das Last-Verformungsverhalten der im Lasteinleitungsbereich eingesetzten Verbundmittel berücksichtigt.

In Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 (2010) wurden theoretische Untersuchungen mit diesem neuen Querschnittstyp durchgeführt, wobei sowohl die Kernanzahl als auch die Kernlage als wesentliche Querschnitteigenschaft variiert wurden. Folgende maßgebliche Ergebnisse wurden im Rahmen von umfangreichen Parameteranalysen erzielt, die bei der Herleitung des Näherungsverfahrens Berücksichtigung fanden:

- Einfluss der Querschnittsausbildung auf die Querschnittstragfähigkeit:
Unter Einbeziehung der Kernanzahl sowie in Abhängigkeit von dem Querschnittsparameter r/D_R , mit dem der Schwerpunktabstand der Einzelkerne zum Gesamtquerschnitt bezogen auf den Rohrdurchmesser beschrieben wird, wurden die dehnungsbeschränkte und die vollplastische Momententragfähigkeit bestimmt. Aus den Ergebnissen ließ sich ein normalkraftabhängiger Beiwert α_M , der das Verhältnis aus dehnungsbeschränkter und vollplastischer Momententragfähigkeit wiedergibt, erarbeiten. Das Verhältnis aus Kern- zu Rohrdurchmesser d_k/D_R zeigte keinen nennenswerten Einfluss auf den Beiwert α_M . Weiterhin wurden Konstruktions-

empfehlungen zur konstruktiven Durchbildung angegeben, die die eingeführte Querschnittsgröße r implizieren.

- Einstufung des Querschnittstyps in die Knickspannungslinien:
Mithilfe zahlreicher Traglastberechnungen erfolgte die Einstufung der mehrkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnitte in die europäischen Knickspannungslinien nach DIN EN 1993 in Abhängigkeit von dem Kerndurchmesser d_k und dem geometrischen Verhältnis d_k/D_R . Der Kernanzahl wird für die Einstufung keine besondere Bedeutung beigemessen.
- Geometrische Ersatzimperfektion:
Unter Berücksichtigung der Effekte aus Elastizitätstheorie II. Ordnung wurde eine geometrische Ersatzimperfektion, die aus dem Herstellungsprozess der Einstellkerne resultierende Eigenspannungen sowie Vorkrümmungen als geometrische Imperfektion erfasst, bestimmt. Die Ersatzimperfektion ist analog zur angewandten Norm unabhängig von Materialeigenschaften und Querschnittsausbildung. Sie ist ausschließlich von der Länge des statischen Stützensystems abhängig.
- Effektive Biegesteifigkeit:
Mithilfe eines hergeleiteten Korrekturbeiwertes k_B , der die Einflüsse aus Größe und Wirkungsrichtung von Randmomenten direkt einbezieht, wurde der Ansatz zur effektiven Biegesteifigkeit nach EC 4 für die Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung modifiziert. Die Ergebnisse der Traglastberechnungen zeigen ebenfalls, dass sich die Biegesteifigkeit und die Traglast infolge der exzentrischen Anordnung der Einstellkerne im Querschnitt mit zunehmendem Abstand zum Gesamtschwerpunkt merklich erhöhen, worin u. a. ein wirtschaftlicher Vorteil dieses Querschnittstyps zu sehen ist.

In Analogie zum vereinfachten Bemessungskonzept nach DIN EN 1994-1-1 wurde schließlich ein Vorschlag für ein Handrechenverfahren unter Angabe des Anwendungsbereichs erarbeitet, das die Bemessung von mehrkernigen Verbundstützen ermöglicht.

Ferner wurde der Fragestellung zum Einfluss der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge auf das globale Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen nachgegangen. Unter Variation der Verbundmittelsteifigkeit der Endverdübelung im Lasteinleitungsbereich wurden die Auswirkungen auf Traglast, Verformungen sowie Dehnungen an den einzelnen Querschnittskomponenten untersucht. Hierzu diente das experimentell abgesicherte Rechenmodell, an dem die Verbundmittel mithilfe von diskreten Federelementen idealisiert wurden. Folgende Erkenntnisse ergaben sich aus den numerischen Analysen:

- Traglast und Durchbiegung zeigen keine Abhängigkeit von der Verbundmittelsteifigkeit, sofern die Schubtragfähigkeit der Verbundfugen nicht überschritten wurde.
- Die Relativverschiebungen in den Verbundfugen werden in großem Maße durch die Steifigkeit der Endverdübelung beeinflusst.
- Mit zunehmender Verbundmittelsteifigkeit verringern sich die Dehnungssprünge im Verbundquerschnitt, sodass bei entsprechender Ausbildung des Lasteinleitungs-

bereichs die Anforderungen für die Hypothese vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts eingehalten werden.

Basierend auf den Erkenntnissen der vorgestellten Untersuchungen ergaben sich schließlich weitere Fragestellungen für zukünftige Forschungsarbeiten.

9.2 Ausblick

Die in den experimentellen und theoretischen Untersuchungen erzielten Erkenntnisse gelten ausschließlich für Hohlprofil-Verbundstützen aus ausbetonierten Rohrprofilen und Rundvollkernen. Da nicht festgestellt wurde, inwiefern abweichende Querschnittsformen wie rechteckförmige Hohl- und Kernprofile Auswirkungen auf den seitlichen Betonquerdruck und somit auf die Umschnürung des Betonkerns haben, gilt es, diesen Einfluss auf das Tragverhalten durch weitere Parameteranalysen quantitativ zu erfassen. Basierend auf den erzielten Resultaten kann der Anwendungsbereich des Ingenieurmodells um diese Querschnittstypen erweitert werden.

Gleichermaßen wurden die angestellten Untersuchungen auf normalfeste Werkstoffe beschränkt. Begründet durch zunehmend strengere Anforderung an die Nutzflächen und den Einsatz von Betonstützen aus hochfesten und ultrahochfesten Betonen im Hochhausbau bietet sich die Ausdehnung der Untersuchungsparameter auf hochfeste Werkstoffe an, wodurch die Möglichkeit zur Erhöhung der Stützentragfähigkeit bei gleichzeitiger Optimierung der Nutzflächen gegeben wird.

Weiterhin bezieht sich das im Rahmen dieser Arbeit hergeleitete Näherungsverfahren ausschließlich auf die Stützenbemessung für den Kaltfall. Für die Bemessung im Brandfall ist das allgemeine Bemessungsverfahren nach DIN EN 1994-1-2 anzuwenden. Zwar existiert im Regelwerk ein für den Brandfall entwickeltes Näherungsverfahren als alternatives Bemessungsverfahren, allerdings ist der Anwendungsbereich auf kammerbetonierte I-Profile und ausbetonierte Hohlprofile ohne Einstellprofile begrenzt. Im Hinblick auf einen praxisorientierten Einsatz in Verbindung mit geringem Bemessungsaufwand im Brandfall ist die Herleitung eines vereinfachten Verfahrens für den mehrkernigen Stützentyp wünschenswert.

Nicht abschließend geklärt ist der Einfluss einer nachgiebigen Verbundfuge auf das Trag- und Lastverteilungsverhalten. Die eigens durchgeführten numerischen Analysen zur nachgiebigen Verbundfuge beziehen sich auf den Fall einer simultanen Einleitung der Normalkräfte über Beton und Einstellprofil. Praxisübliche Ausführungen von Anschlussystemen an Hohlprofil-Verbundstützen (s. Abb. 9.1) zeigen, dass die Lasteintragung auch auf einzelne Querschnittskomponenten des Stützensystems beschränkt werden können. Durch den Anschluss von Querträgern an den Stahlkern wird die lokale Lasteinleitung direkt über das Einstellprofil realisiert, während im Fall des Stützenstoßes im Auflagerbereich der Decken der Lastanteil aus den Decken als zusätzliche Belastung bei Außerachtlassung des Stahlmantels unmittelbar in den Betonkern der Stütze eingetragen wird. In Bezug auf den mehrkernigen Stützentyp empfiehlt es sich, die Untersuchungen unter Variation von Kernanzahl sowie Kernabstand zur Querschnittsmitte zu erweitern.

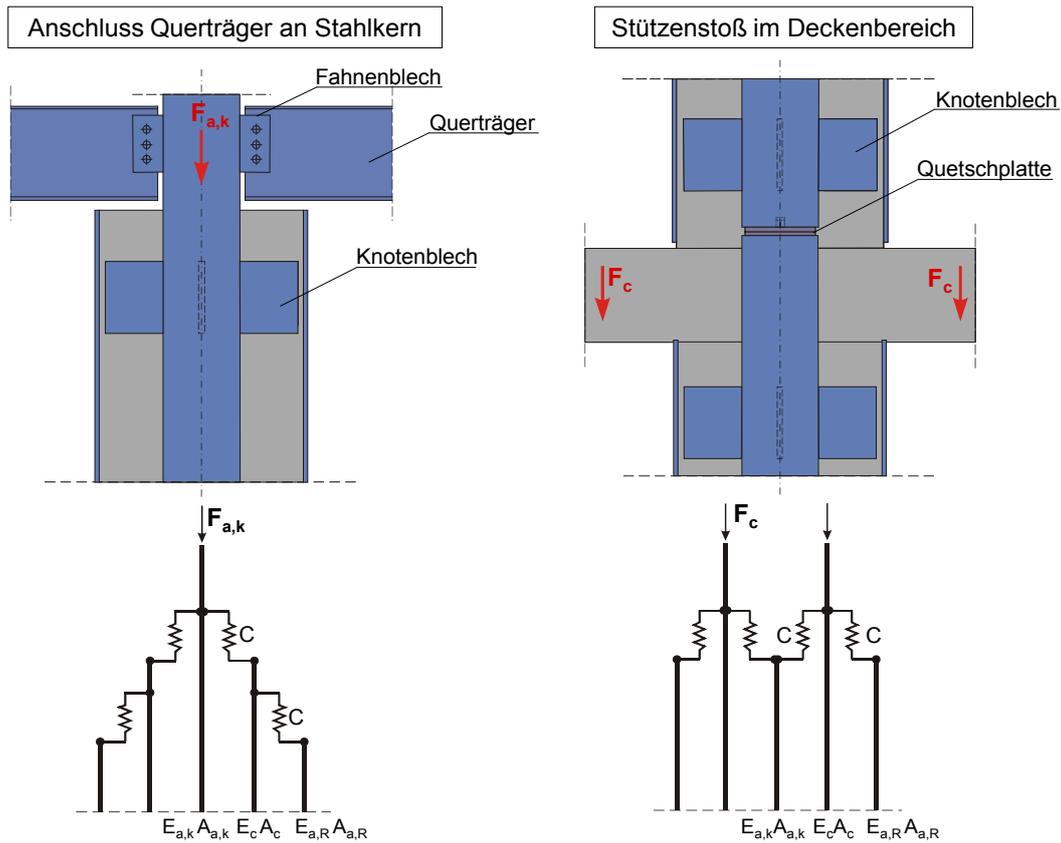


Abb. 9.1: Beispiele für Verbindungen von angrenzenden Bauteilen an Stützensystemen

Weitere Analysen zur Nachgiebigkeit in der Verbundfuge erfordern jedoch gesicherte Erkenntnisse zur übertragbaren Verbundspannung zwischen Baustahl und Beton. Einflüsse aus Biegekrümmungen, planmäßige Lastexzentrizität sowie Auswirkungen aus lokaler Lasteinleitung auf den Betonquerdruck in ausbetonierten Hohlprofilen und folglich auf die aus Längsschubkräften resultierenden Verbundspannungen wurden nach derzeitigem Stand nicht ausreichend genau erfasst. Dies spiegelt sich in dem Bemessungsansatz der Regelwerke zum Nachweis der Verbundsicherung wider, wonach der Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit unabhängig von diesen Einflussgrößen festgelegt wird.

Literaturverzeichnis

- BERGMANN, M., 2013. *Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall* (Dissertation). Bergische Universität Wuppertal: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- BERGMANN, R., 1981. *Traglastberechnung von Verbundstützen* (Dissertation). Mitteilung Nr. 81-2. Ruhr-Universität Bochum: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- BERGMANN, R., 1996. *Geometrische Ersatzimperfektionen für Verbundstützen, die in die Knickspannungslinie a eingestuft sind*. Witten: DIBt-Forschungsbericht.
- BERGMANN, R., 2004. *Zur Geschichte der Biegesteifigkeit bei Verbundstützen*. Stahlbau 73, Issue 9.
- BODE, H. & BERGMANN, R., 1993. *Betongefüllte Stahlhohlprofilstützen*. Stahl- Informations-Zentrum, Merkblatt Nr. 167, Düsseldorf
- CEB-FIP MODEL CODE (1990). Comité Euro-International du Béton, Juli 1991. - Design Code. Thomas Telford. London
- DIBt DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, 2007. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.4-38 - Perfobondleiste Donges Stahlbau GmbH*. Berlin: 28.03.2007.
- DIBt DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, 2014. *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.3-60 - Verbundstütze mit Kernprofil System Geillinger-Spannverbund GmbH*. Berlin: 30.09.2014.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 1984. *DIN 18806-1: Verbundkonstruktionen - Verbundstützen*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2007. *DIN 18800-5: Stahlbauten - Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2009. *DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2010. *DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2010. *DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2017. *DIN EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile*; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2010. *DIN EN 1994-1-1/-NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2010. *DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2012. *DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2014. *DIN EN 12390-13: Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*; Deutsche Fassung EN 12390-13:2013. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2014. *DIN EN 206: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2014. *DIN EN ISO 6892-1: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*; Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2009. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., 2012. *DIN EN 12390: Prüfung von Festbeton*. Berlin.
- EGGEMANN, H., 2003. *Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen im Hochbau: Entwicklung, historische Bemessung und Herleitung eines Näherungsverfahrens* (Dissertation). Veröffentlicht auf der Webseite der Hochschulbibliothek http://publications.rwth-aachen.de/record/58889/files/Eggemann_Holger.pdf [Zugriff: 04.08.2015]. RWTH Aachen: Fakultät für Architektur.
- EVRIKEN, B., TINCAN, A. & TASKIN, K., 2002. *Structural behavior of concrete filled steel tubular sections (CFT/CFSt) under axial compression*. Elsevier, Thin-Walled Structures, Issue 80, pp. 46-56.
- GABBERT, U. & RAECKE, I., 2013. *Technische Mechanik für Wirtschaftsingenieure*. München: Carl Hanser Verlag.
- GEIßLER, K., 2014. *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Berlin: Ernst & Sohn.

- HANSWILLE, G., 1999. *Zur Behandlung der Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden des Betons*. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr.
- HANSWILLE, G., 2003. *Die Bemessung von Stahlverbundstützen nach nationalen und EU-Regeln*. Der Prüferingenieur, Issue 22, pp. 17-31.
- HANSWILLE, G., 2007. *Neue Entwicklungen im Verbundbau*. Stahlbau 76, Issue 11, pp. 781.
- HANSWILLE, G. & BERGMANN, R., 1999. *Neuere Untersuchungen zur Bemessung und Lasteinleitung von ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen*. Innsbruck: Institut für Stahlbau, Holzbau und Mischbautechnologie.
- HANSWILLE, G. & BERGMANN, R., 2001. *Ermittlung geometrischer Ersatzimperfektionen für Verbundstützen mit hochfesten Stählen* (Forschungsbericht). Bochum: HRA Ingenieurgesellschaft mbH; Deutsches Institut für Bautechnik.
- HANSWILLE, G., & BERGMANN, R. & BERGMANN, M., 2017. *Design of composite columns with cross-sections not covered by Eurocode 4*. Dedicated to Akimitsu Kurita on his 70th birthday. Steel Construction, Volume 10, Issue 1, pp. 10-16.
- HANSWILLE, G., BERGMANN, M. & BÖHLING, S., 2014. *Zur Bemessung von Verbundstützen mit vollständig einbetonierten Stahlquerschnitten bei vom Eurocode 4 abweichender Betonquerschnittsgeometrie*. In: Massivbau im Wandel: Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger. RWTH Aachen: Institut für Massivbau.
- HANSWILLE, G., CHANOU, M. & MENKENHAGEN, P., 2015. *Neue Mehrkernstütze im Stahlverbundbau – Experimentelle Untersuchungen*. ZIM-Forschungsbericht (unveröffentlicht). Bergische Universität Wuppertal: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- HANSWILLE, G. & LIPPES, M., 2007. *Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt). Düsseldorf: Stahlbau Verlags- und Service GmbH.
- HANSWILLE, G. & LIPPES, M., 2008. *Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-Verbundstützen*. Stahlbau 77, Issue 4.
- HANSWILLE, G. & PORSCH, M., 2004a. *Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofilverbundstützen mit normal- und hochfestem Beton*. P 487. Düsseldorf: FOSTA - Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. im Stahl-Zentrum.
- HANSWILLE, G. & PORSCH, M., 2004b. *Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofil-Verbundstützen*. Stahlbau 73, Issue 9.
- HANSWILLE, G., SCHÄFER, M. & BERGMANN, M., 2010. *Stahlbaunormen: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion - Kommentar zu DIN 18800-5, Ausgabe März 2007*. In: Stahlbau Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, pp. 246-341.

- HEINEMEYER, S., 2011. *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten* (Dissertation). Veröffentlicht auf der Webseite der Hochschulbibliothek <http://publications.rwth-aachen.de/record/64391/files/3634.pdf> [Zugriff: 01.07.2016]. RWTH Aachen: Institut für Massivbau.
- HEYDE, S., 2008. *Nachweisverfahren für historische Stützen aus Grauguss* (Dissertation). Technische Universität Berlin: Fachgebiet Metall- und Leichtbau.
- JOHANSSON, M. & GYLLTOFT, K., 2002. *Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns*. Structural Engineering, ASCE 128, Issue 8, pp. 1073-1081.
- KOHNKE, P. & ANSYS INC., 1999. *Theory Reference - Ansys Release 5.6 - Eleventh Edition*. Southpointe/Canonsburg - PA: SAS IP Inc.
- LEONHARDT, F., ANDRÄ, W., ANDRÄ, H.-P. & HARRE, W., 1987. *Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, Issue 12, pp. 325-331.
- LINDNER, J., 1974a. *Der Einfluss von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern*. Stahlbau 43, Issue 2, pp. 86-91.
- LINDNER, J., 1974b. *Der Einfluss von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern*. Stahlbau 43, Issue 3, pp. 39-45.
- LINDNER, J., 1978. *Näherungen für die Europäischen Knickspannungskurven*. Bautechnik 55, pp. 344-347.
- LINDNER, J., 1996. *Geometrische Ersatzimperfektionen für Verbundstützen, die in die Knickspannungslinie b und c eingestuft sind*. Berlin: DIBt-Forschungsbericht.
- LINDNER, J. & BERGMANN, R., 1998. *Zur Bemessung von Verbundstützen nach DIN 18800 Teil 5*. Stahlbau 67, Issue 7.
- LINDNER, J., SCHEER, J. & SCHMIDT, H., 1998. *Stahlbauten – Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis 4 - Beuth-Kommentare*. Berlin: Ernst & Sohn.
- LINDSCHULTE, N., 2013. *Druckverhalten von Rohren aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung* (Dissertation). Leibniz Universität Hannover: Institut für Baustoffe.
- LIPPES, M., 2008. *Zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen* (Dissertation). Bergische Universität Wuppertal: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- LU, Z. H. & ZHAO, Y., 2008. *Mechanical behavior and ultimate strength of circular CFT Columns subjected to axial compression loads*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12-17 Oktober. Beijing (China).
- MANGERIG, I., ZAPFE, C. & BURGER, S., 2005. *Betondübel im Verbundbau*. In: Stahlbau Kalender. Berlin: Ernst & Sohn, pp. 535-598.
- MAQOUI, R. & RONDAL, J., 1978. *Analytische Formulierung der neuen Europäischen Knickspannungslinien*. Acier-Stahl-Steel 43, pp. 23-28.

- MORISHITA, Y., TOMII, M. & YOSHIMURA, K., 1979a. *Experimental studies on bond strength in concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads*. In: Transaction of Japan Concrete Institute. Japan: Oita, Vol. 1, pp. 351-358.
- MORISHITA, Y., TOMII, M. & YOSHIMURA, K., 1979b. *Experimental studies on bond strength in concrete filled square and octagonal steel tubular columns subjected to axial loads*. In: Transactions of the Japan Concrete Institute. Japan: Oita, Vol.1, pp. 359-366.
- PIEL, W., 2004. *Zur Erhöhung der Durchstantragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen* (Dissertation). Bergische Universität Wuppertal: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- REITZ, D., 2003. *Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleiste als duktiles Verbundmittel* (Dissertation). Darmstadt: Technische Universität.
- ROIK, K. & BERGMANN, R., 1989. *Verbundstützen - Hintergrundbericht zu Eurocode 4*. Bericht EC4/6/89, Hrsg.: Minister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau.
- ROIK, K. & BERGMANN, R., 1992. *Composite Columns*. Constructional Steel Design, USA: New York, Elsevier Science Publishers, pp. 443-469 (Chapter 4.2).
- ROIK, K., BREIT, M. & SCHWALBENHOFER, K., 1984. *Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Stahlprofil und Beton bei Stützenkonstruktionen - Forschungsbericht*. Bochum: Projekt 51 der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V..
- ROIK, K. & SCHAUMANN, P., 1980. *Tragverhalten von Vollprofilverbundstützen - Fließgrenzenverteilung an Vollprofilquerschnitten*. Ruhr-Universität Bochum: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- SAUERBORN, N., 2006. *Verbundstützen im Hochhausbau*. Bautechnik, Issue 4, pp. 284-287.
- SAUERBORN, N. & KRETZ, J., 2010. *Verbundstützen*. In: Stahlbau Kalender - Verbundbau. Berlin: Ernst & Sohn, pp. 424-482.
- SCHNEIDER, S.P., 1998. *Axially loaded concrete-filled steel tubes*. Structural Engineering, ASCE 124, Issue 10, pp. 1125-1138.
- SHAH, D.K., VAKIL, M.D. & PATEL, M., 2014. *Behavior of concrete filled steel tube column*, International Journal of Engineering Development and Research – IJEDR, Volume 2, Issue 1, pp. 325-328.
- SIEBOLD, H., 1986. *Der Einfluss von Eigenspannungen auf das Tragverhalten von Druckstäben aus warmgewalzten Hohlprofilen*. Bauingenieur 61.
- SOBEK, W. ET AL., 2004. *Das Hochhausensemble am Münchner Tor*. Stahlbau, Issue 10, pp. 785-790.
- SOBEK, W., HAGENMAYER, S., DUDER, M. & WINTERSTETTER, T., 2006. *Die "Highlight Munich Business Towers" in München - Tragwerksplanung und statische Nachweise*. Bautechnik, Issue 4, pp. 247-253.

- ÜSTÜNDAĞ, C., 2007. *Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen* (Dissertation). Bergische Universität Wuppertal: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- VIRDI, K. & DOWLING, P., 1975. *Bond strength in concrete filled circular steel Tubes*. CESLIC Report CC11. London: Imperial College.
- WILLAM, K. & WARNKE, E., 1974. *Constitute model for the triaxial behaviour of concrete*. In: IABSE - International Association of Bridge and Structural Engineers. Seminar on: Concrete Structures subjected to Triaxial Stresses. Ismes - Bergamo (Italy).
- WURZER, O., 1997. *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln* (Dissertation). Universität der Bundeswehr München: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- XIE, J., MACGREGOR, J. G. & ELWI, A. E., 1995. *Mechanical Properties of Three High-Strength Concretes Containing Silica Fume*. Issue 2, pp. 135-145.
- ZAPFE, C., 2001. *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte* (Dissertation). Universität der Bundeswehr München: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau.
- ZILCH, K., DIEDERICHS, C. & KATZENBACH, R., 2002. *Handbuch für Bauingenieure*. Berlin: Springer-Verlag.

Anhänge

Anhang A Lasteinleitungskonstruktion der Versuchsstützen

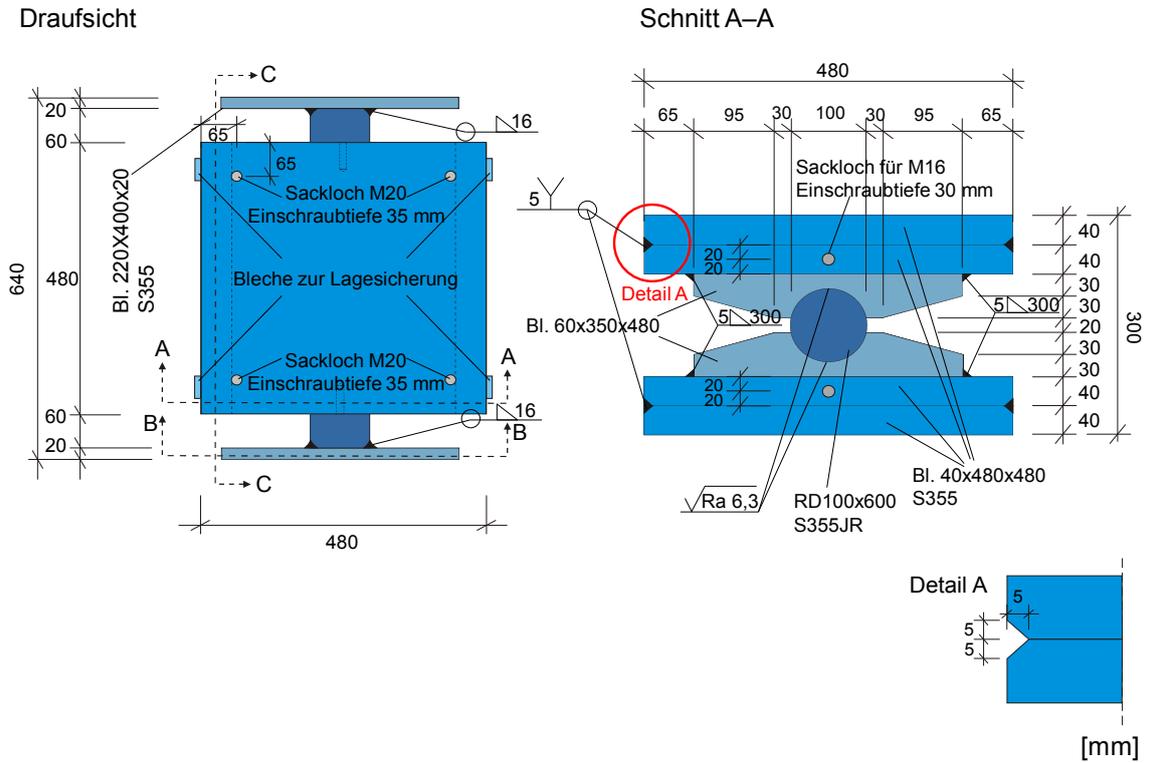


Abb. A. 1: Aufbau der Lagerkonstruktion – Schnitt A-A

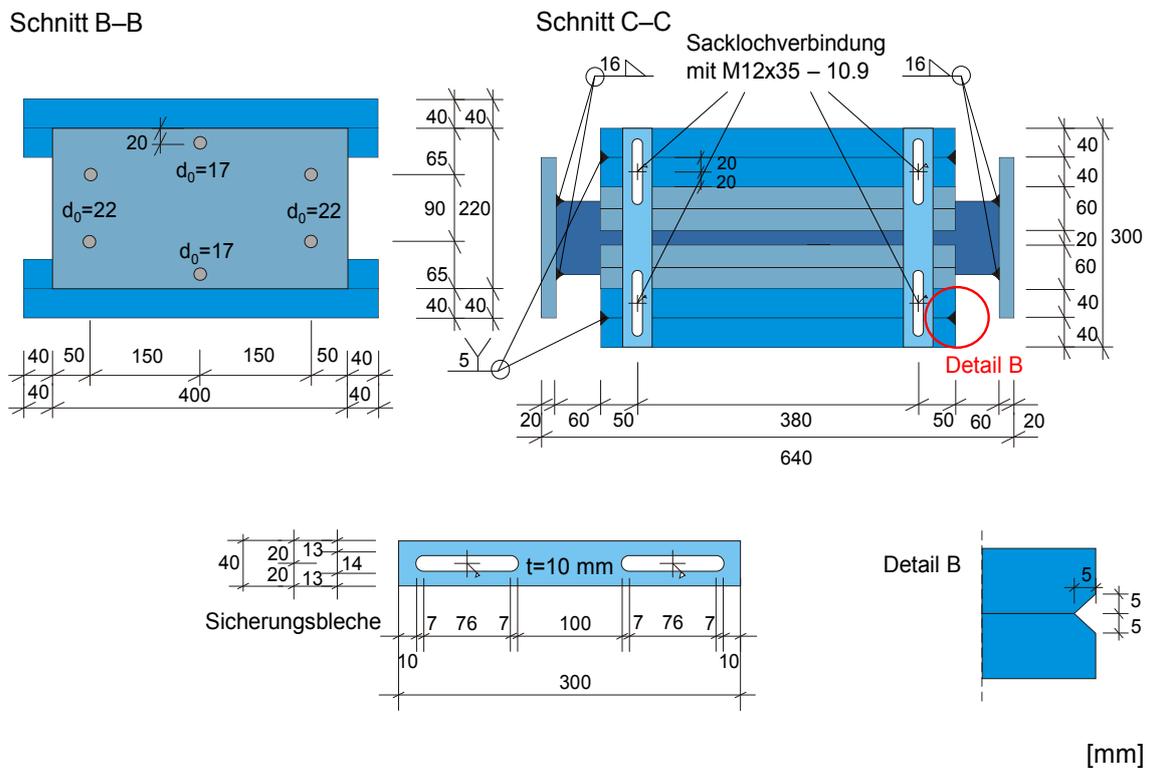


Abb. A. 2: Aufbau der Lagerkonstruktion – Schnitt B-B und Schnitt C-C

Anhang B Großformatige Versuchskörper für die Stützenversuche

Tab. B. 1: Abmessungen der Einzelkomponenten der Stützenkörper

Abmessungen – Versuchskörper			Stütze S-I	Stütze S-II	Stütze S-III			
			[mm]	[mm]	[mm]			
Versuchskörperlänge		l_{ges}	3240	3240	3240			
Mantelrohrlänge		l_R	3100	3100	3099			
Mantelrohrdicke (beschichtet) Achse B		t_R	6,2	6,3	6,2			
Mantelrohrdicke (beschichtet) Achse F		t_R	6,2	6,3	6,2			
Überstand Beton	Kopfbereich	l_B	47,7	48,8	50,0			
	Fußbereich	l_B	49,3	49,0	51,0			
Rohrdurchmesser Achse B		d_1	325,5	323,5	323,5			
		d_2	323,5	325,5	325,5			
Rohrdurchmesser Achse F		d_1	325,5	323,5	323,5			
		d_2	323,5	325,5	324,5			
Kernlänge	KI	l_K	3220	3219	3220			
	KII	l_K	3221	3221	3222			
	KIII	l_K	3220	3220	3221			
Kerndurchmesser Achse D		KI	d_3	80,3	80,3	80,1		
			d_4	80,5	80,3	80,3		
		KII	d_3	80,3	80,3	80,5		
			d_4	80,3	80,3	80,5		
		KIII	d_3	80,3	80,3	80,5		
			d_4	80,5	80,5	80,5		
		Schweißnahtdicke Kern-Fußplatte		KI	a_w	10,7	10,7	10,7
				KII	a_w	10,7	10,7	10,7
KIII	a_w			10,7	11,0	10,7		
Kopfplattendicke		t	20,0	20,1	20,0			
Fußplattendicke		t	20,1	20,1	20,0			
Querschnitt		Schnitt A – A						

Tab. B. 2: Ausbildung des Lasteinleitungsbereichs von Stützenkörper S-II und S-III

Abmessungen – Lasteinleitungsbereich		Stütze S-II	Stütze S-III	
		[mm]	[mm]	
Knotenbleche	l_d	284,5	285,0	
	b_d	92,0	92,0	
	t_d	12,0	12,0	
	d_d	35,0	35,0	
Knotenbleche Kopfpunkt	$\Delta h_{d,1}$	100,1	100,0	
	$\Delta h_{d,2}$	100,5	101,0	
	$\Delta h_{d,3}$	100,0	100,5	
Knotenbleche Fußpunkt	$\Delta h_{d,1}$	100,0	100,5	
	$\Delta h_{d,2}$	100,0	100,5	
	$\Delta h_{d,3}$	100,5	99,5	
Schubringe	t_s	20,0	20,0	
	d_s	94,0	93,5	
Schubringe Kopfbereich	KI	s_1	80,0	82,0
		s_2	80,0	80,5
		Δh_s	160,0	161,0
	KII	s_1	80,0	79,0
		s_2	80,0	80,0
		Δh_s	160,0	160,0
	KIII	s_1	80,0	80,0
		s_2	79,0	80,0
		Δh_s	160,0	160,0
Schubringe Fußbereich	KI	s_1	80,0	82,0
		s_2	80,0	81,0
		Δh_s	160,0	161,0
	KII	s_1	80,0	80,0
		s_2	79,0	80,0
		Δh_s	158,5	160,0
	KIII	s_1	79,0	80,0
		s_2	80,0	82,0
		Δh_s	160,0	160,0
Schweißnaht Knotenblech-Rohr	a_w	5,0	5,0	
l_w	284,5	285,0		
Schweißnaht Schubrippe-Kern	a_w	3,2	3,2	

Anhang C Experimentelle Untersuchung – Dehnungsentwicklung in den mehrkernigen Versuchskörpern

Im Folgenden werden die Last-Dehnungsbeziehungen an den einzelnen Stahlkernen und an dem Stahlmantel anhand der Messung im Traglastversuch bis zur Maximallast mit anschließender weggeregelter Halteperiode dargestellt und bewertet. Zu diesem Zweck wurden die am oberen und unteren Lasteinleitungsbereich aufgezeichneten Messwerte gemittelt, wodurch die Streuung der Dehnungswerte weitgehend minimiert wurde.

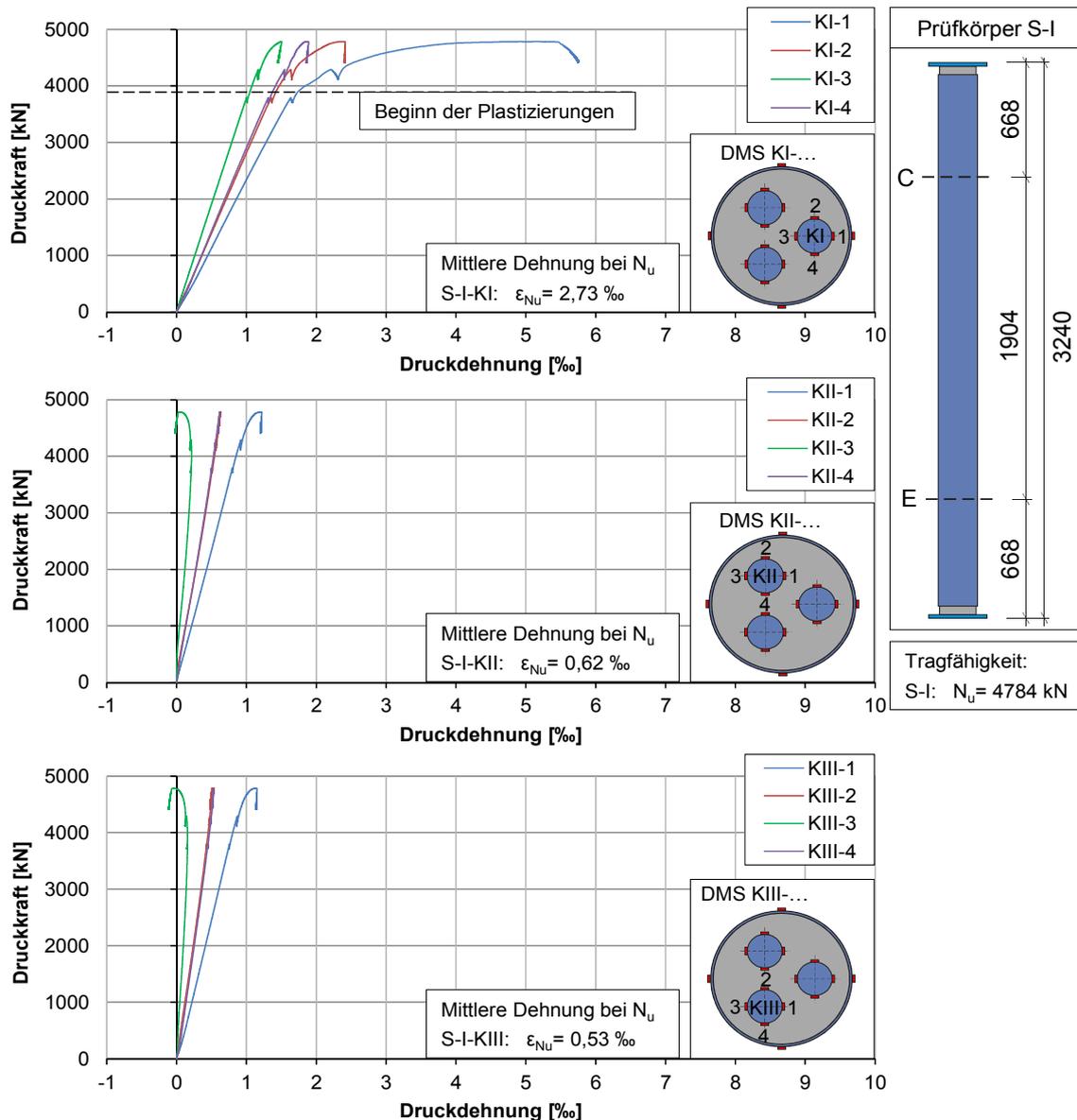


Abb. C. 1: Lastabhängige Kerndehnungen am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-I

Die an den Kernprofilen erfassten Last-Verformungsbeziehungen zeichnen sich zunächst durch einen linear-elastischen Verlauf aus. Wie sich bereits anhand der extremalen Dehnungen bei Maximallast in Abs. 3.4.6.3 andeutete, zeigte der Stahlkern KI aufgrund der innerhalb des Querschnitts gewählten Anordnung der Einstellprofile die

größten lastabhängigen Stauchungen. Dies bestätigt Abb. C. 1 mit der Last-Dehnungsbeziehung der Stahlkerne im Bereich der Lasteinleitung im Fall des Verzichts einer Endverdübelung im Stützenkörper. Die in Umfangrichtung verteilten DMS des Stahlkerns KI zeichnen sich durch durchgehend höhere Dehnungsmesswerte im Vergleich zu Stahlkern KII und KIII aus, bei denen sich aufgrund der Symmetrie in der Querschnittsgeometrie nahezu gleiche lastabhängige Dehnungsverläufe herausstellten. Werden die Messwerte innerhalb eines beliebigen Kernes i betrachtet, so fällt auf, dass DMS K_{i-1} an der äußersten Druckrandfaser stets die höchsten und DMS K_{i-3} die geringsten Werte lieferten. Ab einer Prüflast von 3900 kN, die mit einer Dehnung von 1,7 ‰ an DMS KI-1 einhergeht, sind im Lasteinleitungsbereich erste Plastifizierungsercheinungen zu deuten, die sich durch ein signifikantes Abflachen der Kraft-Dehnungskurven bemerkbar machen. In den durchgeführten Materialversuchen am Kernmaterial ergab sich dieser Dehnungswert ebenfalls bei Erreichen der ausgeprägten Streckgrenze und beschreibt somit den Beginn des anschließenden Fließplateaus in der Materialkennlinie.

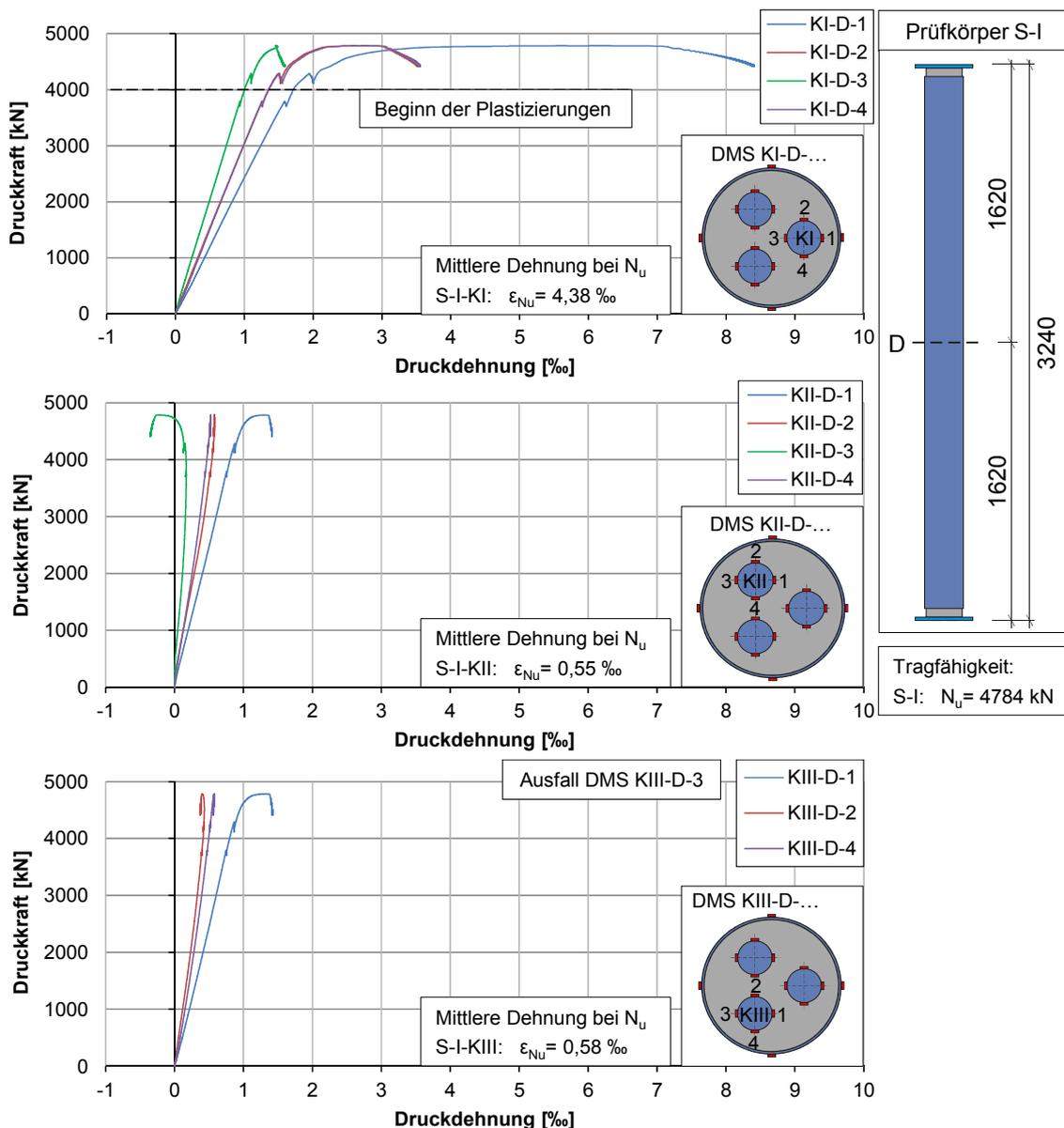


Abb. C. 2: Lastabhängige Kerndehnungen in Stützenmitte von Versuchsstütze S-I

Im mittleren Stützenbereich lassen sich qualitativ die gleichen Beobachtungen wie im Lasteinleitungsbereich machen mit dem wesentlichen Unterschied, dass die Kerne aufgrund der größeren Auslenkung und somit den höheren Biegemomenten größere Dehnungen auszeichnen (s. Abb. C. 2). Als Beispiel resultierte aus der Maximallast an der äußersten Druckrandfaser von Kern KI eine Stauchung von ca. 6 ‰, die vergleichsweise im Bereich der Lasteinleitung an der betrachteten Querschnittsrandfaser 5 ‰ betrug.

Den Kraft-Dehnungsbeziehungen von Stützenkörper S-I sind die lastabhängigen Dehnungsverläufe von Versuchskörper S-II und S-III mit den gleichen Abmessungen gegenüberzustellen. Entsprechend den nachfolgenden Abbildungen (Abb. C. 3 und Abb. C. 4), welche die Kraft-Dehnungsbeziehungen der Einstellprofile am Lasteintragungsbereich der mit planmäßiger Endverdübelung hergestellten Versuchsstützen enthalten, wurden in Relation zum Stützenkörper ohne Verdübelung keine nennenswerten quantitativen Unterschiede in der Dehnungsentwicklung festgestellt.

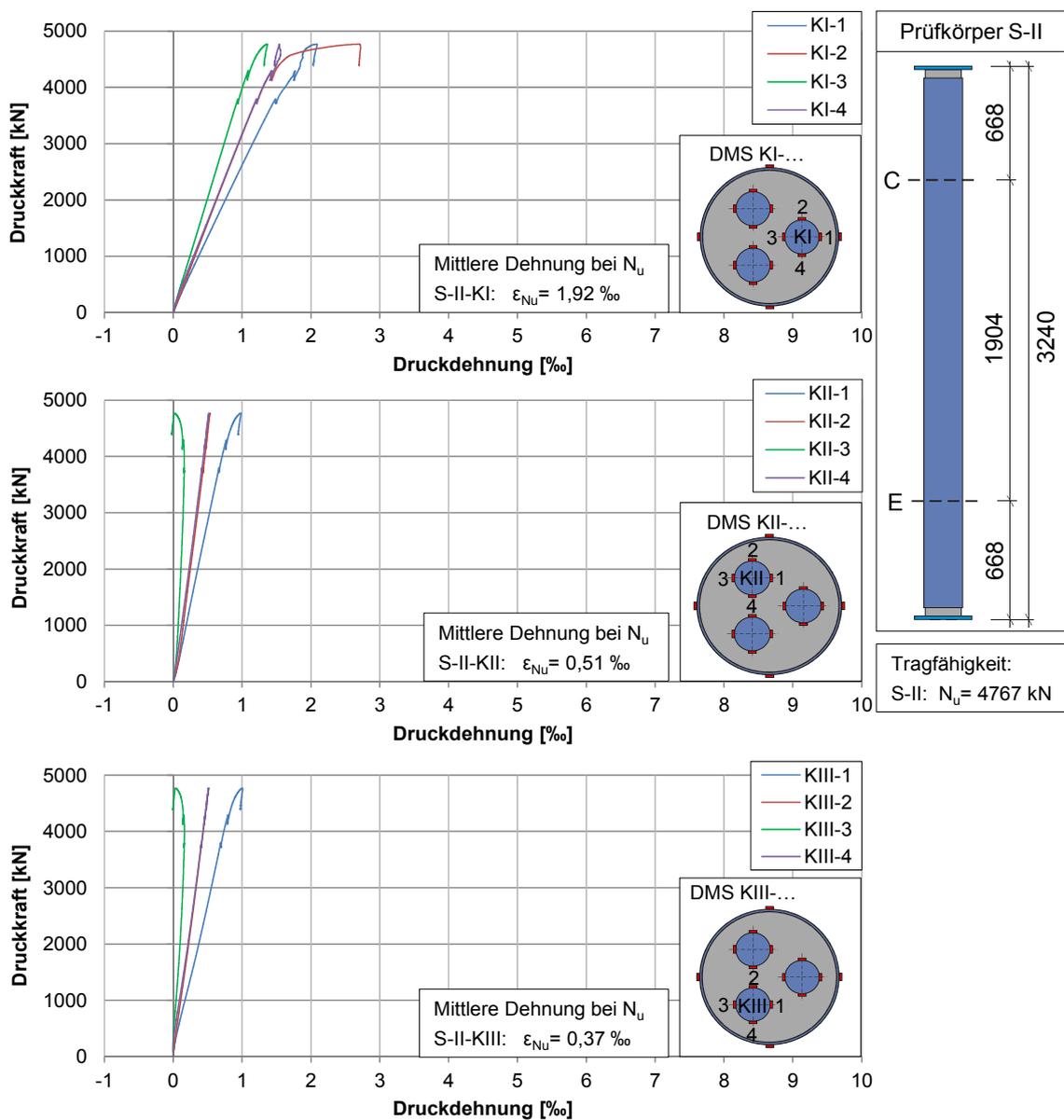


Abb. C. 3: Lastabhängige Kerndehnungen am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-II

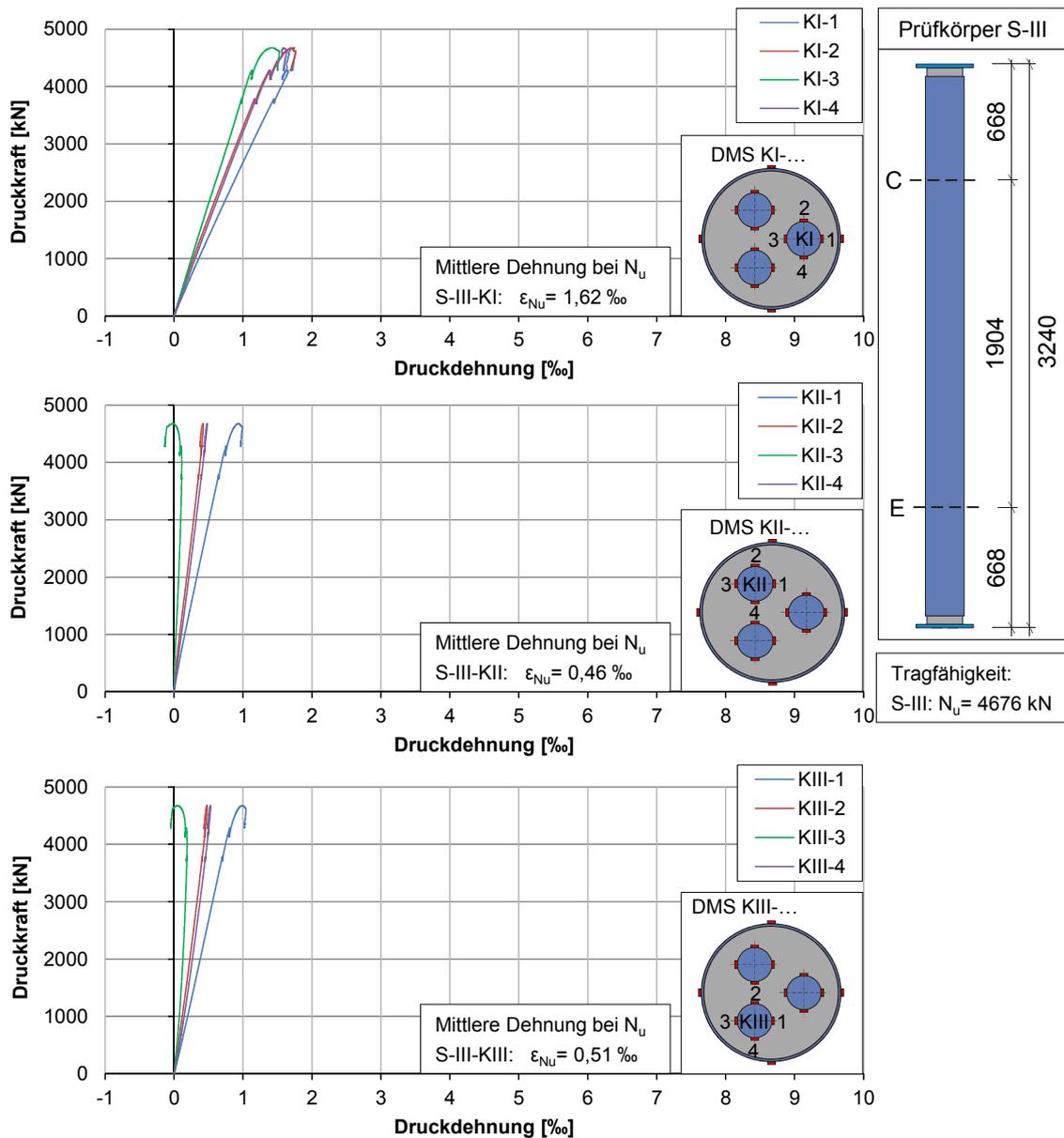


Abb. C. 4: Lastabhängige Kerndehnungen am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-III

Lediglich an Stahlkern KI lagen geringere lastabhängige Dehnungen vor, weswegen die zugehörigen Kraft-Dehnungslinien insgesamt steiler verlaufen. Folglich entstanden geringere mittlere Querschnittsdehnungen in Kern KI. Mit einer mittleren Querschnittsstauchung von 1,77 ‰ bei Maximallast befand sich das Kernmaterial in Versuchskörper S-II und S-III gerade noch im linear-elastischen Bereich, während die Einstellkerne von Prüfkörper S-I bereits vor Erreichen der Stützentragsfähigkeit erste Plastizierungserscheinungen aufzeigten. Diese Unterschiede in dem Dehnungsverhalten sind auf die mechanische Lastumlagerung durch die im Lasteinleitungsbereich eingesetzte Endverdübelung und somit auf die zusätzlich zum Reibungsverbund erzeugte mechanische Verbundwirkung zurückzuführen.

Während am Lasteinleitungsbereich sämtliche Kernprofile bis zum Erreichen der Stützentragsfähigkeit ausschließlich durch linear-elastisches Materialverhalten geprägt waren, machten sich in Stützenmitte zumindest an Kern KI plastische Verformungen

bemerkbar, die sich in Form einer starken zur Last überproportionalen Dehnungszunahme kurz vor Erreichen der Versagenslast auswirkten (s. Abb. C. 5 und Abb. C. 6). Wie im Lasteinleitungsbereich wurden in Stützenmitte aufgrund des Einsatzes der Endverdübelung und der damit verbundenen Lastumlagerung in das Mantelrohr geringere Kerndehnungen im Vergleich zu Prüfkörper S-I, bei dem auf jegliche Verbundmittel verzichtet wurde, erfasst. Auffällig sind weiterhin die Dehnungszunahme in der an die Maximallast anschließenden Haltephase und der darauf folgende Lastabfall. Diese ausgeprägte Dehnungszunahme konnte in dem verbundmittellosen Versuchskörper in diesem Ausmaß nicht beobachtet werden.

Abgesehen von dieser Auffälligkeit sind die Kurvenverläufe der Kraft-Dehnungslinien der Stahlkernprofile sämtlicher Versuchsstützen qualitativ gleichwertig und unterscheiden sich nur in geringem Maße.

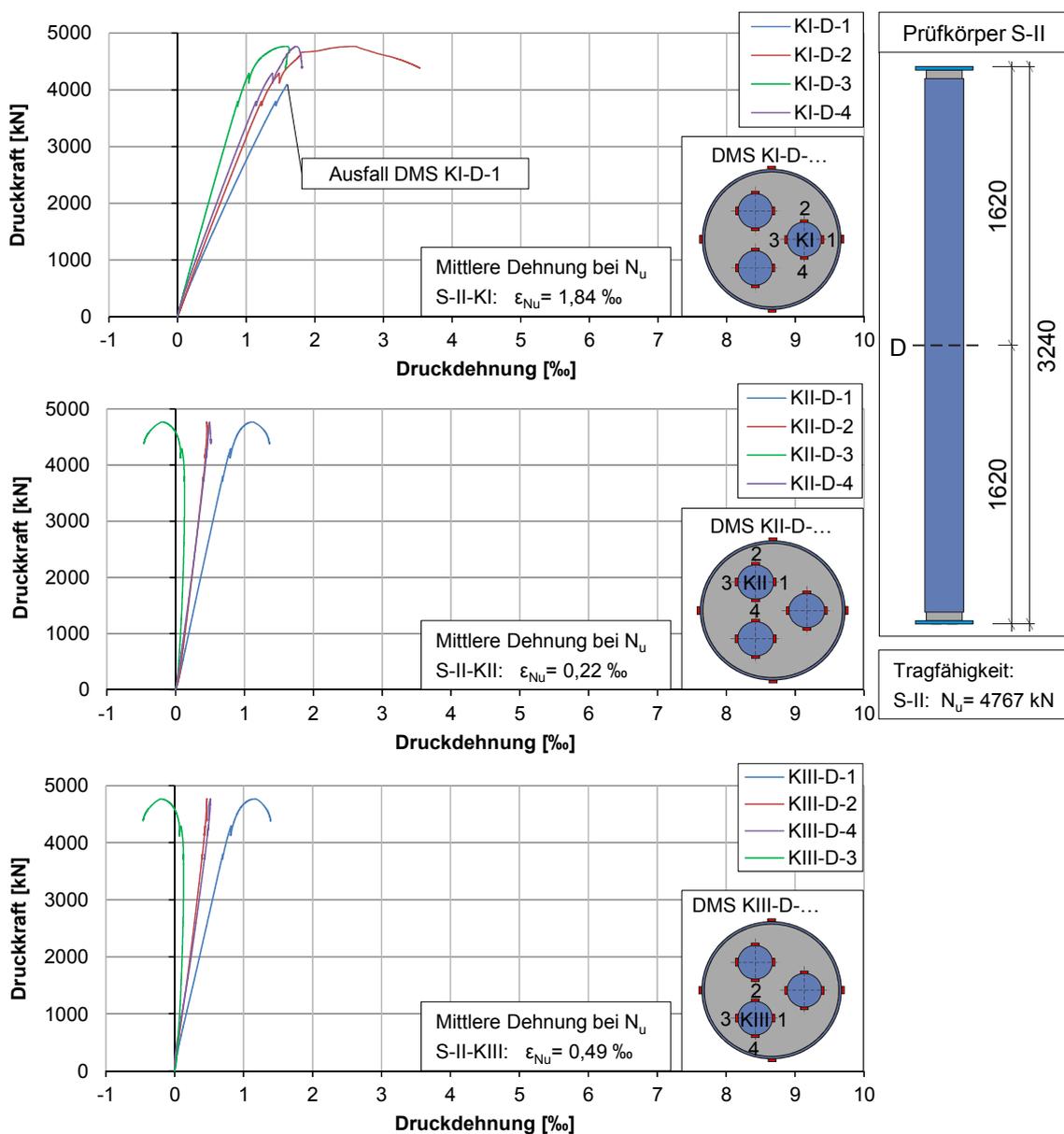


Abb. C. 5: Lastabhängige Kerndehnungen in Stützenmitte von Versuchsstütze S-II

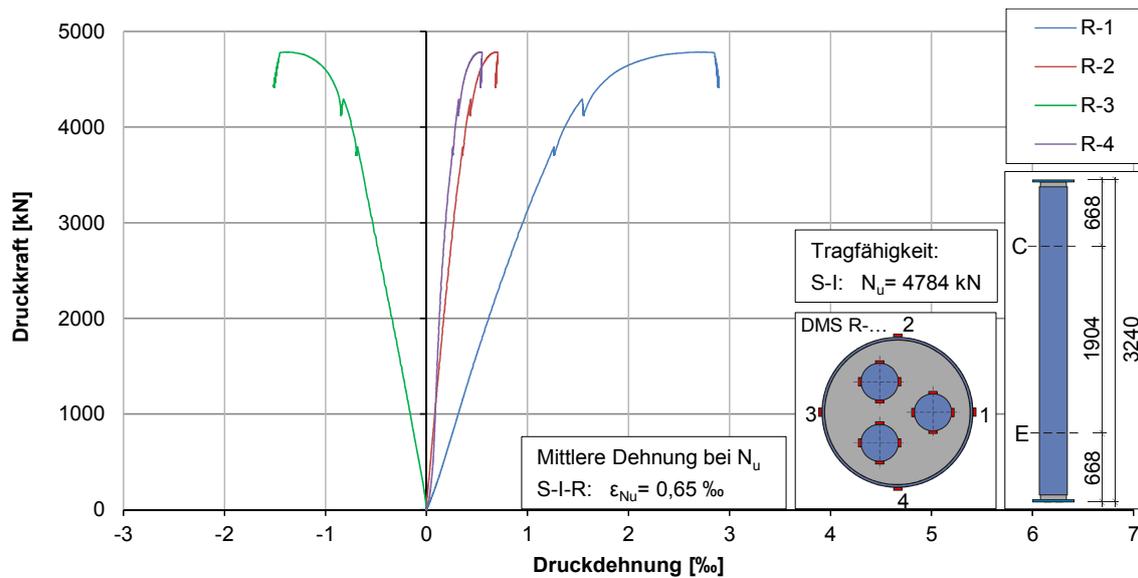


Abb. C. 7: Lastabhängige Rohrdehnung am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-I

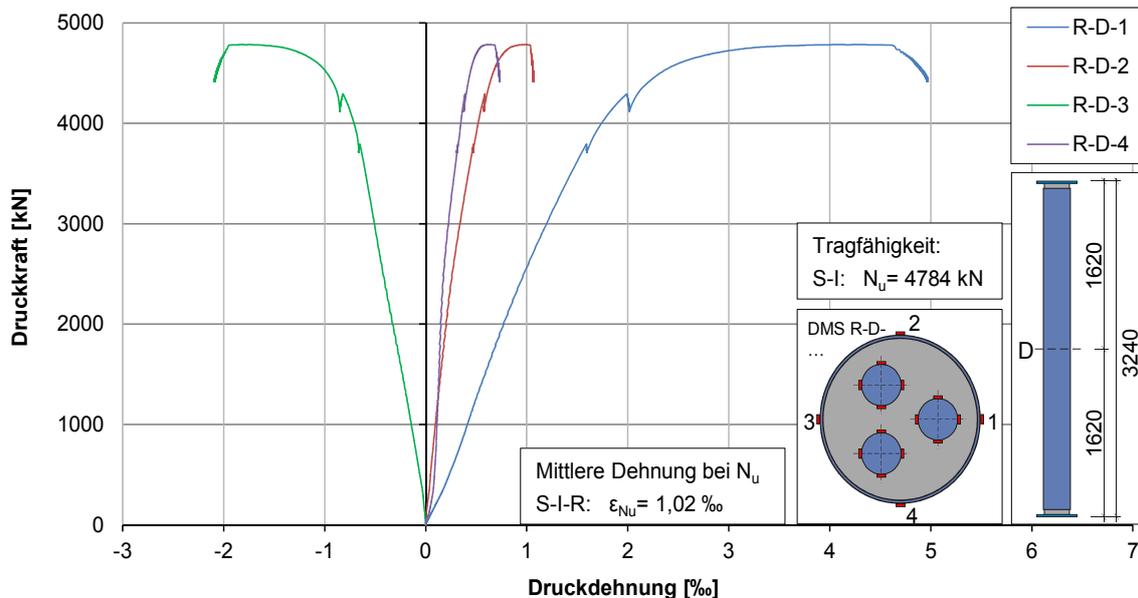


Abb. C. 8: Lastabhängige Rohrdehnung in Stützenmitte von Versuchsstütze S-I

Der Einsatz einer Endverdübelung im Kopf- und Fußbereich bewirkte sowohl am Ende des Lasteinleitungsbereiches als auch in Stützenmitte eine im Vergleich zu Stütze S-I stärkere Zunahme der mittleren Querschnittsdehnung im Rohrprofil (s. Tab. 3.9 und Tab. 3.10). Diese Annahme bestätigt sich beim Vergleich der am Lasteinleitungsbereich erfassten Kraft-Dehnungslinien von Versuchskörper S-II und S-III (Abb. C. 9 und Abb. C. 10) mit denen von Prüfkörper S-I. Die Kraft-Dehnungslinien der mit Verbundmitteln hergestellten Stützenkörper zeichnen sich durch eine geringere Kurvensteigung und somit durch einen geringfügig flacheren Verlauf aus, der durch die mechanische Lastumlagerung in das Rohrprofil zu erklären ist.

Zur Stützenmitte hin nimmt der Einfluss der Verbundmittel auf die Dehnungsverläufe im Rohrprofil ab. Diese Auffassung resultiert aus der Betrachtung der Kurvensteigungen der Kraft-Dehnungslinien am Hohlprofil von Stützenkörper S-II und S-III (Abb. C. 11

und Abb. C. 12) im Vergleich zu jenen, die dem verbundmittellosen Stützenkörper entstammen. Aus der Umschnürungswirkung und den auftretenden Reibungseffekten zwischen der Wandung des Mantelrohrs und der Oberfläche des Füllbetons wurden die Lasten trotz des Fehlens jeglicher Verbundmittel zur Stützenmitte hin sukzessive in das Mantelrohr eingetragen, woraus die geringen Unterschiede in der Dehnungsentwicklung resultieren.

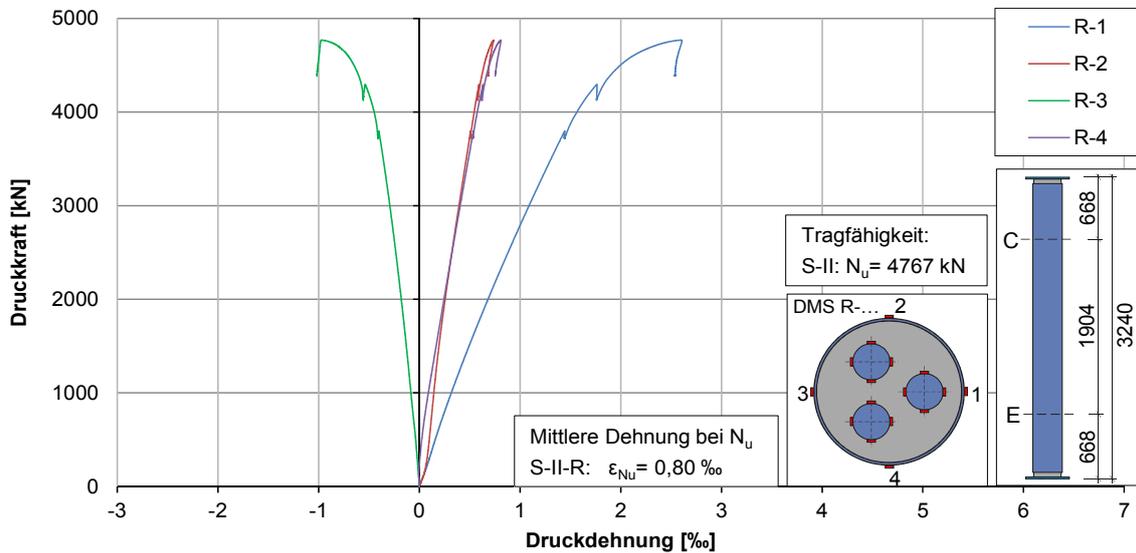


Abb. C. 9: Lastabhängige Rohrdehnung am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-II

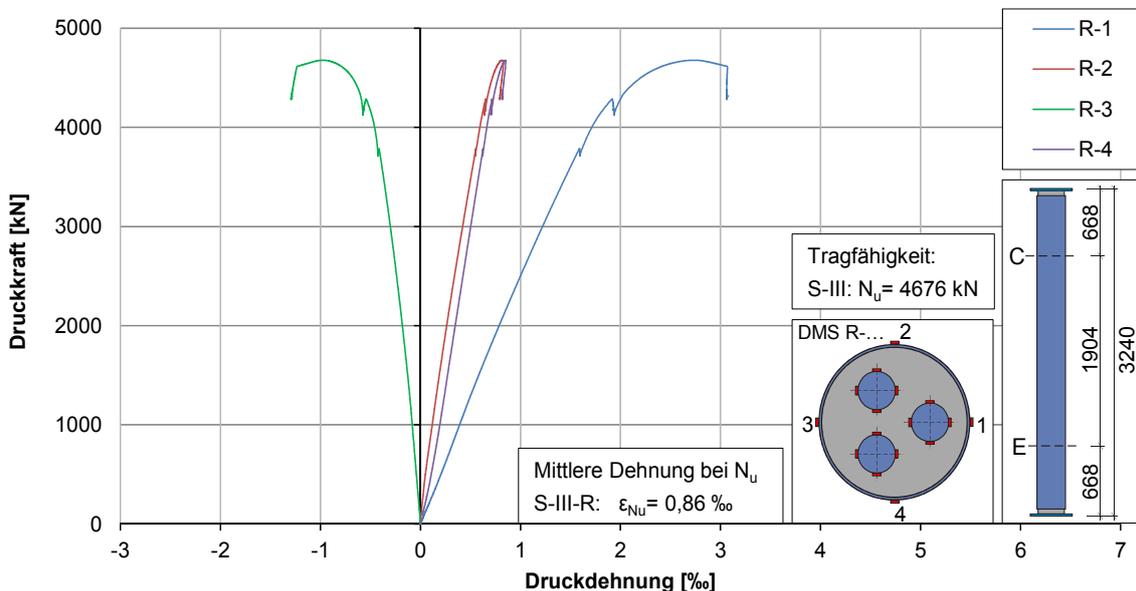


Abb. C. 10: Lastabhängige Rohrdehnung am Ende des Lasteinleitungsbereiches von Versuchsstütze S-III

Anhand der experimentellen Untersuchungen an dem mehrkernigen Verbundquerschnitt konnte darüber hinaus gezeigt werden, dass durch den kombinierten Einsatz von Schubleisten und gelochten Knotenblechen als Verbundmittel im Lasteintragungsbereich die über die Messstellen gemittelte lastabhängige Dehnung im Rohrprofil und in der Kerngruppe nahezu identisch sind. Dies deutet auf eine gleichmäßige Lastverteilung

lung im Querschnitt hin. Hingegen wurde beim verbundmittellosen Prüfkörper ein signifikanter Unterschied der mittleren Dehnung zwischen der Kerngruppe und dem Hohlprofil, bei dem die Dehnungen insbesondere im Bereich der Lasteinleitung merklich geringer waren, festgestellt.

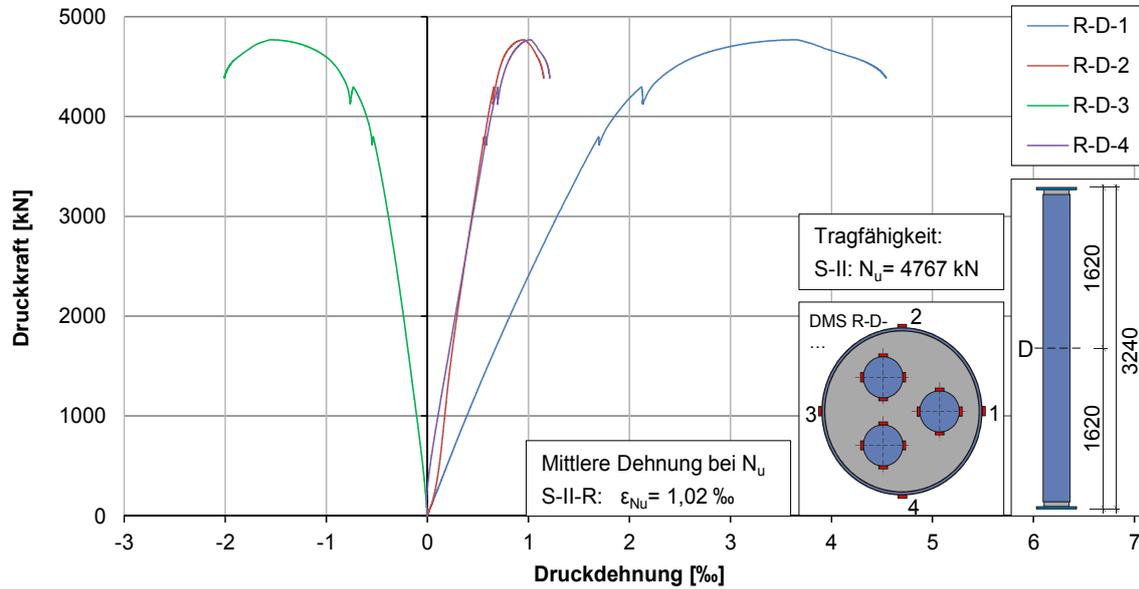


Abb. C. 11: Lastabhängige Rohrdehnung in Stützenmitte von Versuchsstütze S-II

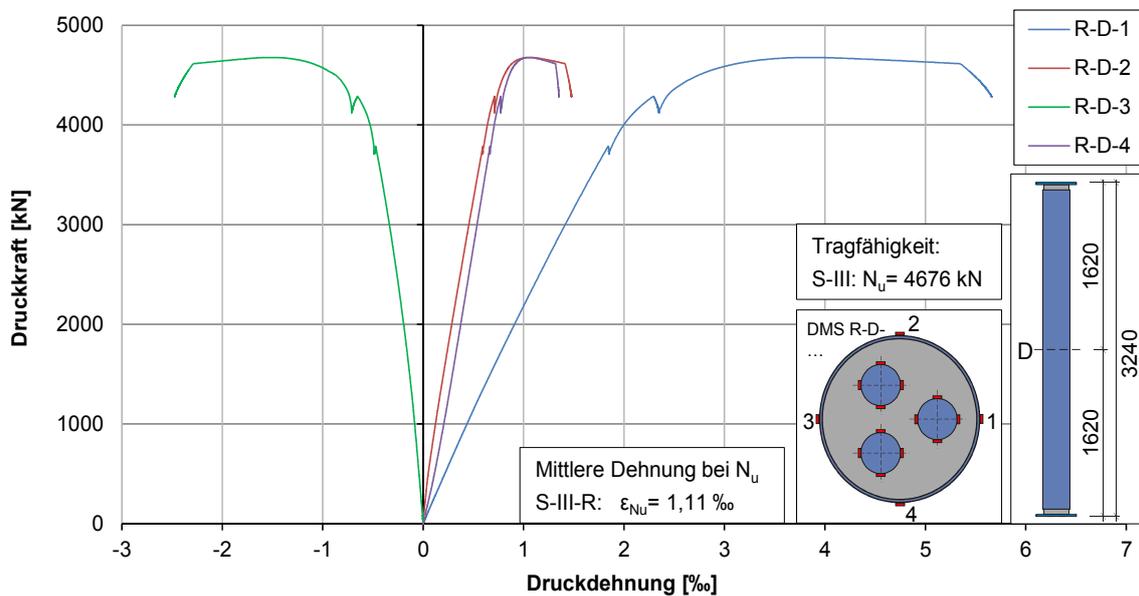


Abb. C. 12: Lastabhängige Rohrdehnung in Stützenmitte von Versuchsstütze S-III

Anhang D M-N-Interaktion mehrkerniger Hohlprofil-Verbundquerschnitte

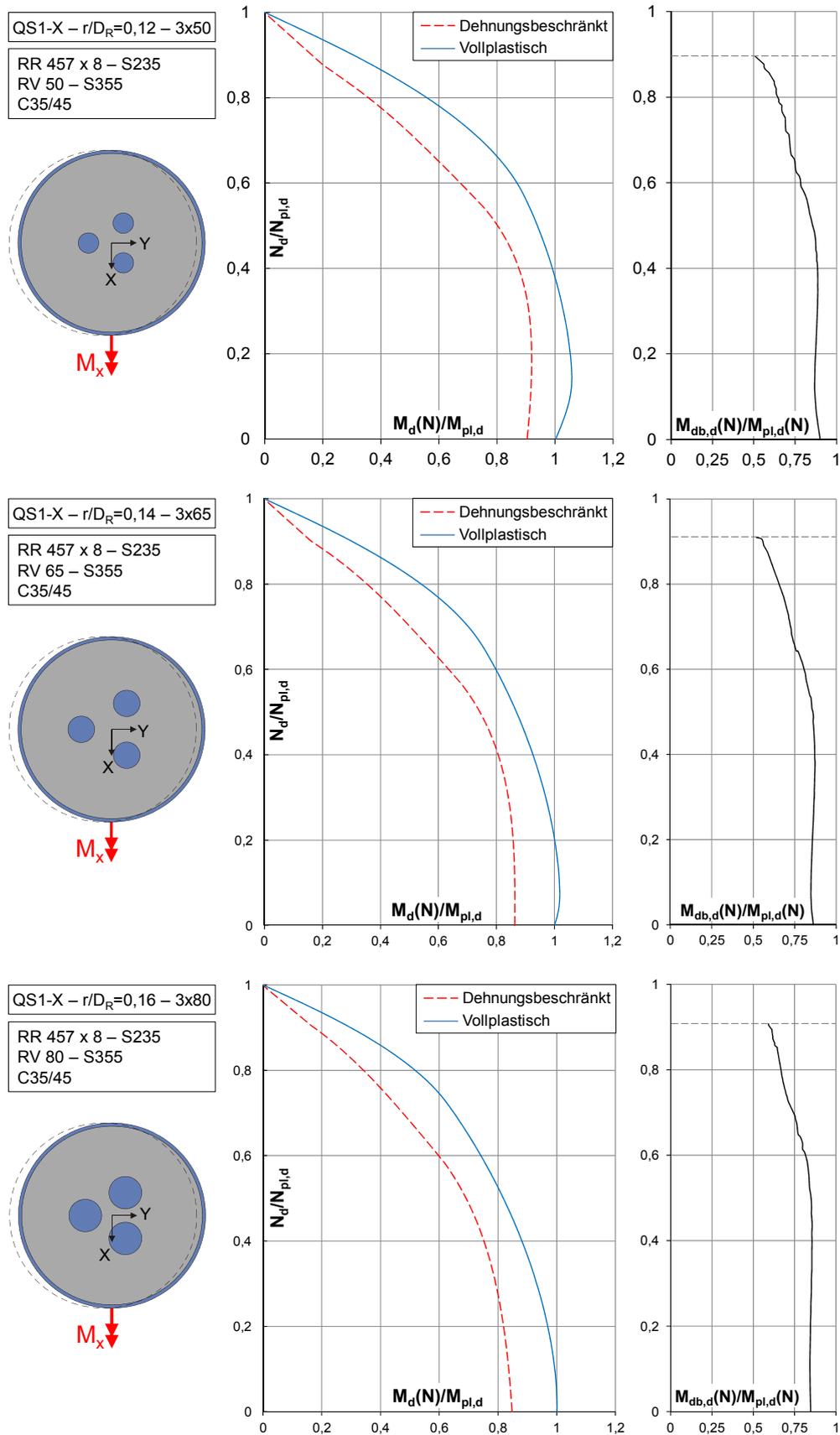


Abb. D. 1: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-X mit $r/D_R=0,15$

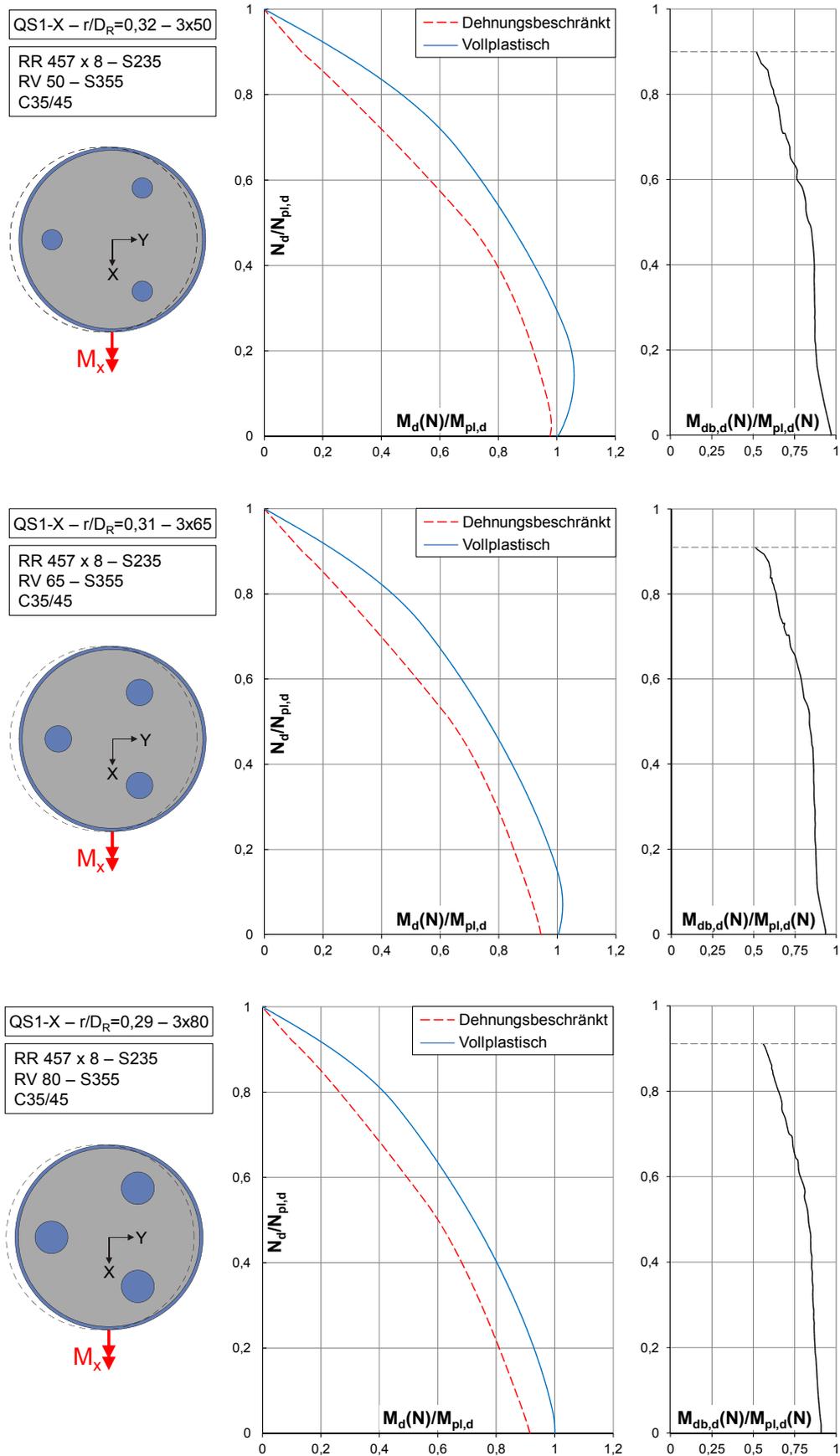


Abb. D. 2: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-X mit $r/D_R = 0,30$

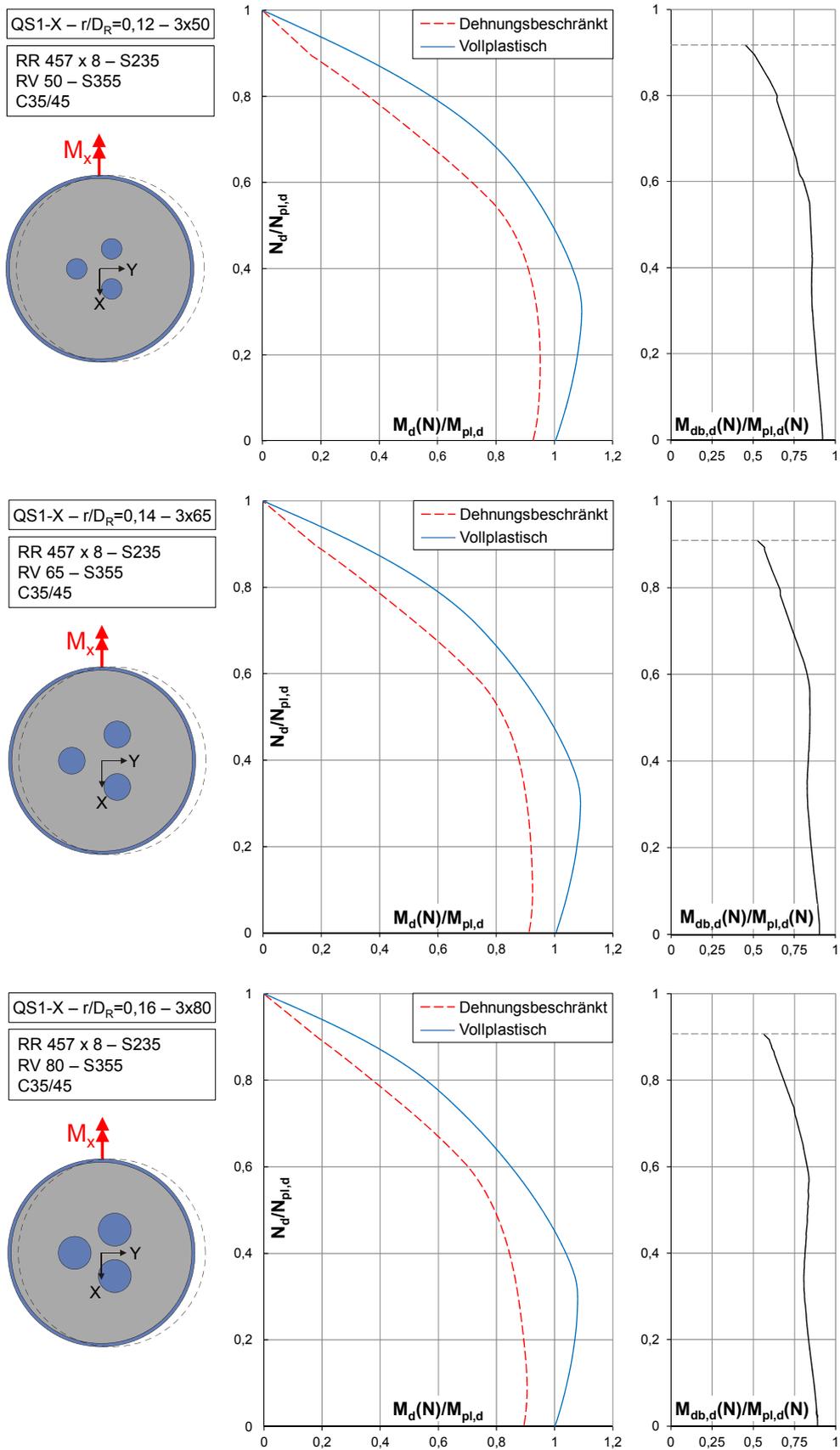


Abb. D. 3: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-X mit $r/D_R=0,15$

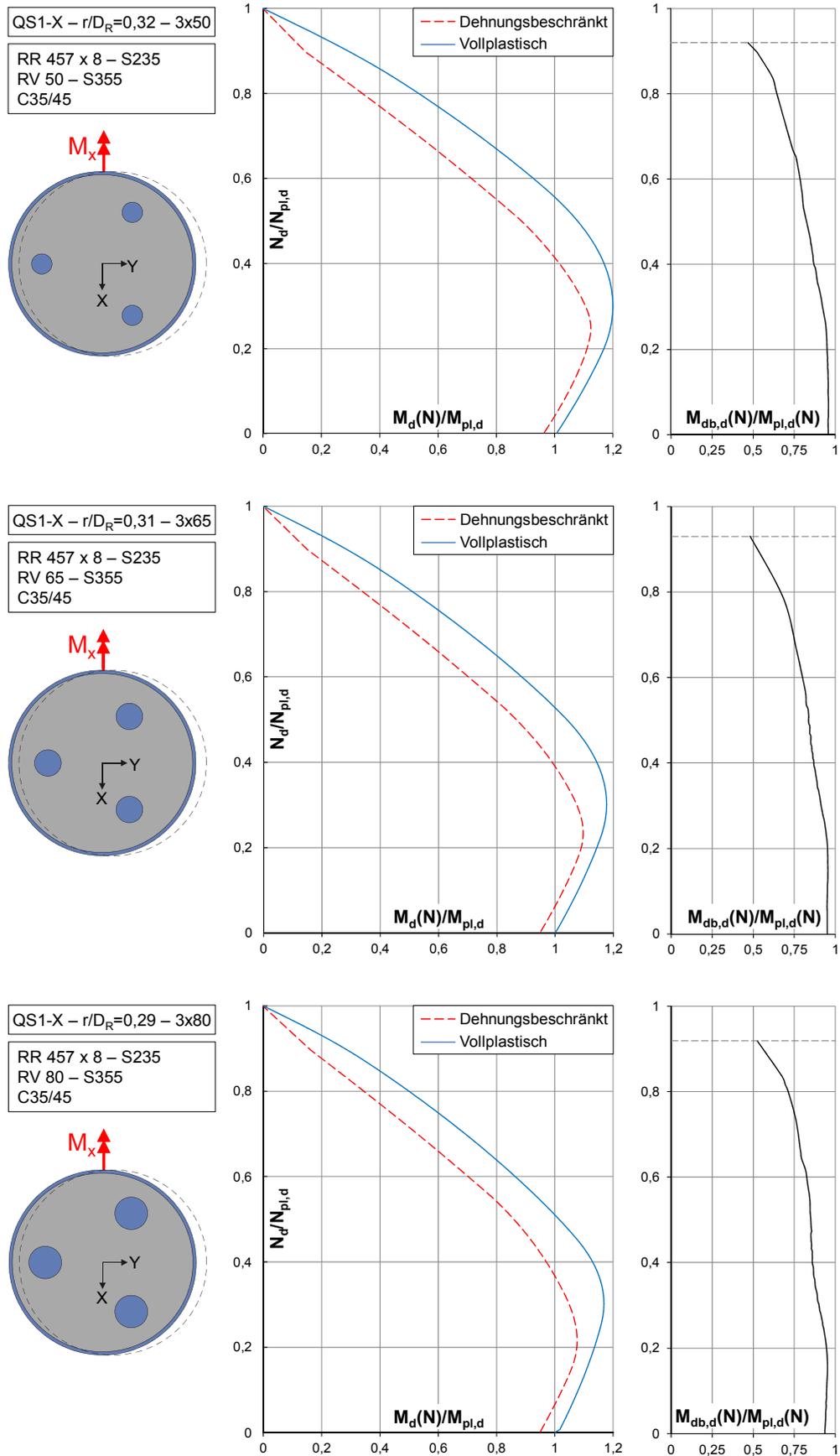


Abb. D. 4: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-X mit $r/D_R=0,30$

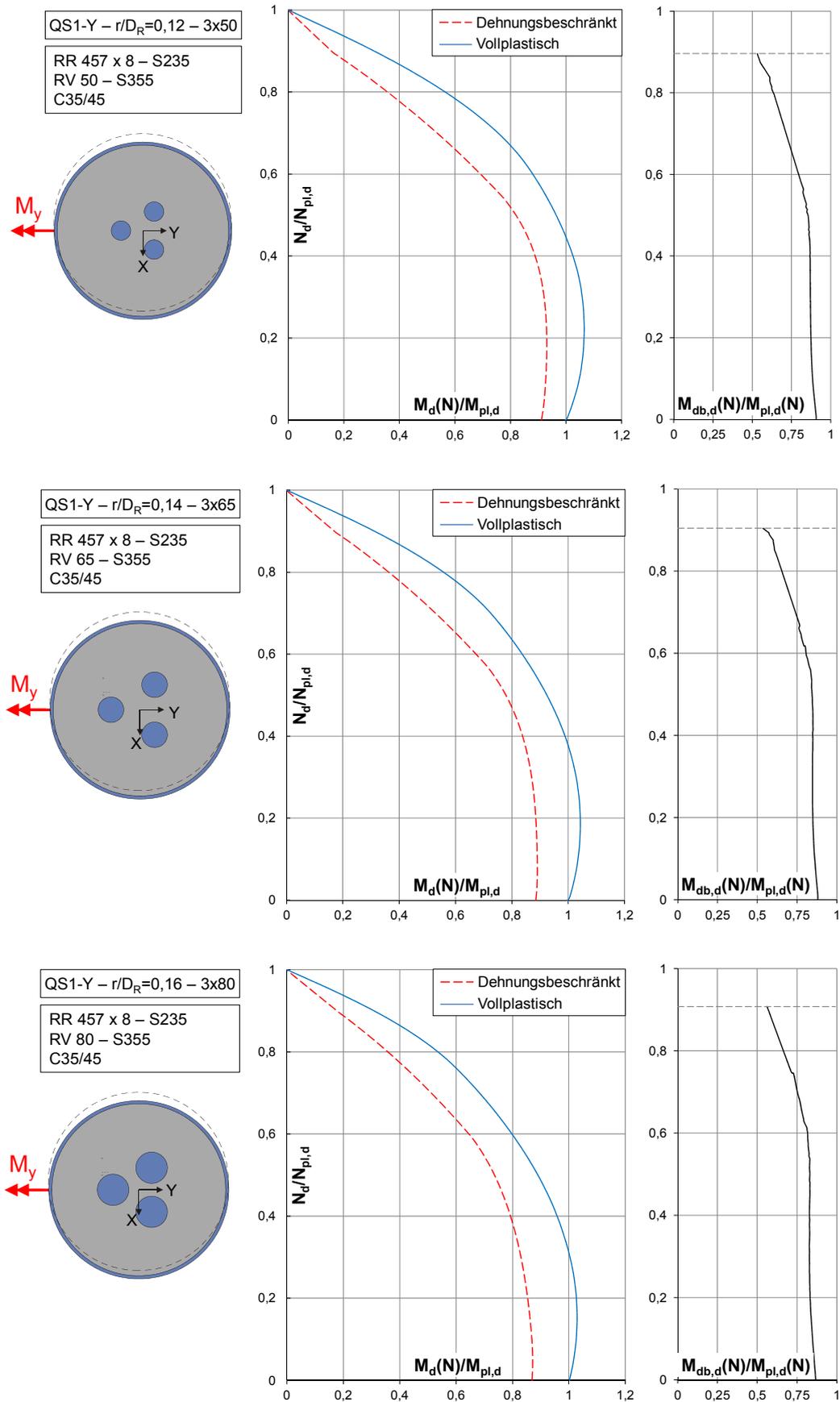


Abb. D. 5: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-Y mit $r/D_R = 0,15$

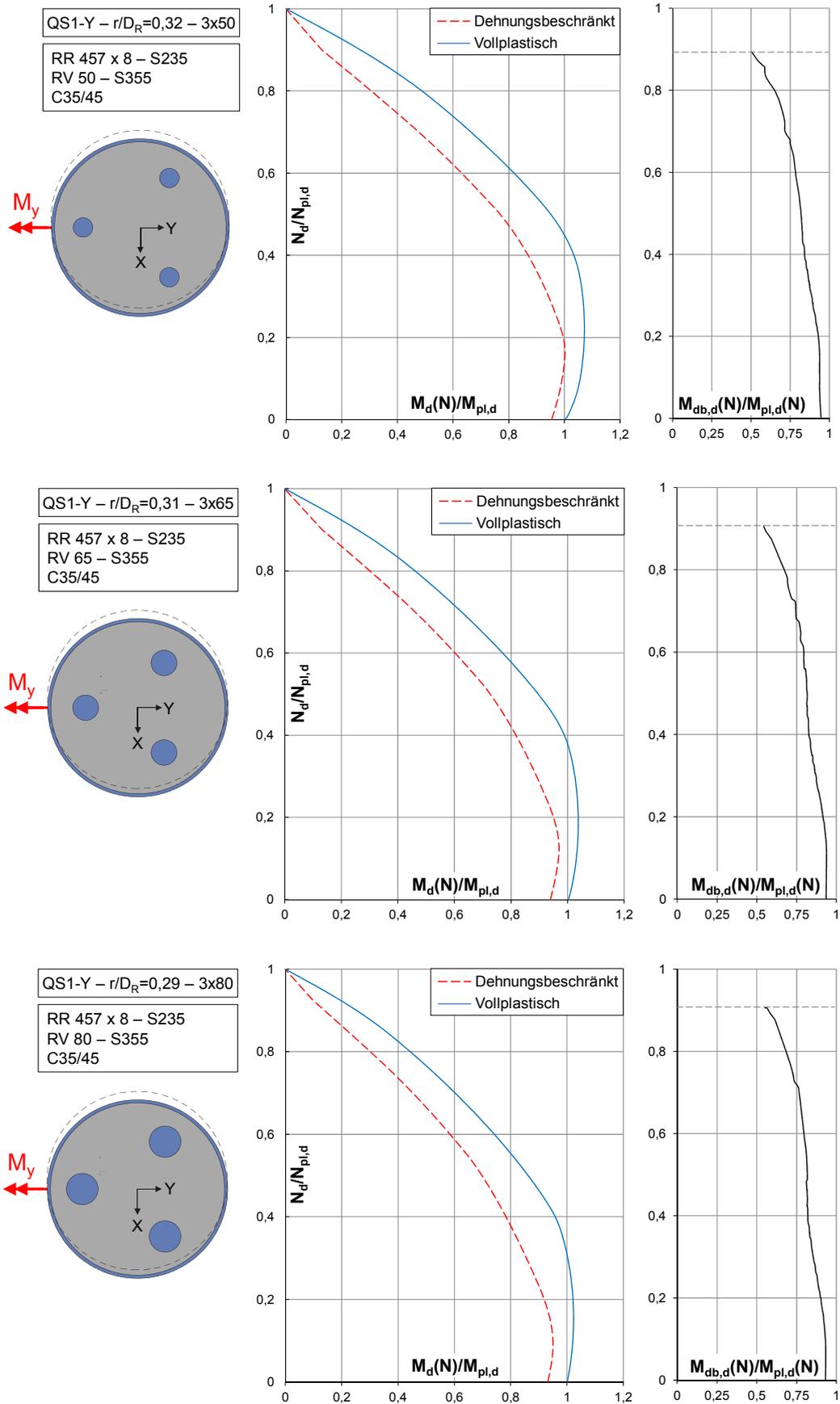


Abb. D. 6: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des dreikernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS1-Y mit $r/D_R = 0,30$

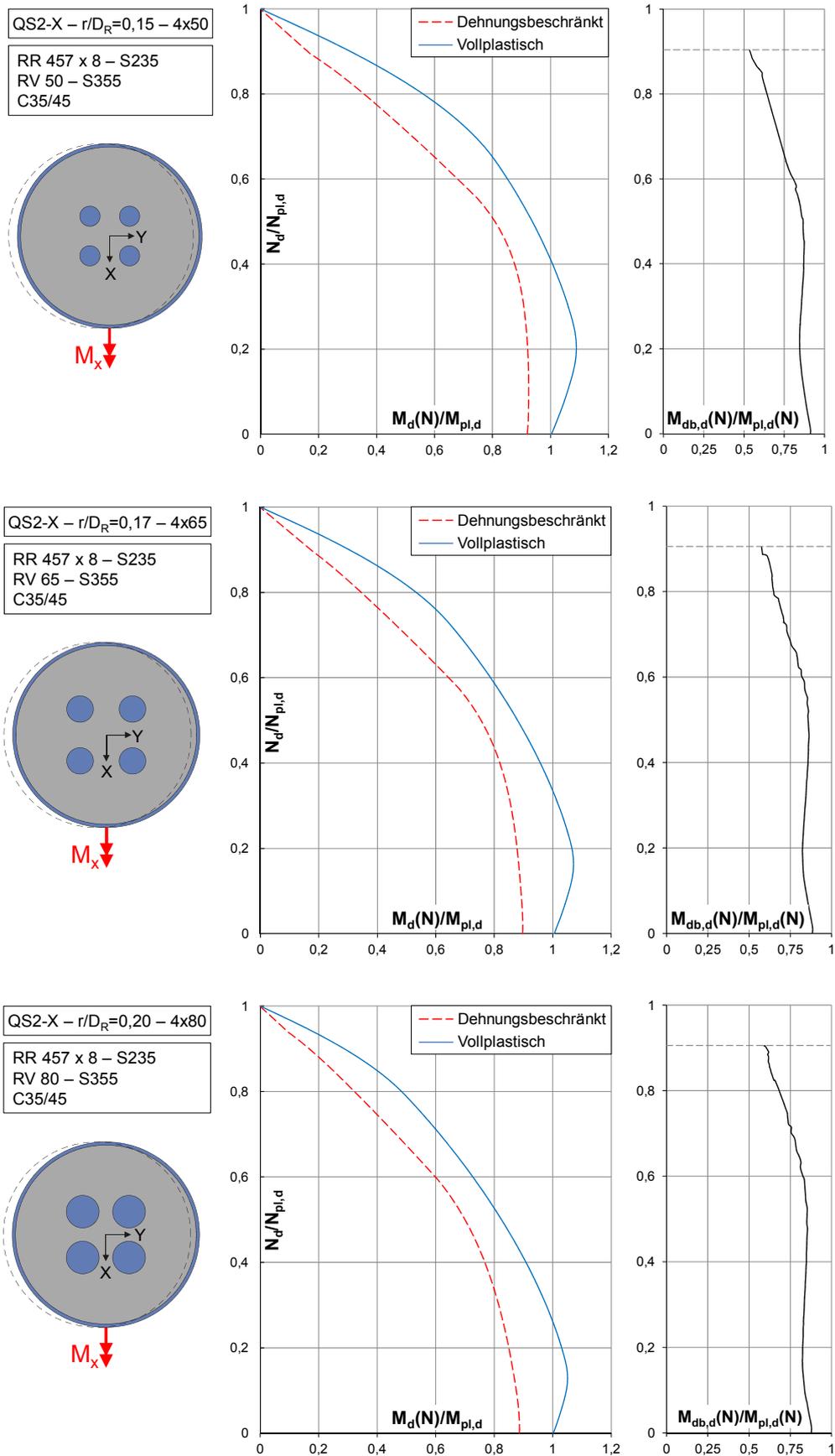


Abb. D. 7: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des vierkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS2-X mit $r/D_R=0,15$

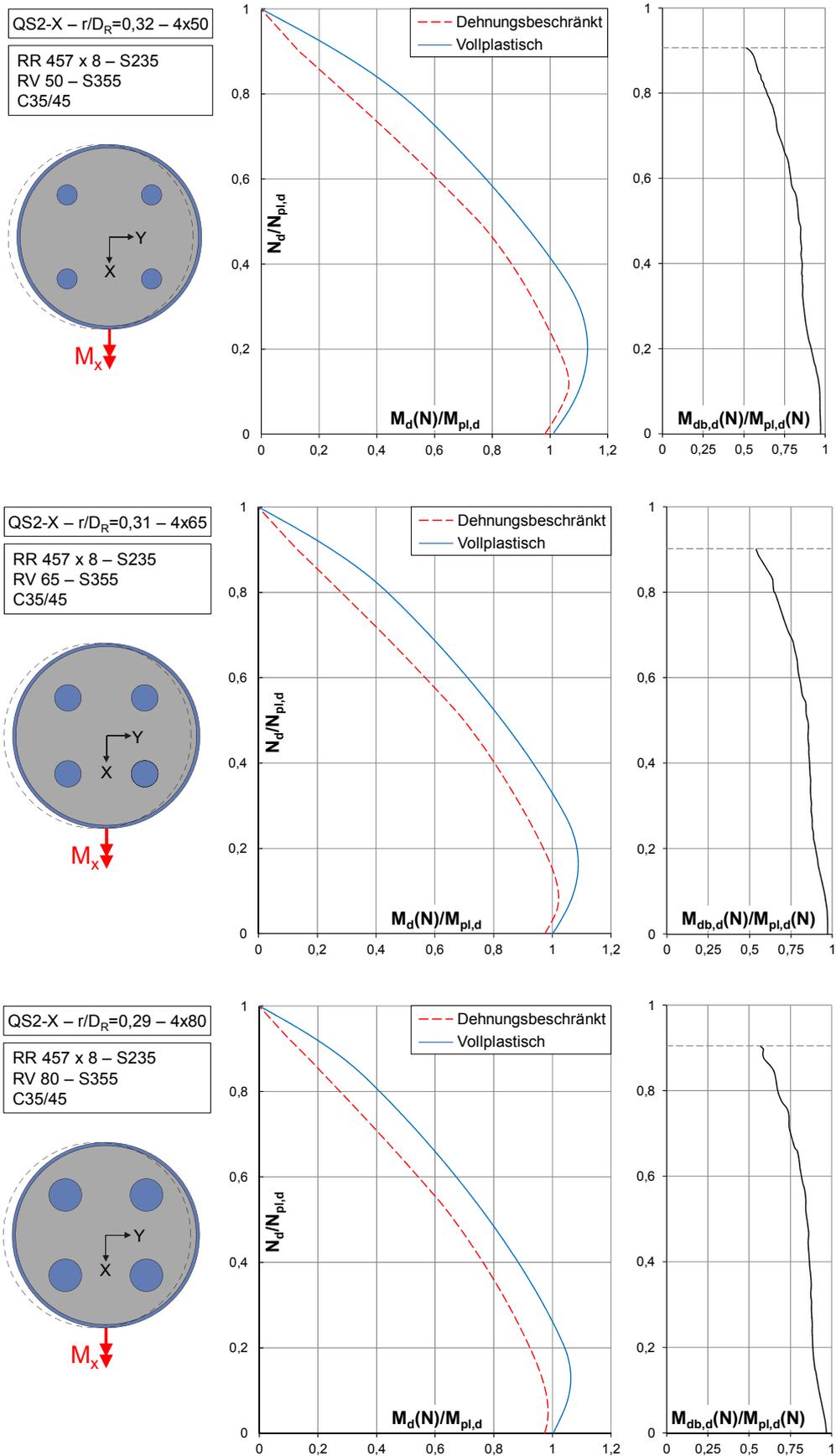


Abb. D. 8: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des vierkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS2-X mit $r/D_R=0,30$

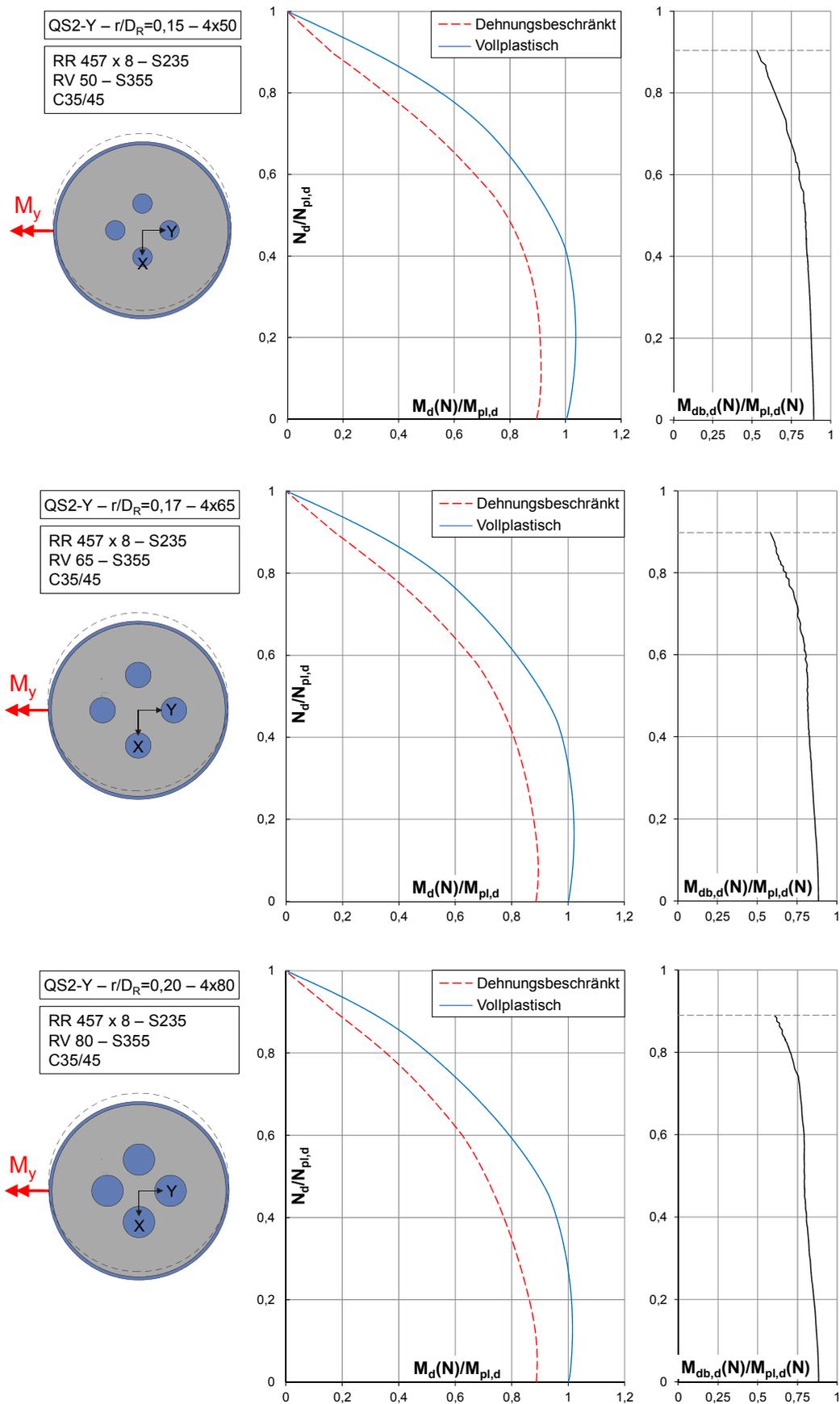


Abb. D. 9: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des vierkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS2-Y mit $r/D_R=0,15$

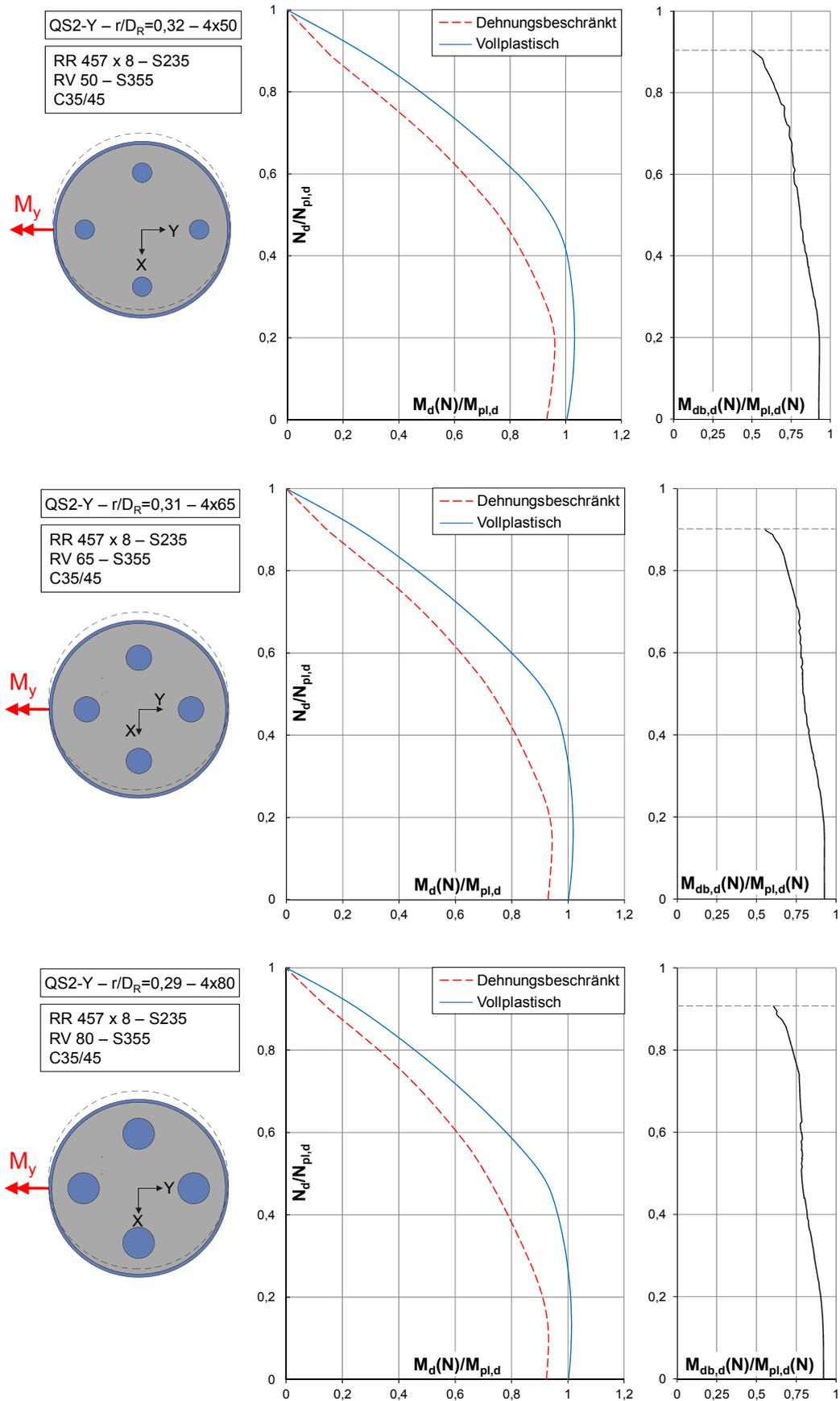


Abb. D. 10: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des vierkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS2-Y mit $r/D_R = 0,30$

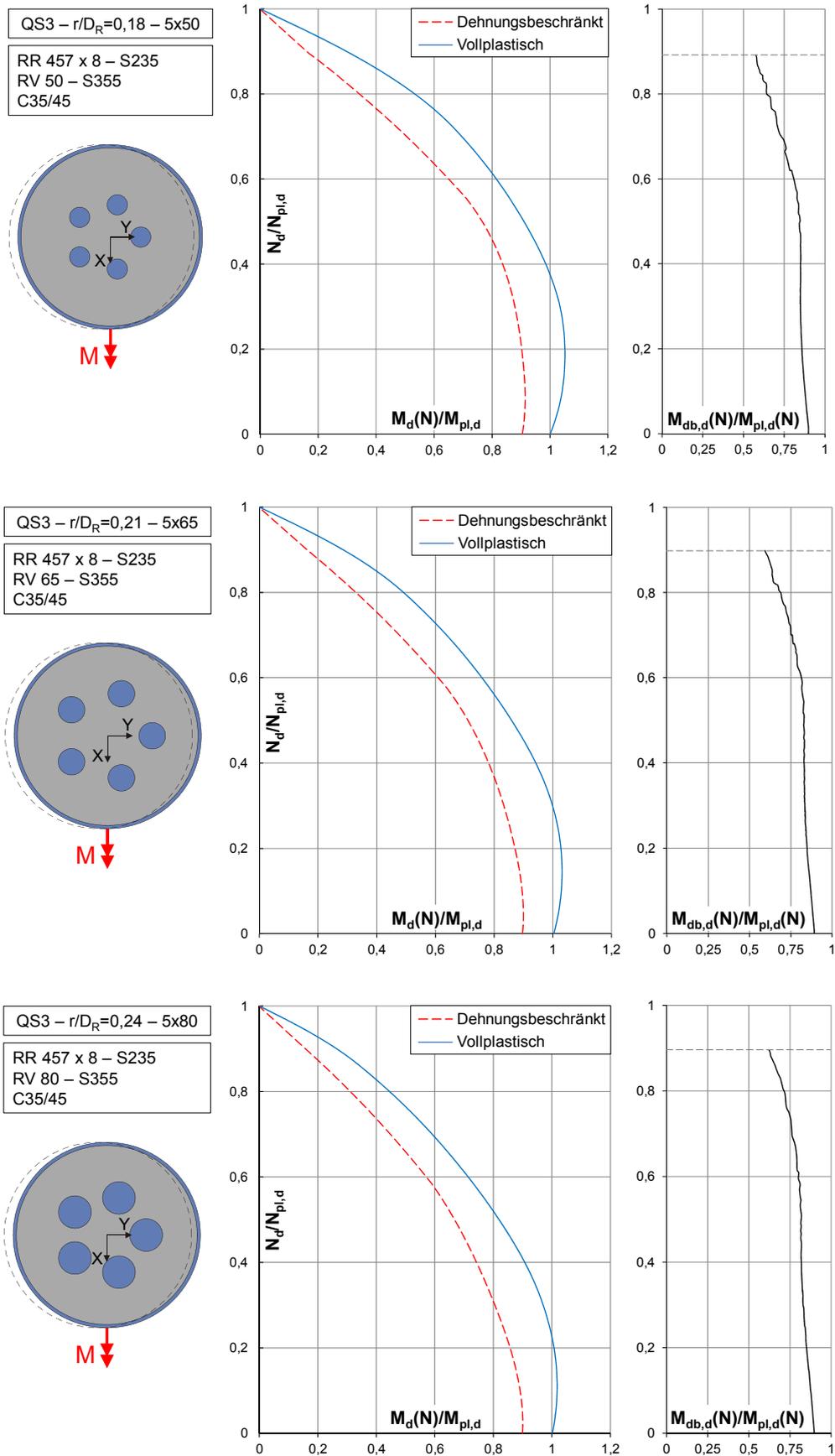


Abb. D. 11: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des fünfkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS3 mit $r/D_R=0,20$

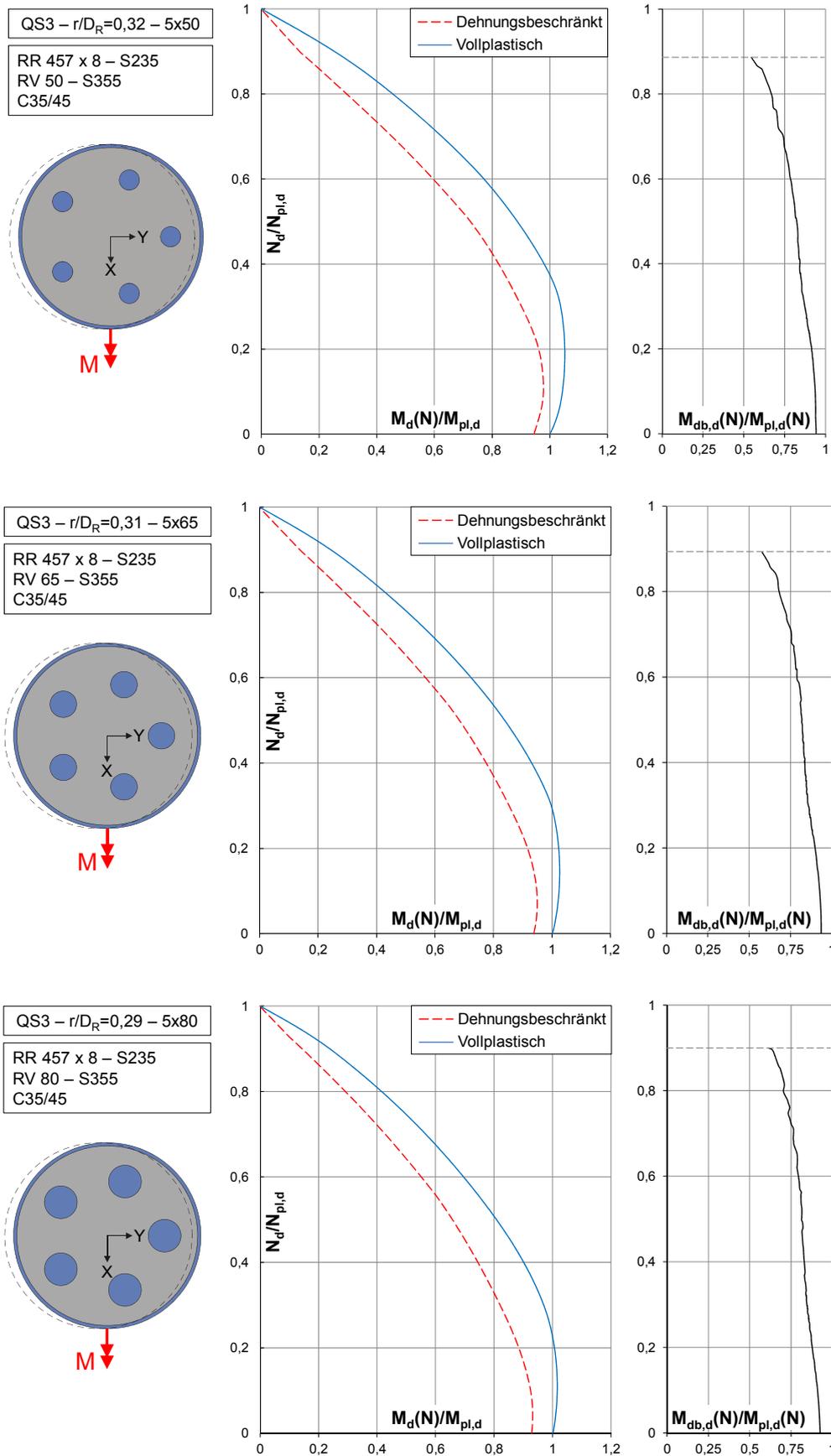


Abb. D. 12: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des fünfkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS3 mit $r/D_R=0,30$

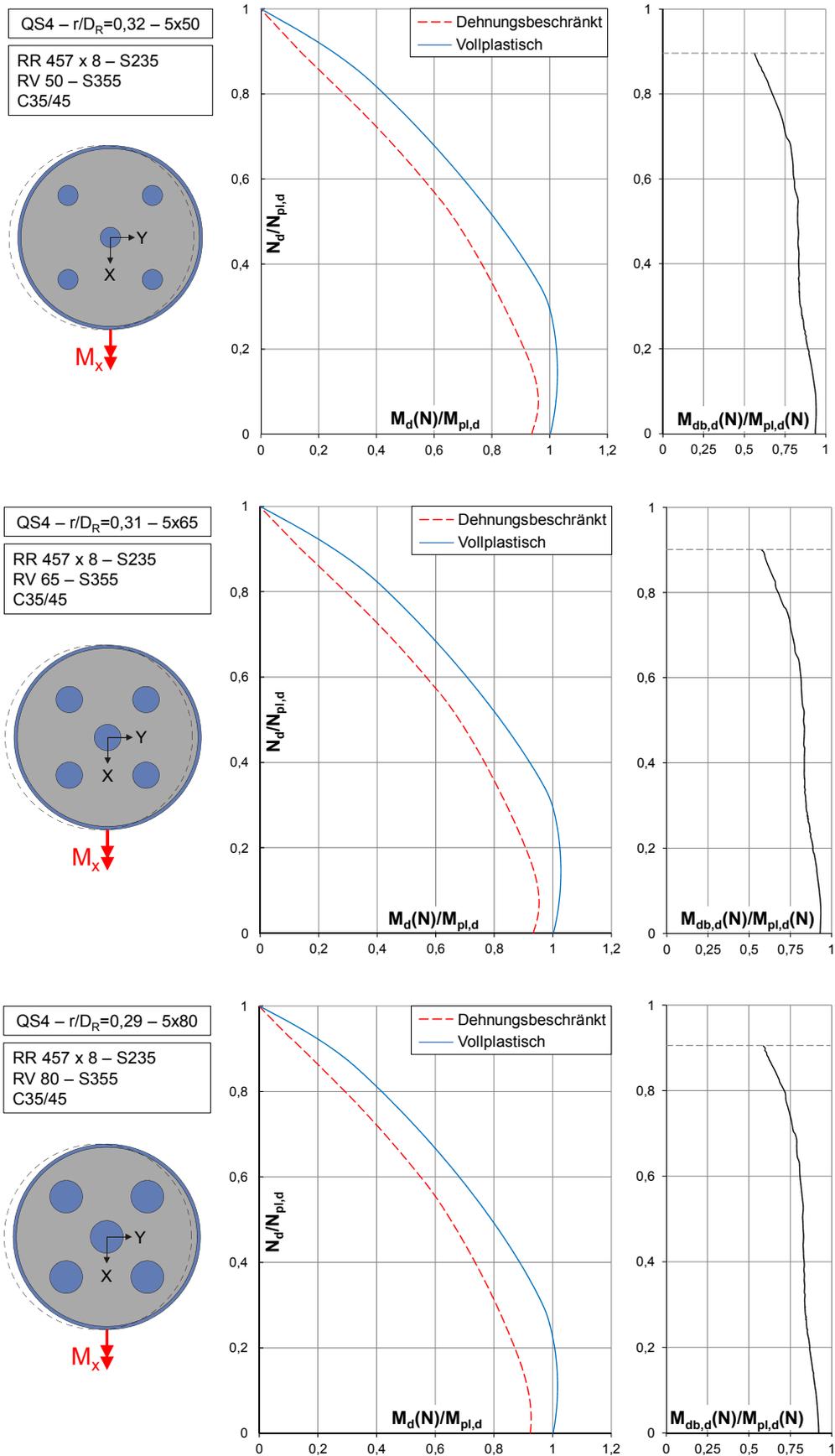


Abb. D. 13: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des fünfkernigen Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS4 mit zentraler Anordnung eines Stahlkerns und $r/D_R = 0,30$

Anhang E Momententragfähigkeit von Hohlprofil-Verbundquerschnitten

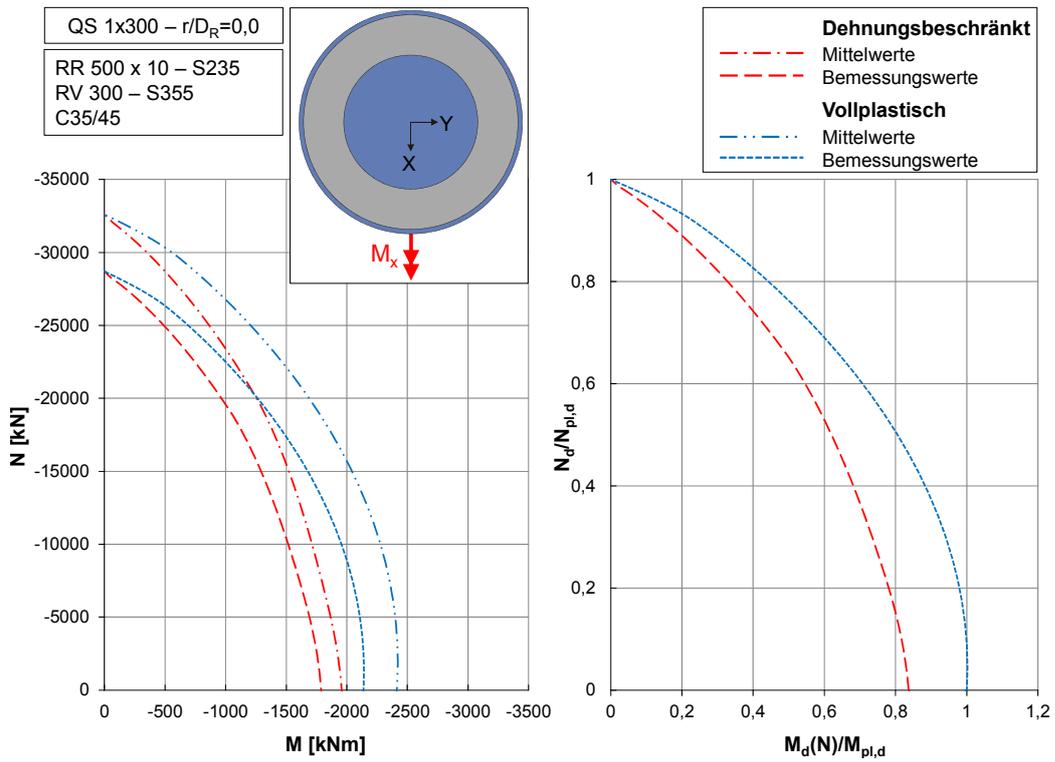


Abb. E. 1: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS 1x300 mit einem zentrisch angeordneten Stahlkern

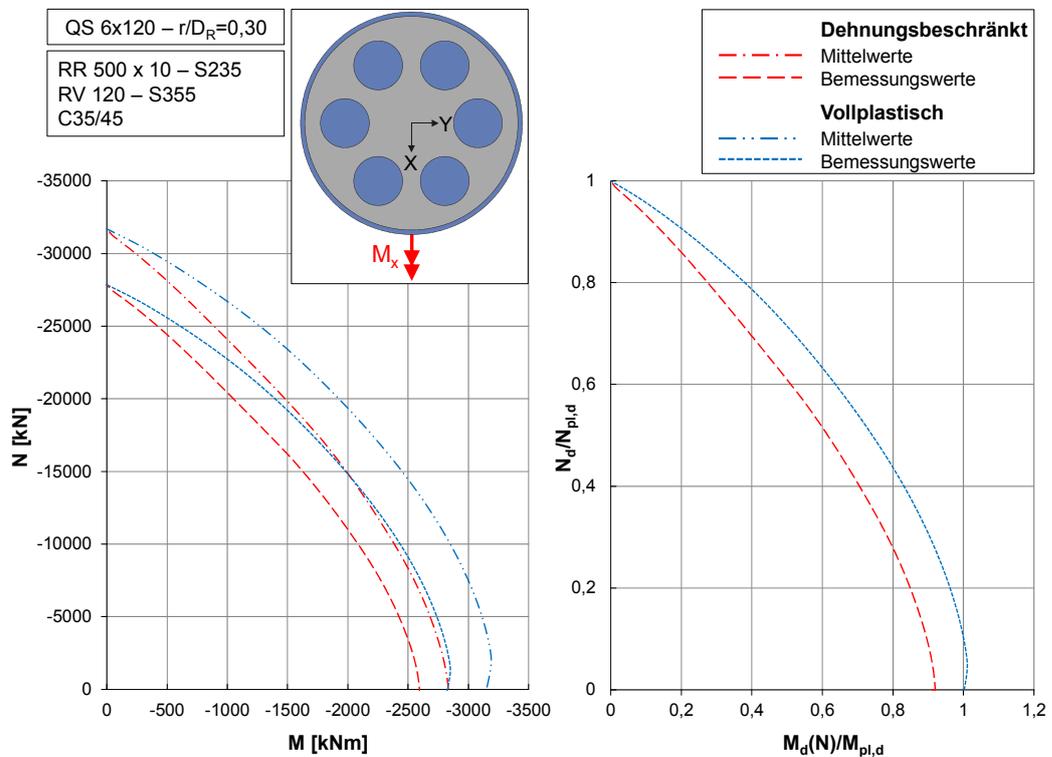


Abb. E. 2: Vollplastische und dehnungsbeschränkte Momententragfähigkeit des Hohlprofil-Verbundquerschnittes QS 6x120 mit 6 Einzelkernen und $r/D_R=0,30$

Anhang F Lebenslauf

Der Lebenslauf ist in der Online-Version aus Gründen des Datenschutzes nicht enthalten.

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 1 Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2 Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3 Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4 Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5 Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6 Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7 Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 - Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8 Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9 Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10 Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11 Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14 Mihajlov, V.: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 15 Neuhaus, C.: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, K.: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, M.: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, T.: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, M.: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, M.: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22 Peter, C.: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton, ISBN 978-3-940795-21-2
- Heft 23 Chanou, M.: Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten, ISBN 978-3-940795-22-9