



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Modellbildung und Konstruktion von hochtragfähigen und vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern

Henrik Matz

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)
Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig (MPA BS)

Heft 246

Braunschweig
ISBN 978-3-89288-231-2
ISSN 1439-3875

2023

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig
zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation (kumulative Arbeit)

Eingereicht am: 12.12.2022

Disputation am: 25.04.2023

Berichterstatter:

Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger

Diese Dissertation ist über die Internetseite der Universitätsbibliothek Braunschweig
online zugänglich.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.dnb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche
Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available on the Internet at
<http://dnb.dnb.de>

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche
Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées
sur Internet à l'adresse <http://dnb.dnb.de>

Kurzfassung

Modellbildung und Konstruktion von hochtragfähigen und vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern

Stahlbetondruckglieder ermöglichen die optimale Ausnutzung der hohen Druckfestigkeit von Beton und zeichnen sich auch darüber hinaus durch günstige Eigenschaften für das Bauwesen in Bezug auf den Feuerwiderstand sowie auf die Robustheit und Dauerhaftigkeit aus. Der Einsatz höherfester Betone und hoher Bewehrungsgrade bringt mit der Reduzierung erforderlicher Querschnittsabmessungen eine Reihe von wirtschaftlichen, ästhetischen und nachhaltigen Vorteilen mit sich. Weitere Vorzüge im Hinblick auf den beschleunigten Baufortschritt, eine hohe Ausführungsqualität und Rückbaubarkeit werden durch die Vorfertigung der Druckglieder erzielt. Die zukünftige Optimierung von Stahlbetondruckgliedern führt jedoch zu Konfigurationen außerhalb der normativ geregelten Bereiche sowie neuen Fragestellungen in Bezug auf eine sichere Bemessung und konstruktive Durchbildung. Eine Auswertung zu Hintergründen gültiger Konstruktionsregeln zeigt, dass diese Festlegungen häufig nicht durch mechanisch konsistente Modelle zur Abbildung des Tragverhaltens gestützt werden. Das Ziel der Arbeit ist daher die Entwicklung von auf physikalischen Grundlagen basierenden, experimentell abgesicherten Modellen zur Beschreibung des Tragwiderstandes und der Robustheit von hochtragfähigen und vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern.

Der entwickelte Ansatz zur differenzierten Erfassung der bauteilspezifischen Einflüsse auf die in Stahlbetondruckgliedern nutzbare Bauteildruckfestigkeit ermöglicht eine sichere Traglastbemessung unter Berücksichtigung hoher Längs- und Querbewehrungsgrade. Die Untersuchungen zeigen, dass die Erhöhung der Betondruckfestigkeit für die Traglastbemessung eine untergeordnete Rolle spielt, diese allerdings bei der Robustheitsbemessung umso bedeutsamer ist. Stahlbetondruckglieder sollten wegen der erhöhten Sprödigkeit höherfester Betone definierte Robustheitsziele zur Sicherstellung der Resilienz der Gesamtkonstruktion einhalten. Die zur Analyse der Robustheit durchgeführten experimentellen, numerischen und modelltheoretischen Untersuchungen zeigen die hohe Effektivität der Querbewehrung in Bezug auf die im Residualzustand aufnehmbare Traglast. Das neu entwickelte und validierte Ingenieurmodell kann die Robustheit von Stahlbetondruckgliedern zuverlässig abbilden und verdeutlicht die Notwendigkeit angepasster Konstruktionsregeln. Aus einer ergänzenden Parameterstudie können erweiterte Regeln zur konstruktiven Durchbildung abgeleitet werden, die auch bei Verwendung höherfester Betone zu einem robusten Bauteilverhalten führen.

Die Vorfertigung von Stahlbetondruckgliedern führt zu einer komplexen Fügestelle, an die hohe Anforderungen an die Druckkraftübertragung, die Steifigkeit, den Toleranzausgleich und die spätere Rückbaubarkeit gestellt werden. Insbesondere für hochtrag-

fähige Bauteile weisen experimentelle Untersuchungen mit hohen Bewehrungsgraden darauf hin, dass stumpf gestoßene Stahlbetondruckglieder trotz Querdehnungsbehinderung mittels Stahlplatten nicht die Traglast eines monolithischen Druckgliedes erreichen. Mithilfe von dreidimensionalen meso- und makroskaligen Finite-Elemente-Modellen können in Übereinstimmung mit experimentellen Messwerten Relativverschiebungen zwischen den Längsstäben und dem umliegenden Beton im Bereich der Fügestelle identifiziert werden. Aus der Verbundreaktion folgt eine Umlagerung von Druckspannungen aus der Längsbewehrung auf den Beton. Während diese Spannungsumlagerungen im Betonkern infolge einer effektiven Umschnürung durch die Bügelbewehrung und die Stahlplatten aufgenommen werden können, wird mit zunehmenden Druckspannungen in der Betondeckung die einaxiale Betondruckfestigkeit erreicht. Sobald die einsetzenden Abplatzungen und der damit einhergehende Lastabfall nicht mehr durch die Längsbewehrung und den Betonkern kompensiert werden können, kommt es zu einem frühzeitigen Versagen des gestoßenen Druckgliedes. Die numerischen Simulationen zeigen aber auch, dass mit einer sorgfältigen konstruktiven Durchbildung der Fügestelle eine hohe Ausnutzung der monolithischen Vergleichstraglast erreichbar ist.

Abstract

Modelling and design of high-performance and prefabricated reinforced concrete compression members

Reinforced concrete compression members enable optimum utilisation of the high compressive strength of concrete and also have favourable properties for structural engineering in terms of fire resistance as well as robustness and durability. The use of high-strength concrete and high reinforcement ratios provides several economical, aesthetic and sustainability advantages by reducing the required cross-sectional dimensions. Further benefits with regard to an accelerated construction progress, a high material quality and the possibility of demolition and reuse are achieved by the prefabrication of the compression members. However, future optimisation of reinforced concrete compression members leads to configurations beyond the standardisation as well as new challenges regarding safe design and detailing. A background evaluation of current detailing rules reveals that these specifications are rarely supported by mechanical models representing the load-bearing behaviour. Therefore, the research objective is the development of experimentally validated models that are based on physical principles for the characterisation of the load-bearing capacity and the robustness of high-performance and prefabricated reinforced concrete compression members.

The approach for the differentiated determination of the component-specific effects on the compressive strength enables a safe ultimate load design of compression members taking into account high longitudinal and transverse reinforcement ratios. The studies show that the increase of the concrete compressive strength is of secondary importance for the ultimate load design, whereas it is even more important for the robustness design. Due to the increased brittleness of high-strength concretes, reinforced concrete compression members should meet defined robustness targets to ensure the resilience of the entire structure. The experimental, numerical and theoretical investigations performed to analyse the robustness show the high effectiveness of the transverse reinforcement in relation to the load capable in the residual state. A new engineering model reliably represents the robustness of reinforced concrete compression members and highlights the importance of adapted detailing rules. An additional parameter study allows the derivation of enhanced detailing rules, resulting in robust component behaviour even with high-strength concretes.

The prefabrication of reinforced concrete compression members results in complex joints with high demands on compressive force transmission, stiffness, tolerance compensation and the possibility of future demolition and reuse. Experimental investigations conducted on columns using high reinforcement ratios indicate that butt-jointed reinforced concrete compression members do not achieve the ultimate load of a

monolithic compression member despite the use of steel plates for transverse strain restraint. Using three-dimensional meso- and macro-scale finite element models, relative displacements between the longitudinal bars and the surrounding concrete in the joining region can be identified in accordance with the experimental data. The bond reaction results in a redistribution of compressive stresses from the longitudinal reinforcement to the concrete. While these stress redistributions can be absorbed in the concrete core due to effective confinement by the transverse reinforcement and steel plates, the unconfined concrete compressive strength is reached with increasing compressive stresses in the concrete cover. Once the initial spalling and the associated load decrease can no longer be compensated by the longitudinal reinforcement and the concrete core, a premature failure of the joined compression member occurs. However, the numerical simulations also show that a high utilisation of the monolithic comparative ultimate load can be achieved by carefully detailing the joint.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
Publikationen	VII
Bezeichnungen	IX
1 Einleitung	1
1.1 Stahlbetondruckglieder	1
1.2 Hochleistungsstützen im Hochhausbau	3
1.3 Druckstreben in Betonfachwerken	3
1.4 Motivation und Ziel der Arbeit	4
1.5 Aufbau der Arbeit	5
2 Grundlagen zu Stahlbetondruckgliedern	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Längsbewehrungstraganteil	10
2.2.1 Längsbewehrungstraganteil im Integritätszustand	10
2.2.2 Längsbewehrungstraganteil im Residualzustand	12
2.3 Betontraganteil	14
2.3.1 Betontraganteil im Integritätszustand	14
2.3.2 Betontraganteil im Residualzustand	16
2.4 Bemessung und konstruktive Durchbildung	28
2.4.1 Bemessungsphilosophie	28
2.4.2 Definition von Robustheit	29
2.4.3 Bewertung der Robustheit	30
2.4.4 Konstruktive Durchbildung	33
2.5 Zusammenfassung und offene Fragen	35
3 Grundlagen zum Fügen von Druckgliedern	37
3.1 Allgemeines	37
3.2 Ausführungsvarianten von Stumpfstößen	38
3.3 Tragverhalten	39
3.3.1 Stumpfstoß mit Mörtelfuge	39
3.3.2 Stumpfstoß mit Mörtelfuge und Stirnflächenbewehrung	43
3.3.3 Stumpfstoß mit Mörtelfuge und Stahlplatten	46
3.4 Bemessung und konstruktive Durchbildung	50
3.4.1 Eurocode 2	50
3.4.2 DAfStb-Heft 600	51
3.4.3 Konstruktive Durchbildung	52
3.5 Stumpf gestoßene Fertigteilstützen in der Praxis	53
3.5.1 Hochhaus Herriot's	53
3.5.2 Taunusturm	54
3.5.3 Hochhausprojekt Four	55

3.5.4	Weitere Praxisbeispiele	56
3.6	Zusammenfassung und offene Fragen	56
4	Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen	59
4.1	Abstract	59
4.2	Einleitung	60
4.3	Geschichte der Stahlbetonstützen	61
4.3.1	„Erfindung“ und erste Anwendungen	61
4.3.2	Erste Regelwerke in Deutschland	62
4.3.3	Normung der Stahlbetonstützen in DIN 1045 und EC 2	63
4.4	Konstruktive Durchbildung von Stahlbetonstützen	63
4.4.1	Längsbewehrung	63
4.4.2	Querbewehrung	66
4.5	Zusammenfassung	71
4.6	Ausblick	71
5	Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton	73
5.1	Abstract	73
5.2	Einleitung	74
5.3	Datenbank zu Stützenversuchen	76
5.4	Integrierende Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 1)	77
5.5	Differenzierte Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 2)	80
5.5.1	Motivation	80
5.5.2	Prüfkörpergeometrie	80
5.5.3	Sprödigkeit des Betons	80
5.5.4	Bewehrung als „Störfaktor“	81
5.5.5	Umschnürungswirkung der Bewehrung	82
5.5.6	Auswertung der Datenbank	85
5.6	Praxisgerechter Ansatz zur differenzierten Erfassung des Bauteilfaktors	88
5.7	Zusammenfassung und Ausblick	90
6	Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen	93
6.1	Abstract	93
6.2	Einleitung	94
6.3	Robustheit	94
6.3.1	Definition des Begriffs „Robustheit“	94
6.3.2	Klassifizierung von Tragwerken	95
6.4	Ansätze zur Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen	97
6.4.1	Trag- und Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen	97
6.4.2	Ansätze zur Beschreibung und Bewertung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen	97

6.5	Modell für das Nachbruchverhalten von zentrisch beanspruchten Stahlbetonstützen	99
6.5.1	Allgemeines	99
6.5.2	Traganteil der Längsbewehrung	100
6.5.3	Traganteil der nicht umschnürten Betondeckung	101
6.5.4	Traganteil des umschnürten Betonkerns	102
6.5.5	Rheologisches Modell für Rechteckstützen	103
6.5.6	Validierung mit Versuchsergebnissen	104
6.6	Bestimmung der Robustheit mithilfe des rheologischen Modells	105
6.6.1	Beispielstütze nach EC 2/NA	105
6.6.2	Bewertung der Robustheit	106
6.6.3	Parameterstudie und Beurteilung	106
6.7	Zusammenfassung und Ausblick	109
7	Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen	111
7.1	Abstract	111
7.2	Einleitung	112
7.3	Robustheit von Stahlbetonstützen	113
7.4	Numerische Untersuchungen	114
7.4.1	FE-Modell zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen	114
7.4.2	Nachrechnung von Stützenversuchen und erste Auswertungen mithilfe des FE-Modells	117
7.5	Mechanisches Modell zur Berechnung der Robustheit	119
7.5.1	Allgemeines	119
7.5.2	Validierung des mechanischen Modells	119
7.5.3	Anwendung des mechanischen Modells an einer Stützendatenbank	120
7.6	Parameterstudie	121
7.7	Mögliche Anpassungen der Konstruktionsregeln für robuste Stützen	123
7.8	Zusammenfassung und Ausblick	125
8	Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern	127
8.1	Abstract	127
8.2	Einleitung	128
8.3	Stand der Technik	129
8.3.1	Allgemeines	129
8.3.2	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	130
8.3.3	Konstruktive Durchbildung	130
8.3.4	Der Stumpfstoß in der Praxis	132
8.4	Experimentelle Untersuchungen	132
8.4.1	Allgemeines	132

8.4.2	Versuchskörper	133
8.4.3	Versuchsdurchführung	135
8.4.4	Versuchsergebnisse	135
8.5	Numerische Untersuchungen	138
8.5.1	Modell	138
8.5.2	Nachrechnung der Bauteilversuche	140
8.5.3	Parameterstudie	142
8.6	Zusammenfassung und Ausblick	144
9	Butt Jointing of Prefabricated Concrete Columns	147
9.1	Abstract	147
9.2	Introduction	148
9.3	State of the Art	149
9.4	Large-Scale Tests	151
9.5	Deformations of the Steel Plate	154
9.5.1	Experimental Findings	154
9.5.2	Numerical Investigations	156
9.6	Stress Redistribution in Column End Regions	158
9.6.1	Experimental Findings	158
9.6.2	Confinement	159
9.6.3	Numerical Investigations	160
9.7	Evaluation of Load-Bearing Behaviour	163
9.7.1	Large-Scale FE Model	163
9.7.2	Influences on the Load-Bearing Behaviour	166
9.8	Conclusion and Outlook	167
10	Zusammenfassung und Ausblick	169
10.1	Zusammenfassung	169
10.2	Ausblick	171
	Literaturverzeichnis	173
	Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors	191
A-1	Umrechnung der Betondruckfestigkeiten	191
A-2	Auswahlkriterien	191
A-3	Übersicht	192
A-4	Datenbank	193
	Anhang B: Datenbank zur Untersuchung der Robustheit	209
B-1	Erweiterung der Datenbank	209
B-2	Übersicht	210
B-3	Kraft-Stauchungs-Beziehungen	211
B-4	Verfahren zur Bewertung der Robustheit	219
B-5	Auswertungen der Robustheit	221
	Anhang C: Erweiterte Konstruktionsregeln für UHPC-Stützen	223
C-1	Numerische Untersuchungen	223

C-2	Mechanisches Modell	224
C-3	Vorschlag für Konstruktionsregeln	225
Anhang D: Stützenversuche		227
D-1	Versuchskörper	227
D-2	Versuchsbeobachtungen	231
D-3	Quadratstützen	236
D-4	Kreisstützen	240
D-5	Fazit	243
Anhang E: Auswertung experimenteller Rohdaten		245
E-1	Stumpf gestoßene Stahlbetonstützen	245
E-2	Stahl- und Betonstauchungen	247
E-3	Bügeldehnungen	249
E-4	3D-Scans der Stahlplatten	249
E-5	Diskussion der Verformungen	252
Anhang F: FE-Modell zu Stahlbetonstützen		255
F-1	Programmcode	255
F-2	Betonmodell	262
F-3	Diskret aufgelöste Bewehrung	264

Publikationen

Diese kumulative Dissertation basiert auf der Forschungsleistung, die in folgenden Zeitschriftenaufsätzen veröffentlicht wurde:

Aufsatz I (Kapitel 4)	„Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen – Hintergründe zu den derzeit geltenden Konstruktionsregeln“, veröffentlicht am 15.01.2022 in Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 3, S. 186-195
Aufsatz II (Kapitel 5)	„Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton“, veröffentlicht am 13.07.2021 in Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 1, S. 12-23
Aufsatz III (Kapitel 6)	„Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen“, veröffentlicht am 31.10.2019 in Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 11, S. 837-846
Aufsatz IV (Kapitel 7)	„Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen“, veröffentlicht am 14.05.2020 in Beton- und Stahlbetonbau 115, H. 8, S. 566-575
Aufsatz V (Kapitel 8)	„Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern“, veröffentlicht am 12.07.2021 in Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 9, S. 701-711
Aufsatz VI (Kapitel 9)	„Butt Jointing of Prefabricated Concrete Columns“, veröffentlicht am 16.12.2022 in CivilEng 3, H. 4 (MDPI Journal), S. 1108-1125

Bezeichnungen

Die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen und Symbole orientieren sich an der Nomenklatur der DIN EN-1992-1-1 (EC 2) [EC2-11]. Abweichende sowie nicht im nachfolgenden Verzeichnis aufgeführte Bezeichnungen und Symbole sind im Text erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Gesamtquerschnittsfläche	A_c	Betonquerschnittsfläche
$A_{c,enc}$	Von Bügeln umfasste Kernfläche der Stütze	$A_{c,netto}$	Nettobetonquerschnittsfläche
A_{Kern}	Querschnittsfläche des umschnürten Stützenkerns	A_{quer}	Querschnittsfläche der Querbewehrung
$A_s, A_{s,l}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung	$A_{s,w}$	Querschnittsfläche eines Bügels
D_c	Duktilitätsfaktor nach TAVIO	E_c	Elastizitätsmodul von Beton
E_{c1}	Sekantenmodul	E_s	Elastizitätsmodul von Betonstahl
$E_{s,h}$	Verfestigungsmodul von Betonstahl	F	Kraft
$F_{u,l}, F_u$	Kraft bei Primärtraglast	$F_{u,II}$	Kraft im Residualbereich
I	Flächenträgheitsmoment	I_{10}	Duktilitätszahl nach FOSTER
K_n	Federsteifigkeit	N	Last
$N_{c,c}$	Traglastanteil der Betondeckung	$N_{c,cc}$	Traglastanteil des Betonkerns
N_{Ed}	Bemessungstraglast	N_{Rd}	Aufnehmbare Traglast
$N_{s,l}$	Traglastanteil der Längsbewehrung	$N_{u,l}, N_u$	Primärtraglast
R_m	Druckfestigkeit der Längsbewehrung	$R_{p,0,2}$	0,2 %-Dehngrenze der Längsbewehrung
$Q_{0,95}$	95 %-Quantil	$Q_{0,05}$	5 %-Quantil

Kleine lateinische Buchstaben

a	Seitenlänge eines Querschnitts	b	Seitenlänge eines Querschnitts
b_0	Horizontaler Achsabstand der Bügelschenkel	b_1	Horizontaler Abstand der rückverankerten Längsstäbe
c	Kohäsion	c_{min}	Mindestbetondeckung
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung	d	Durchmesser
e_0	Exzentrizität	f_{1c}	Einaxiale Betondruckfestigkeit
$f_{cc,u}$	Betondruckfestigkeit unter mehraxialen Spannungszuständen	$f_{cc,Stütze}$	Bauteildruckfestigkeit unter Berücksichtigung der Umschnürung
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	$f_{c,Stütze}$	Bauteildruckfestigkeit
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit	f_{cm}	Mittlere Betondruckfestigkeit

Bezeichnungen

f_t	Zugfestigkeit des Betonstahls	f_y	Streckgrenze
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze	h	Höhe
h_m	Mörteldicke	h_s	Stahlplattendicke
k	Plastizitätsfaktor	k_e	Umschnürungsfaktor
l	Länge	l_0	Knicklänge
m	Median	n	Anzahl
n_b	Anzahl Stäbe je Stabbündel	n_l, n_{sl}	Anzahl der Längsstäbe
r	Korrelationskoeffizient	s	Sicherheitsgrad, Stababstand
$s_{cl,t}$	Bügelabstand	s_l	Abstand der Längsstäbe
s_w	Bügelabstand	v	Variationskoeffizient
w	Verformung	\bar{x}	Mittelwert

Griechische Buchstaben

α	Umschnürungsfaktor, Beiwert für Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Stahl nach MANDER	α_{cc}	Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit
$\alpha_{cc,b}$	Abminderungsfaktor für die bauteilspezifischen Effekte	$\alpha_{cc,conf}$	Teilfaktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung
$\alpha_{cc,g}$	Abminderungsfaktor für geometrische Einflüsse „Prismenfaktor“	$\alpha_{cc,l}$	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von Längsbewehrung
$\alpha_{cc,m}$	Abminderungsfaktor für die Materialeseite	$\alpha_{cc,w}$	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von Querbewehrung
α_f	Parameter für DRUCKER-PRAGER Materialmodell	α_g	Parameter für DRUCKER-PRAGER Materialmodell
α_n	Umschnürungsfaktor in Bügelebene	α_s	Umschnürungsfaktor in vertikaler Richtung
β	Abminderungsfaktor, Parameter für DRUCKER-PRAGER Materialmodell	$\beta_{1,33}$	Robustheitswert
β_j	Robustheitswert	γ	Sicherheitsfaktor
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton	$\Delta_{z,50}$	Vertikale Stützenstauchung bei Resttragfähigkeit von 50 %
$\Delta_{z,maxN}$	Vertikale Stützenstauchung bei Erreichen der Höchstlast	δ	Verformung
ε_c	Betonstauchung, Stützenstauchung	$\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{co}$	Betonbruchstauchung
ε_{C50C}	Stützenstauchung bei 50 % der Traglast im absteigenden Ast	$\varepsilon_{cc,85}$	Stützenstauchung bei 85 % der Traglast im absteigenden Ast
$\varepsilon_{cc,u}$	Betonbruchstauchung unter mehraxialen Spannungszuständen	$\varepsilon_{c,lim}$	Grenzstauchung
$\varepsilon_{c,u}$	Betonbruchstauchung	ε_{el}	Elastische Betonstauchung
ε_{pl}	Inelastische Betondehnung	ε_s	Stahldehnung, Stahlstauchung
$\varepsilon_{s,h}$	Stahlstauchung zu Beginn der Verfestigung	$\varepsilon_{s,i}$	Grenzstauchung des Stahls
$\varepsilon_{s,u}$	Bruchstauchung des Stahls	ε_y	Stahlstauchung bei Erreichen der Fließgrenze

η_{bj}	Traglastfaktor für Stumpfstöße	η_{cc}	Sprödigkeitsfaktor
κ	Interne Zustandsvariable, Abminderungsfaktor für Stoß	λ	Schlankheit
λ_b	Knickbeiwert	λ_{lim}	Grenzschlankheit
μ_{50}	Robustheitsindex nach STEVEN	ν	Querdehnzahl
ξ	Beiwert für Spannungs-Dehnungs- Beziehung von Beton nach MC90	ρ_l	Längsbewehrungsgrad
ρ_w	Querbewehrungsgrad	σ_2	Querdruckspannung, Umschnürungsspannung
σ_c	Betonspannung	$\sigma_{c,core}$	Betonspannung im Stützenkern
$\sigma_{c,cover}$	Betonspannung in der Betondeckung	$\sigma_s, \sigma_{s,l}$	Stahlspannung
$\sigma_{s,k}$	Rechnerische Stahlspannung unter Berücksichtigung des Knickens	σ_{sw}	Bügelspannung
$\sigma_{sw,u}$	Bügelspannung bei Primärtraglast	ϕ	Reibungswinkel
ψ	Dilatanzwinkel		

Symbole

ϕ	Durchmesser	ϕ_l	Durchmesser der Längsbewehrung
ϕ_n	Vergleichsdurchmesser	ϕ_w	Durchmesser der Querbewehrung

1 Einleitung

1.1 Stahlbetondruckglieder

Stahlbetondruckglieder sind unverzichtbare und vielseitig einsetzbare Bauteile, welche die charakteristische Eigenschaft von Beton, seine hohe Druckfestigkeit, optimal ausnutzen. Sie übernehmen als Stützen den vertikalen Lastabtrag z. B. in Hochhäusern (Bild 1-1 a, c, f) oder tragen in Form von Druckstreben in Fachwerken (Bild 1-1 b), Dachkonstruktionen (Bild 1-1 d) oder Bogenbrücken (Bild 1-1 f) zu einer Lösung für weitgespannte und gewichtsoptimierte Strukturen bei. Druckglieder aus Stahlbeton haben gegenüber druckbeanspruchten Bauteilen aus alternativen Materialien wie Stahl oder Holz wesentliche Vorteile in Hinblick auf die Tragfähigkeit, den Feuer- sowie Anprallwiderstand. Zusätzlich stellen sie häufig die wirtschaftlichste Lösung dar.

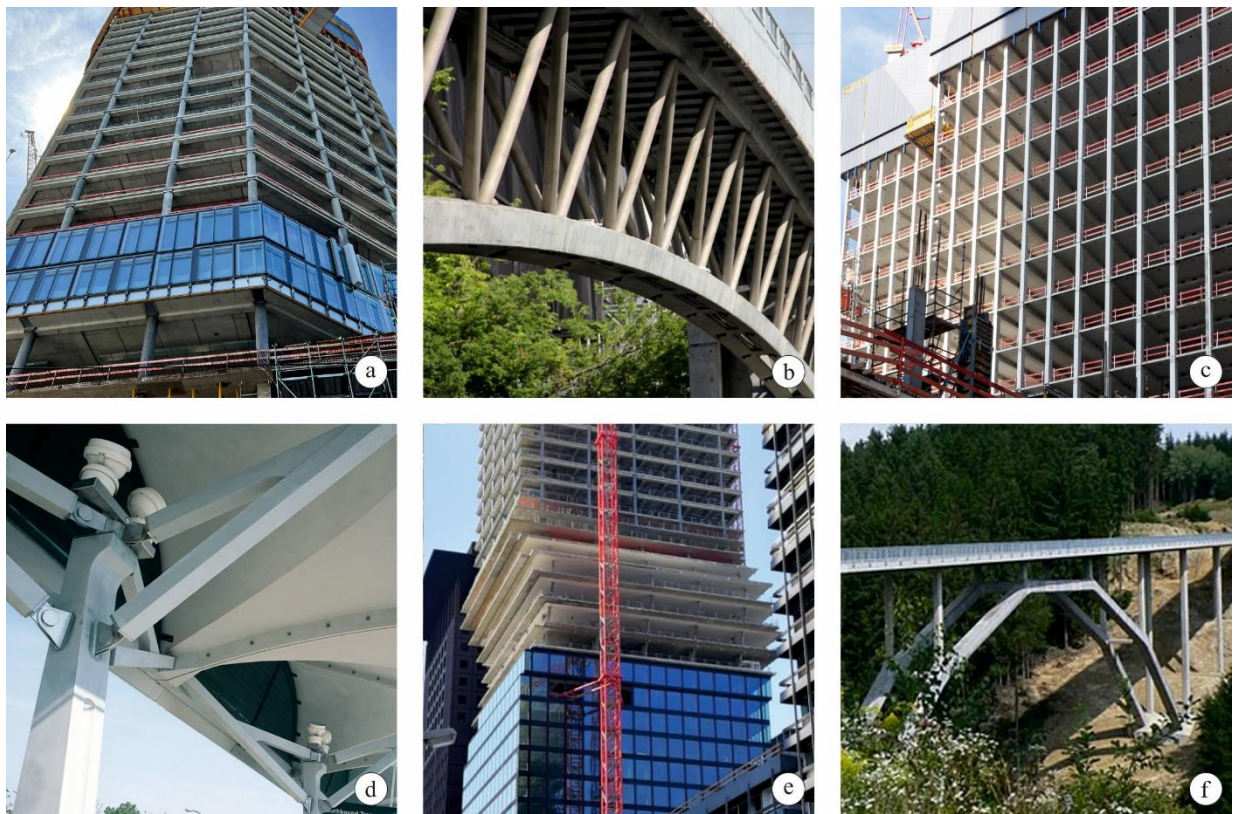


Bild 1-1: Stahlbetondruckglieder als Hochhausstützen (a [Foto: S. Javidmehr], c [Wol-12], e [Gab-18]) sowie als Druckstreben in Fachwerk- und weiteren Strukturen (b [Bal-16], d [Vic-05], f [Rei-10])

Der zunehmende Fokus auf die Energie- und Ressourcenschonung erfordert jedoch das kritische Hinterfragen und Anpassen der konventionellen Stahlbetonbauweise [DAfStb-21]. Stahlbetondruckglieder können einen Beitrag zum nachhaltigen Bauen mit Beton bei zeitgleich schneller Realisierung von dringend benötigten Flächen in den verdichteten Großstädten leisten. Die notwendige Optimierung betrifft sowohl den

Verbundwerkstoff Stahlbeton, d. h. die Wahl und Zusammensetzung der Materialien für Beton und Stahl, als auch die Herstellungsverfahren von Stahlbetondruckgliedern.

Aufgrund unterschiedlicher Betonrezepturen sind die Angaben für das Treibhauspotenzial (*engl.*: global warming potential, GWP) von Beton sehr hohen Streuungen unterworfen [Haf-19]. Dennoch gibt es einen klaren Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und dem GWP (Bild 1-2, links) [Sho-21], [Yan-13]. Bei der Herstellung höherfester Betone wird aufgrund der höheren Menge an Zement und Fließmitteln mehr CO₂ freigesetzt als bei der Produktion normalfester Betone. Die gestrichelten Linien in Bild 1-2 (links) begrenzen den möglichen Bereich des Treibhauspotenzials in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit [Kur-20].

Dieser Tendenz steht allerdings die hohe Leistungsfähigkeit hochfester Betone entgegen, die bei Betondruckgliedern optimal ausgeschöpft werden kann [And-20]. Bild 1-2 (rechts) zeigt das leistungsbezogene Treibhauspotenzial bezogen auf die mittlere Druckfestigkeit der Betone. Es wird ersichtlich, dass die Nachhaltigkeit hochfester Betone unter Einbezug ihrer Druckfestigkeit erheblich verbessert wird. Durch den Einsatz von höherfesten Betonen können Querschnitte minimiert und damit ressourcenschonende Konstruktionen mit einem schlanken Erscheinungsbild realisiert werden.

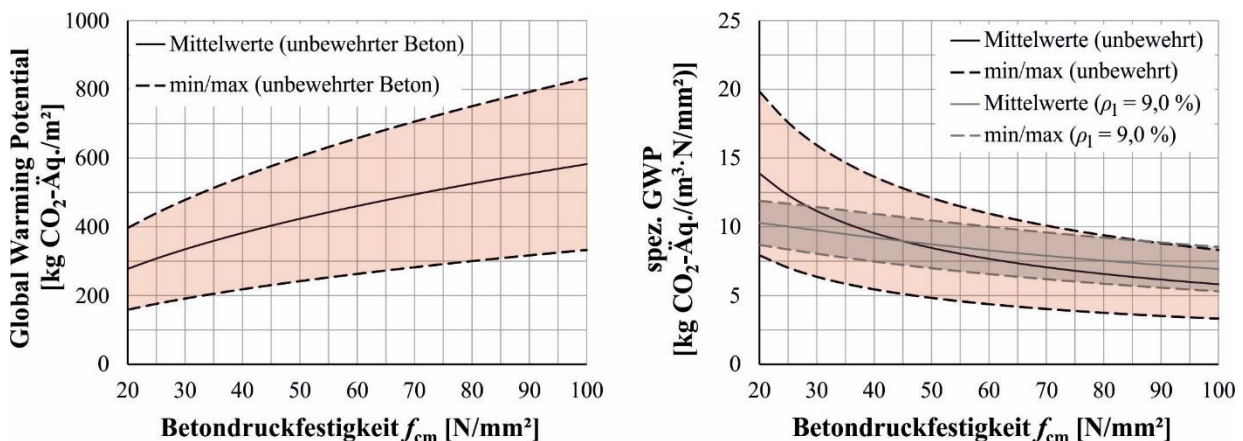


Bild 1-2: Global Warming Potential von Beton in Abhängigkeit der Druckfestigkeit nach [Kur-20] (links) und unter Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit eines (Stahl-)Betonquerschnitts (rechts)

Weiterhin vollzieht sich ein Wandel in Bezug auf die Herstellung von Stahlbetondruckgliedern, welche immer häufiger nicht auf der Baustelle, sondern vorab im Fertigteilwerk gefertigt werden. Der Herstellungsprozess im Fertigteilwerk erfolgt dabei in einer vor äußeren Einflüssen geschützten, kontrollierten Umgebung und ermöglicht eine Beschleunigung des Bauablaufs. Durch die witterungsunabhängige Produktion im Fertigteilwerk können hochwertige, dauerhafte und langlebige Bauteile hergestellt werden. Ein weiterer Vorteil der Fertigteilbauweise ist eine erleichterte Rückbaubarkeit von Bauwerken am Ende ihrer Nutzungsdauer und die Chance auf einen erneuten Einsatz der vorgefertigten Bauteile [Jai-14].

Beide Trends, die Verwendung von Hochleistungsbetonen sowie die Vorfertigung, begünstigen die Entwicklung von hochtragfähigen und vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern. Als optimale Einsatzgebiete für diese Druckglieder gelten der Einsatz von Hochleistungsstützen im Hochhausbau sowie die Verwendung von Druckstreben in Stahlbetonfachwerken.

1.2 Hochleistungsstützen im Hochhausbau

Die Anzahl von Hochhausprojekten im deutschsprachigen Raum steigt in den letzten Jahren angesichts des akuten Mangels an nutzbaren Büro- und Wohnflächen in Großstädten deutlich an [Bul-18]. Hochhäuser können infolge der minimierten überbauten Fläche im Sinne der Ressourcenschonung unter bestimmten Voraussetzungen eine nachhaltige Bauweise darstellen [Wei-21].

Der Einsatz von höherfesten Stahlbetonstützen bringt neben den bereits aufgezeigten Nachhaltigkeitsaspekten vor allem aufgrund der reduzierten Querschnittsabmessungen weitere Vorteile mit sich. So kann eine großzügige und flexible Raumaufteilung erreicht, die Nutzfläche vergrößert und die Installation der technischen Gebäudeausrüstung erleichtert werden [Emp-18b]. Weiterhin sprechen architektonische Gründe für ein leichtes Erscheinungsbild mit möglichst wenigen und filigranen Stützen. Der Einsatz von Fertigteilstützen trägt zu einem schnellen Baufortschritt bei, so konnte z. B. beim Hochhaus Taunusturm in Frankfurt am Main ein Vier-Tage-Takt für die Errichtung der Regelgeschosse erreicht werden [Bac-14b]. Durch die Vorfertigung im Werk kann zudem eine hohe Qualität der Stützen garantiert und damit ein wichtiger Beitrag zu einem langlebigen Bauwerk geleistet werden. Der Einsatz hoher Bewehrungsgrade verstärkt die bereits genannten Aspekte zusätzlich, da aufgrund der hohen, von der Bewehrung aufnehmbaren Traglast ein Teil des Betonquerschnitts ersetzt werden kann.

Der Einsatz von hochbewehrten Fertigteilstützen aus hochfestem (*engl.* high performance concrete, HPC) und ultra-hochfestem Beton (*engl.* ultra-high performance concrete, UHPC) im Hochhausbau hat in den letzten 20 Jahren stetig zugenommen. Stellvertretend für eine Reihe realisierter Bauvorhaben sind in Bild 1-1 (c) der 169 m hohe, 2014 fertig gestellte Taunusturm, in Bild 1-1 (e) der 190 m hohe, 2019 eröffnete Omniturm sowie in Bild 1-1 (a) das sich derzeit noch im Bau befindliche Hochhausprojekt Four, alle in Frankfurt am Main, dargestellt.

1.3 Druckstreben in Betonfachwerken

In der Praxis werden aufgrund des geringen Schalungsaufwandes sowie der im Verhältnis zu den Lohnkosten niedrigen Rohstoffpreise häufig massive Betonbauteile eingesetzt. Eine Auflösung dieser Strukturen in hinsichtlich des Lastabtrags optimierte und leichte Betonfachwerke führt zu einer Einsparung von Beton und damit

Eigengewicht sowie CO₂-Emissionen und trägt neben ästhetischen Vorzügen maßgeblich zu einer nachhaltigen Bauweise mit einer optimalen Betonausnutzung bei. Der Einsatz von vorgefertigten HPC- und UHPC-Elementen ist aufgrund der äußerst hohen Dauerhaftigkeit und Langlebigkeit ideal geeignet und erlaubt auch Einsätze unter ungünstigen Umgebungsbedingungen, beispielsweise im maritimen Bereich.

In Zukunft ist ein vermehrter Einsatz von Betondruckstreben in topologieoptimierten Bauteilen zu erwarten. Hierauf deuten unter anderem die derzeit intensiv beforschten additiven Fertigungstechniken hin [Gau-19], [Gag-22].

In Bild 1-1 sind einige bereits verwirklichte, filigrane Ersteinsätze von vorgefertigten UHPC-Druckgliedern dargestellt. Bild 1-1 (b) zeigt die UHPC-Fußgängerbrücke in Sherbrooke, Kanada, Bild 1-1 (d) eine filigrane Dachkonstruktion in Shawnessy, Kanada, und in Bild 1-1 (f) ist die Bogenbrücke „Wild-Brücke“ in Völkermarkt, Österreich, dargestellt.

1.4 Motivation und Ziel der Arbeit

Der Einsatz von vorgefertigten und gefügten Stahlbetondruckgliedern aus hoch- bzw. ultra-hochfesten Betonen stellt eine neue und auch nachhaltige Bauweise dar. Der Realisierung derartiger Konstruktionen stehen aufgrund des begrenzten Kenntnisstandes in der Forschung und Praxis, den zum Teil fehlenden normativen Regelungen und der damit verbundenen offenen Fragestellungen und Unsicherheiten eine Vielzahl von Hürden im Weg.

Für den Einsatz von höherfesten Betonen zeigen bisherige Untersuchungen, dass die mit der Betondruckfestigkeit steigende Sprödigkeit zu einer abnehmenden Robustheit des Stahlbetondruckgliedes führt. Dies kann in Abhängigkeit des betrachteten Systems sogar zum Verlust der Resilienz der Gesamtstruktur führen. Dazu fehlen bisher Ansätze zur Robustheitsbemessung sowie geeignete Modelle zur Erfassung der maßgeblichen Einflüsse auf das Nachbruchverhalten von Druckgliedern. Insbesondere für hochfeste Betone müssen bestehende Regeln zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung in Hinblick auf die Robustheit erweitert werden.

Der Einsatz von Fertigteildruckgliedern erfordert die Ausbildung von Fügstellen, die einen Diskontinuitätsbereich im Tragwerk darstellen und zu Traglastverlusten der zusammengesetzten Druckglieder gegenüber einzelnen, monolithisch hergestellten Druckgliedern führen können. Insbesondere für die im Hochhausbau üblichen Stumpfstoße gibt es weder normative Vorgaben noch mechanisch konsistente Modelle zur Abbildung des Tragverhaltens. Dies gilt besonders bei gleichzeitiger Verwendung hoher Bewehrungsgrade in Stahlbetondruckgliedern.

Eine Adaption vorhandener Regelungen und Ansätze für die Fragestellungen in Bezug auf höherfeste Betone, hohe Bewehrungsgrade sowie Fügstellen ist meistens nicht möglich, da diese auf empirische Untersuchungen zurückzuführen sind und die darin

enthaltenen Randbedingungen, wie z. B. die Stahlgüte, Betondruckfestigkeiten und geometrische Abmessungen, häufig keine Gültigkeit mehr besitzen. Das Ziel dieser Arbeit ist daher die Entwicklung von auf physikalischen Grundlagen basierenden und experimentell abgesicherten Modellen, mit denen der Tragwiderstand und die Robustheit von vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern unter Berücksichtigung konstruktiver und materialtechnologischer Weiterentwicklungen beschrieben werden kann. Derartige Modelle sind eine Voraussetzung für die Herstellung dauerhafter und sicherer Bauwerke.

Hierfür werden in dieser Arbeit Ingenieurmodelle entwickelt, mit denen modelltheoretische und numerische Simulationen zu bestehenden Problemstellungen durchgeführt werden. Die Untersuchungen sind hierbei überwiegend auf gedrungene Stahlbetondruckglieder beschränkt. Auf folgende Fragestellungen soll besonders eingegangen werden:

- Auf welche Hintergründe sind die derzeit gültigen Bemessungs- und Konstruktionsregeln zurückzuführen?
- Wie kann die Sprödigkeit höherfester Betone bei einer sicheren Traglastbemessung von Stahlbetondruckgliedern berücksichtigt werden?
- Wie kann eine ausreichende Robustheit von Stahlbetondruckgliedern beim Einsatz von höherfesten Betonen sichergestellt werden?
- Wie beeinflusst eine Fügestelle das Tragverhalten von vorgefertigten Druckgliedern und wie kann dieser Einfluss bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung berücksichtigt werden?

1.5 Aufbau der Arbeit

Der Bau mit Stahlbetondruckgliedern wird seit Ende des 19. Jahrhunderts von einer kontinuierlichen Forschung begleitet, welche bei Erreichung von Meilensteinen der Stahlbetonentwicklung, wie z. B. der Erfindung hochfester Betone, immer weiter vertieft wurde. Die derzeit ablaufende Optimierung von Bauteilen und Systemen wird in der vorliegenden Arbeit zum Anlass genommen, sich intensiv mit dem Tragverhalten und den Versagensmechanismen von vorgefertigten hochbeanspruchten Stahlbetondruckgliedern aus höherfesten Betonen auseinanderzusetzen.

In den Kapiteln 2 und 3 werden zunächst die Grundlagen zu Stahlbetondruckgliedern sowie zu Fügstellen von Druckgliedern aufgeführt.

Das Kapitel 4 enthält eine vertiefende Literaturrecherche zu den Ursprüngen von Stahlbetonstützen sowie zu Hintergründen und physikalischen Mechanismen hinter den derzeit gültigen Regeln zur konstruktiven Durchbildung. Die Auswertung der heute gültigen Konstruktionsregeln zeigt den dringenden Forschungsbedarf hinsichtlich der Weiterentwicklung und Anpassung der konstruktiven Durchbildung für zukünftige Hochleistungsstützen auf Basis von mechanisch begründeten Modellen auf. Hierbei

handelt es sich um den Aufsatz I „Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen“ [Mat-22c].

In den darauffolgenden Untersuchungen liegt der Fokus auf den hochfesten und hochbewehrten Stahlbetondruckgliedern. Beim Abgleich von experimentellen und rechnerischen Untersuchungen fällt auf, dass die rechnerischen Traglasten im Bauteilversuch meist nicht erreicht werden. In vielen vorangegangenen Untersuchungen wurde dieses Phänomen durch die Verwendung konstanter Faktoren zur Abminderung der Betondruckfestigkeit berücksichtigt [Hel-92], [Fos-97], [Cus-94]. Auch im normativen Kontext wird ein konstanter Beiwert α_{cc} verwendet, der die speziellen bauteilspezifischen Zusammenhänge nicht differenziert erfasst. Im Aufsatz II „Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton“ [Mat-21a] (Kapitel 5) wird eine Versuchsdatenbank vorgestellt, mit der die bauteilspezifischen Phänomene aus Geometrie- und Bewehrungseinflüssen auf die Betondruckfestigkeit analysiert werden. Auf Basis der Auswertungen anhand der Datenbank wird ein multiplikativer Ansatz zur differenzierten Erfassung eines Bauteilfaktors vorgeschlagen, der einen mechanisch konsistenten sowie für neue Entwicklungen adaptiven Ansatz darstellt und damit zu einer sicheren Bemessung von Stahlbetondruckgliedern beiträgt.

Ein Schwerpunkt bei der Untersuchung von Stahlbetondruckgliedern aus eher spröden, hochfesten Betonen liegt auf der Robustheit und damit auf dem Nachbruchverhalten. Analog zu Biegebauteilen, bei denen die Robustheit durch Mindestbewehrung sichergestellt wird, kann bei Druckgliedern hierfür die konstruktive Durchbildung herangezogen werden. Grundlegende Erläuterungen, Begriffsdefinitionen und Ansätze zur Bewertung der Robustheit können dem Aufsatz III „Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen“ [Emp-19b] (Kapitel 6) entnommen werden. Hierin werden experimentelle Untersuchungen von z. B. [Bje-90], [Hel-92], [Mar-84], [See-97], [Sim-95] bestätigt, wonach bei Druckgliedern aus hoch- und ultra-hochfestem Beton ein deutliches Robustheitsdefizit vorliegt, welchem mit konstruktiven Maßnahmen begegnet werden muss. Ein wichtiges Ziel ist daher die Entwicklung von an Versuchen validierten modelltheoretischen und numerischen Berechnungsansätzen zur qualitativen Bewertung der Robustheit von Stahlbetondruckgliedern. Das in Aufsatz III [Emp-19b] vorgestellte mechanische Modell wird im Aufsatz IV „Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen“ [Emp-20c] (Kapitel 7) erweitert und mit den Ergebnissen numerischer Analysen und Versuchsdaten validiert. Eine Parameterstudie bestätigt die erforderliche Erweiterung der Konstruktionsregeln für robuste Druckglieder durch eine Anpassung der Querbewehrung. Eine Ausdehnung der vorgestellten Konstruktionsregeln für höherfeste Betone wird ergänzend in [Emp-20d] und für UHPC in [Mat-20] vorgestellt und kann Anhang C entnommen werden.

Im Aufsatz V „Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern“ [Mat-21b] (Kapitel 8) liegt der Fokus auf der Fügestelle zentrisch

belasteter Fertigteilstützen für den Einsatz im Hochhausbau. Die Analyse der Tragfähigkeit eines Stumpfstoßes erfolgt mithilfe von an Versuchsdaten kalibrierten mechanischen und numerischen Modellen. Im Aufsatz VI „Butt Jointing of Prefabricated Concrete Columns“ [Mat-22a] (Kapitel 9) wird das komplexe Tragverhalten gefügter Druckglieder in einzelne Phänomene aufgelöst, die mithilfe dreidimensionaler mesoskaliger Finite-Elemente-Modelle separat analysiert werden. Durch die Erweiterung des in Aufsatz V vorgestellten makroskaligen Modells unter anderem in Hinblick auf die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton können wertvolle Erkenntnisse zum Tragverhalten vorgefertigter Druckglieder gewonnen und Rückschlüsse auf eine sichere Bemessung gezogen werden. Eine Parameterstudie ermöglicht die Ableitung konstruktiver Ansätze zur Erhöhung der Traglast stumpf gestoßener Druckglieder. Ergänzende Informationen sind in [Mat-22d] und [Mat-22b] veröffentlicht. Ausführliche numerische und experimentelle Analysen von Segmentfugen zwischen UHPC-Druckstreben unter Schub- und Druckspannungen werden in [Emp-20e] und [Mat-19] vorgestellt.

Das Kapitel 10 fasst abschließend die Ergebnisse zusammen und gibt einen Ausblick auf zukünftige Forschungsmöglichkeiten.

2 Grundlagen zu Stahlbetondruckgliedern

2.1 Allgemeines

Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff, bestehend aus Beton und darin eingebetteter Längs- und Querbewehrung. Das Trag- und Nachbruchverhalten von Stahlbetondruckgliedern wird wesentlich durch die Entwicklung der Traganteile des Betonquerschnitts und der Längsbewehrung bestimmt. Bis zum Erreichen der Traglast N_u steigt die aufnehmbare Kraft eines Stahlbetondruckgliedes, wie in Bild 2-1 dargestellt, kontinuierlich. Die Kraft-Verformungs-Beziehung kann in Analogie zu z. B. [She-80] und [Mar-82] in die beiden Phasen

- Integritätszustand und
- Residualzustand

eingeteilt werden, die durch einen Übergangszustand verbunden sind. Vor dem Eintreten erster Abplatzungen ist das Druckglied augenscheinlich intakt, sodass dieser Bereich als Integritätsbereich bezeichnet wird. Der Querschnitt ist weder durch Risse noch durch Abplatzungen äußerlich geschwächt, sodass die statischen Modellannahmen hinsichtlich Querschnittsform, Dehnsteifigkeit etc. in diesem Bereich gültig sind. Es schließt sich ein Übergangsbereich bis zum Erreichen der Traglast an. Es kommt dabei zu ersten Rissbildungen und Abplatzungen der Betondeckung [Hel-92]. Im Übergangsbereich kommt es auch zum Erreichen der Primärtraglast in Abgrenzung zur Residualtraglast im Nachbruchbereich.

Das Last-Verformungs-Verhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder kann bis zur Traglast vereinfacht additiv über den Längsbewehrungs- und den Betontraganteil entsprechend Gl. 2-1 rechnerisch erfasst werden [Mon-96]. Der Einfluss der Querbewehrung auf den Betontraganteil kann dabei für normalbewehrte Stahlbetondruckglieder aufgrund seiner geringen Bedeutung vernachlässigt werden [Kem-01].

$$N_u = N_{s,l} + N_c = \sigma_s \cdot A_{s,l} + \sigma_c \cdot A_{c,netto} \quad \text{Gl. 2-1}$$

mit

N_u Traglast des Stahlbetondruckgliedes

$N_{s,l}$ Längsbewehrungstraganteil

N_c Betontraganteil

Das Erreichen der Primärtraglast N_u kennzeichnet den Beginn des Versagens, welches im Allgemeinen mit großformatigen Abplatzungen der Betondeckung einhergeht. Dies führt zu einer Verringerung des Betonquerschnitts im Residualzustand und damit des Betontraganteils sowie der aufnehmbaren Last. Im Nachbruchbereich des Last-Verformungs-Verhaltens muss der verbleibende Betonquerschnitt des Druckgliedes

zusammen mit der Längsbewehrung den Lastabtrag übernehmen. Begünstigend erfährt der Betonkern hierbei aufgrund der aktivierten Querbewehrung eine Umschnürung und dadurch eine Erhöhung der Festigkeit und Verformbarkeit. Die Traglast im Nachbruchbereich kann vereinfachend nach Gl. 2-2 beschrieben werden. Dem Betonkern wird eine mehraxiale Betondruckfestigkeit zugeschrieben, während die Betondeckung aufgrund großflächiger Abplatzungen rechnerisch nicht mehr berücksichtigt wird.

$$N_r = N_{s,l} + N_{c,conf} = \sigma_s \cdot A_{s,l} + \sigma_{cc} \cdot A_{c,conf} \quad \text{Gl. 2-2}$$

mit

N_r Aufnehmbare Last des Stahlbetondruckgliedes im Residualzustand

$N_{s,l}$ Längsbewehrungstraganteil

$N_{c,conf}$ Traganteil des umschnürten Betonkerns

Das Tragverhalten im Residualzustand ist im hohen Maße von der konstruktiven Durchbildung eines Stahlbetondruckgliedes abhängig und daher durch einen großen Streubereich in Bild 2-1 (a) gekennzeichnet. Bild 2-1 (b) zeigt die Zustände am Beispiel einer gedruckenen, zentrisch belasteten Stahlbetonstütze vor und nach Erreichen der Primärtraglast N_u (siehe Anhang D).

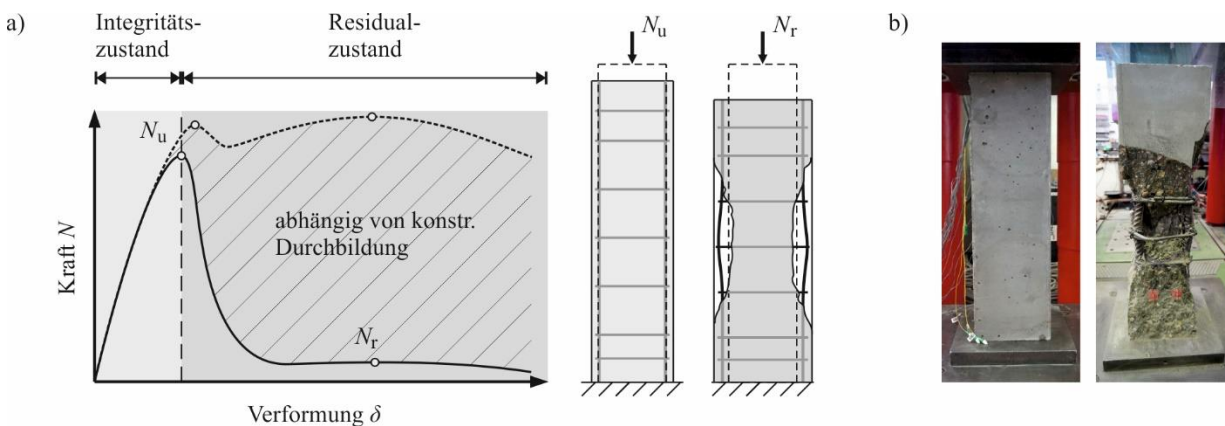


Bild 2-1: Schematisches Kraft-Verformungs-Verhalten von Stahlbetondruckgliedern (a) und dazugehörige Fotos aus Versuchen (b)

Im Folgenden werden die beiden Traganteile der Längsbewehrung und des Betonquerschnitts sowie ihre Entwicklung unter zunehmenden Druckbeanspruchungen bzw. Stauchungen getrennt voneinander beschrieben.

2.2 Längsbewehrungstraganteil

2.2.1 Längsbewehrungstraganteil im Integritätszustand

Im Integritätszustand sind die Längsstäbe vollständig in den Beton eingebettet und damit in der Regel ausreichend gegen Knicken gesichert [See-97]. Das Verhalten der

Längsbewehrungsstäbe entspricht damit bis zum Erreichen der Traglast der Spannungs-Stauchungs-Beziehung von Betonstahl.

Bild 2-2 (a) zeigt eine experimentelle Spannungs-Stauchungs-Beziehung eines konventionellen Betonstahls B 500 [Mül-12]. Hierbei handelt es sich um einen warmgewalzten oder naturharten Betonstabstahl, den eine charakteristische Streckgrenze mit Fließplateau sowie eine Verfestigung bis hin zur Zugfestigkeit auszeichnet. In Abgrenzung hierzu ist die Spannungs-Stauchungs-Beziehung eines hochfesten Stahls SAS 670/800 dargestellt [SAS-20]. Hierin geht die Kurve kontinuierlich vom elastischen in den plastischen Verformungsbereich über. Als Ersatz für die Streckgrenze wird dann analog zu kaltverformten Betonstählen die 0,2 %-Dehngrenze $R_{p,0,2}$ verwendet.

Das Verhalten von warmgewalztem Betonstahl unter Druckbeanspruchung entspricht in etwa dem Verhalten unter Zugbeanspruchung. Bei durch Kaltverformung vergüteten Stählen ist aufgrund von herstellungsbedingten Veränderungen des mikrokristallinen Gefüges ein Unterschied zwischen Druck- und Zugbeanspruchung zu erkennen [Ste-14b]. Im Druckbereich führt der BAUSCHINGER-Effekt zu Stauch- bzw. Quetschgrenzen, die unterhalb der Fließgrenze unter Zugbeanspruchung liegen [Man-83].

Einen rechnerischen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungs-Beziehung von Betonstahl liefern MANDER et al. [Man-83]. Die Übereinstimmung der experimentellen mit den rechnerischen Kennlinien in Bild 2-2 (a) zeigt, dass der Ansatz sowohl für warmgewalzte als auch kaltverformte Stähle geeignet ist und eine Abbildung der Versuchskennlinien ermöglicht.

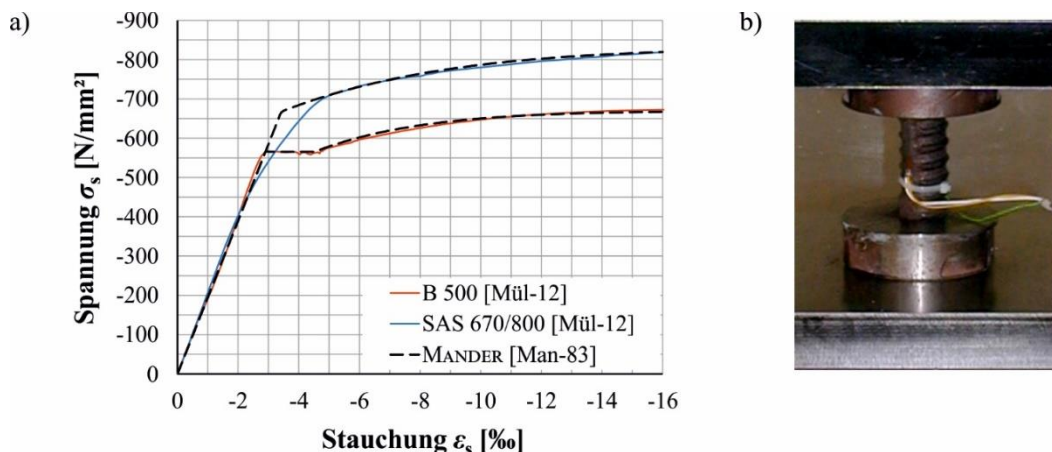


Bild 2-2: Experimentelle Spannungs-Stauchungs-Beziehung für Betonstahl B 500 und SAS 670/800 [Mül-12] (a) und Foto einer Druckprüfung von Betonstahl [Ste-14b] (b)

In Stahlbetondruckglieder einbetonierte Längsstäbe erreichen im Kurzzeitversuch bei Erreichen der Primärtraglast nicht zwangsläufig die Streckgrenze f_{yk} . Das ist darauf zurückzuführen, dass die Betonbruchstauchung ϵ_{c1} im Kurzzeitversuch auch unterhalb von $f_{yk}/E_s = (500 \text{ N/mm}^2)/(200.000 \text{ N/mm}^2) = 2,5 \text{ ‰}$ liegen kann. Aufgrund des

Betonkriechens und –schwindens sowie der höheren Betonbruchstauchung bei niedrigen Dehnraten kommt es aber zu Spannungsumlagerungen vom Beton auf die Längsbewehrung. Bei üblichem Bewehrungsstahl B 500 kann daher davon ausgegangen werden kann, dass die Streckgrenze f_{yk} erreicht wird.

2.2.2 Längsbewehrungstraganteil im Residualzustand

Die Längsbewehrung befindet sich zum Zeitpunkt des Erreichens der Primärtraglast meist im Bereich der Stauchgrenze und damit am Beginn des plastischen Verformungsplateaus. Sobald die Betondeckung geschädigt bzw. abgeplatzt ist, sind die Längsstäbe nicht mehr über ihre gesamte Länge vom Beton gestützt und der Gefahr des Ausknickens ausgesetzt [See-97]. Zusätzlich erfolgt durch das Versagen der Betondeckung eine Umlagerung von weiteren Lastanteilen auf die Längsstäbe. Das Knickverhalten der druckbeanspruchten Längsbewehrung ist stark von der Querbewehrungskonfiguration abhängig [Bad-73], [Pfi-64], [Kor-82], [Alb-78]. Der maximale Stahltraganteil im Nachbruchbereich ist erreicht, wenn ein Stabilitätsversagen der Längsstäbe eintritt und dadurch die Umschnürung des Betonkerns lokal reduziert wird.

Zur Ermittlung der kritischen Knickspannung wird häufig die EULER'sche Knicktheorie herangezogen. Aufgrund der auf elastisches Materialverhalten begrenzten Gültigkeit ist diese nicht ohne Einschränkungen für Bewehrungsstahl anwendbar [Thi-01], [Pet-82]. Bei gedrunenen Stäben, bei denen die Knicklast über der Proportionalitätsgrenze liegt, können die Knickformeln von TETMAJER angewendet werden [Kol-55]. Genauere plastische Knicktheorien gehen auf z. B. ENGESSER zurück und berücksichtigen auch das Verfestigungsverhalten von Betonstahl [Thi-01]. Das folgende Bild 2-3 stellt die genannten Knicktheorien dar.

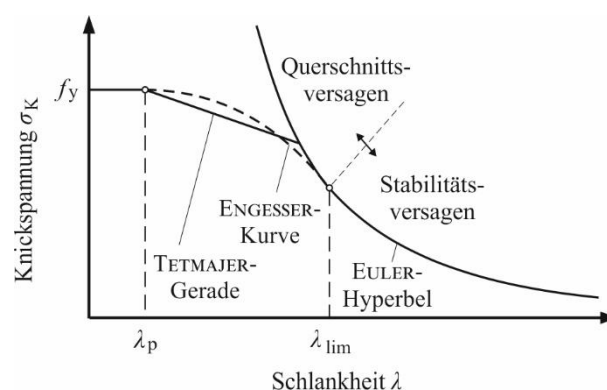


Bild 2-3: Knicktheorien in Anlehnung an [För-18]

Der Einfluss des Knickens kann durch eine Modifikation der rechnerischen Spannungs-Deformations-Beziehung von Betonstahl berücksichtigt werden. Hierzu kann der Ansatz von DHAKAL und MAEKAWA [Dha-02a], [Dha-02b] verwendet werden, der auf den Untersuchungen von MANDER [Man-83] aufbaut (Bild 2-2, a). Die Berücksichtigung des Knickverhaltens erfolgt dabei durch die Reduktion der Beanspruch-

barkeit des Bewehrungsstabes nach Überschreiten der Stauchgrenze in Abhängigkeit der normierten Knicklänge [Dha-06].

In Stahlbetondruckgliedern kann die Knicklänge der Längsstäbe durch deren Rückverankerung mittels Bügelbewehrung beeinflusst werden. Abhängig von der konstruktiven Durchbildung, der Ausbildung des Bügelschlusses sowie den Betoneigenschaften können die beiden in Bild 2-4 (a) dargestellten Knickfiguren auftreten [Scr-86]:

- Knicken zwischen zwei Bügellagen (lokales Knicken) und
- Knicken über mehrere Bügellagen (globales Knicken).

Das Ausknicken eines Längsbewehrungsstabes zwischen zwei Bügeln tritt im Allgemeinen dann auf, wenn die Steifigkeit und der Abstand der Querbewehrung groß ist und die Bügelschlösser sehr wirksam etwa durch 135°-Haken geschlossen sind (Bild 2-4, b, links). Das Stabilitätsversagen der Längsstäbe führt zum Abfall des Längsbewehrungstraganteils [Mül-16]. Auch der Betonkern verliert dadurch einen Teil seiner Umschnürungsspannung und kann somit nicht den Traglastverlust kompensieren. Es kommt nach dem primären Ausknicken der Längsstäbe zu einem sekundären Versagen des Betonkerns.

Das Knicken über mehrere Bügellagen ergibt sich meist bei einer engeren Verbügelung (Bild 2-4, b, mittig und rechts). Hier erfolgt das Ausknicken erst nach dem Reißen der Querbewehrung bzw. Öffnen des Bügelschlusses und erfasst je nach Biegesteifigkeit der Längsbewehrung eine oder mehrere Bügellagen. Mit der Auflösung des mehraxialen Spannungszustandes kommt es dann zu einem Druckversagen des Betons im Stützenkern.

Aufgrund der zwei möglichen Knickformen der Längsbewehrung ergibt sich bei Stahlbetondruckgliedern eine Knicklänge der Längsbewehrung zwischen $l_0 = 0,5 \cdot s_w$ und $l_0 \geq 1,0 \cdot s_w$ [See-97]. Ergänzende Untersuchungen zum Einfluss des Bügelschlusses auf die Knickfigur der Längsbewehrung können Anhang D entnommen werden.

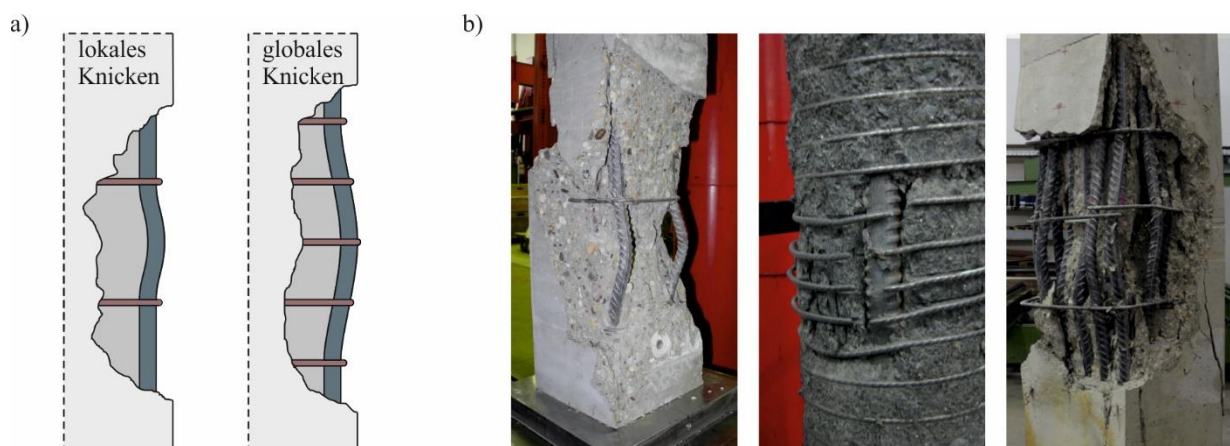


Bild 2-4: Theoretische Knickformen der Längsbewehrung (a) und dazugehörige experimentelle Beispiele [Emp-18a], [Mül-12], [Emp-14b] (b)

2.3 Betontraganteil

2.3.1 Betontraganteil im Integritätszustand

Der Betontraganteil kann im Integritätszustand in guter Näherung durch einaxiale Spannungs-Stauchungs-Beziehungen von Beton beschrieben werden. Der Einfluss der Querbewehrung auf den Betontraganteil wird in der Regel vernachlässigt [Kem-01].

Eine einaxiale Druckbeanspruchung führt im Beton aufgrund des inhomogenen Gefüges von Normalbeton zu einem ungleichmäßigen Spannungszustand. Bei normalfestem Beton besitzt die Gesteinskörnung eine höhere Festigkeit und Steifigkeit als die sie umschließende Zementmatrix, sodass die Gesteinskörnung stärker am Lastabtrag beteiligt ist. Bis zu etwa 40 % der Druckfestigkeit verläuft die Spannungs-Stauchungs-Beziehung annähernd linear. Anschließend führen die geneigten, die Gesteinskörner verbindenden Druckstreben zu Querkzugspannungen und damit zur Aufweitung bestehender Mikrorisse [Mül-16]. Die Nichtlinearität des Spannungs-Deformations-Verhaltens nimmt dabei zu. Bei einer Druckspannung von etwa 80 % der Betondruckfestigkeit sind erste Längsrisse parallel zur Belastungsrichtung im Beton erkennbar. Diese Rissbildung wird auch als Lamellenbildung bezeichnet [Möb-08]. Mit einsetzendem Versagen sind Bruchzonen erkennbar, in denen sich Längsrisse zu geneigten, makroskopischen Rissen vereinigen und Scherflächen ausbilden [Möb-08].

In Bild 2-5 (links) sind mit den rechnerischen Ansätzen von DESAYI, SAENZ, SARGIN und POPOVICS sowie den Kennlinien aus dem Model Code 1990 (MC90), dem Model Code 2010 (MC 10) und dem Eurocode 2 (EC 2) gängige Spannungs-Stauchungs-Beziehungen am Beispiel eines normalfesten Betons C 30/37 aufgetragen [Pop-73], [MC90-93], [EC2-11], [Sae-64], [Des-64], [MC10-13], [Sar-71]. Eine ausführlichere Übersicht über die wichtigsten Ansätze wurde in [Mül-16] zusammengestellt.

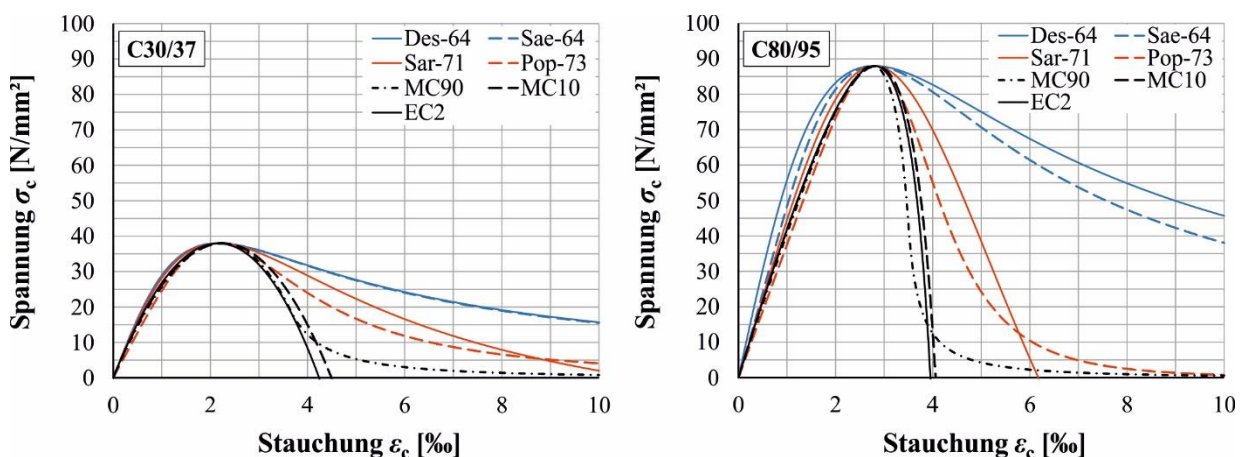


Bild 2-5: Rechnerische Spannungs-Stauchungs-Beziehungen von Beton am Beispiel eines C 30/37 (links) und C 80/95 (rechts)

Bei hochfesten Betonen bestehen aufgrund des Einsatzes von abgestimmten Sieblinien, feinen Silicastäuben und Wasserzementwerten $w/z < 0,40$ hingegen deutlich geringere Steifigkeitsunterschiede zwischen Körnung und Matrix [Kön-01a]. Sichtbar werden

diese Unterschiede etwa dadurch, dass die Bruchflächen deutlich glatter sind als bei normalfestem Beton und dass sie sich nicht an den Kontaktzonen ausrichten, sondern sich auch durch die Zuschläge hindurch ausbilden [Hel-92]. Der Festigkeit der Zuschläge kommt daher bei hoch- und ultra-hochfesten Betonen eine deutlich größere Bedeutung zu. Hoch- und ultra-hochfeste Betone haben deutlich andere mechanische Eigenschaften als normalfeste Betone [Hel-92]. Bild 2-6 (a) stellt drei experimentell ermittelte Spannungs-Deformations-Beziehungen von normalfestem, hochfestem und ultra-hochfestem Beton gegenüber, wodurch folgende Rückschlüsse deutlich werden:

- Die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linien nimmt mit zunehmender Betondruckfestigkeit zu; hochfeste Betone weisen aufgrund ihrer homogenen Matrixstruktur eine größere Steifigkeit als normalfeste Betone auf.
- Die parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Beziehung von normalfesten Betonen geht mit zunehmender Druckfestigkeit in eine annähernd lineare Beziehung über, bei hochfestem Beton setzt eine Mikrorissbildung erst deutlich später bei einer Druckbeanspruchung von etwa 70 bis 80 % der Druckfestigkeit ein [Mon-96], [Bas-03], [Hel-92].
- Mit zunehmender Betondruckfestigkeit nimmt die dazugehörige Bruchstauchung zu.
- Die Spannungs-Dehnungs-Linie fällt bei hochfesten Betonen nach Erreichen der Druckfestigkeit deutlich stärker ab als bei normalfesten Betonen [Sim-95]. Während bei Normalbeton durch die Verzahnung der groben Körnung ein gutmütiges Versagen beobachtet werden kann, führt die homogene Matrixstruktur beim HPC zu sprödem Versagen.

Die erhöhte Sprödigkeit höherfester Betone spiegelt sich auch in den Fotos von geprüften Betonzylindern verschiedener Betondruckfestigkeiten in Bild 2-6 (b) wider. In Bild 2-5 (rechts) sind die rechnerischen Spannungs-Stauchungs-Beziehungen auf einen hochfesten Beton C 80/95 angewendet. Die Gegenüberstellung mit den experimentellen Arbeitslinien aus Bild 2-6 legt nahe, dass die Ansätze in [Des-64] und [Sae-64] den abfallenden Ast der Spannungs-Stauchungs-Kurve zu flach abbilden. Die Ansätze in [Sar-71] und [Pop-73] hingegen können eine erhöhte Sprödigkeit hochfester Betone realistisch abbilden [Mül-16].

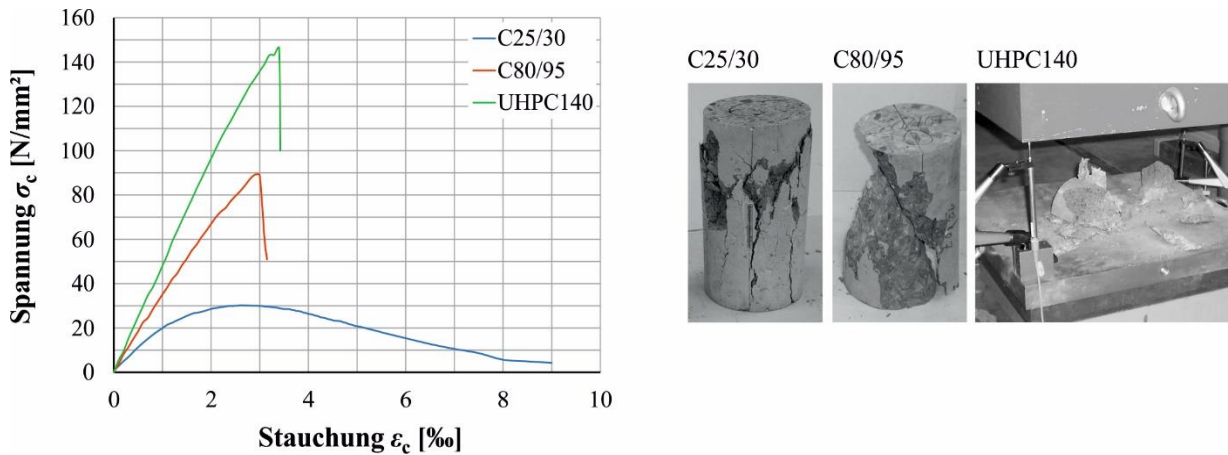


Bild 2-6: Experimentell ermittelte Spannungs-Stauchungs-Beziehungen für normalfesten, hochfesten und ultra-hochfesten Beton sowie dazugehörige Versagensbilder

Es soll aber auch an dieser Stelle schon darauf hingewiesen werden, dass die an Prüfcylindern messbare mittlere Betondruckfestigkeit nicht der in Stahlbetondruckgliedern tatsächlich auftretenden Betondruckfestigkeit entspricht. Dauerstandeinflüsse und bauteilspezifische Effekte können entweder verschmiert nach [Moc-21] oder differenziert nach Aufsatz II [Mat-21a] erfasst und berücksichtigt werden. Entsprechende Phänomene werden in Kapitel 5 detailliert analysiert.

Eine teilweise schon vorhandene Umschnürungswirkung der Bügel führt auch im Integritätszustand schon zu einer gewissen Erhöhung der Tragkapazität des Betonkerns. Diese beträgt allerdings nur einen Bruchteil der Umschnürungswirkung im Residualzustand und darf nach EC 2 [EC2-11] im Gegensatz zur DIN 1045 [DIN-88] oder dem Model Code 2010 [MC10-13] nicht angesetzt werden.

2.3.2 Betontraganteil im Residualzustand

Im Residualzustand erfahren Stahlbetondruckglieder bei aufgehenden Mikrorissen parallel zur Belastungsrichtung eine erhöhte Querdehnung, die eine Aktivierung der Querbewehrung ermöglicht. Aus der Behinderung der Querverformung des Betons durch die Bügel resultiert ein Umschnürungseffekt, wodurch sich die Beanspruchbarkeit und Verformungsfähigkeit des Kernbetons erhöht [She-82], [Cus-96]. Die Druckspannungen quer zur Beanspruchungsrichtung wirken den Querspannungen, welche das Versagen initiieren, entgegen und erhöhen so die Tragfähigkeit des umschnürten Betonkerns im Vergleich zur einaxialen Beanspruchung [Spe-08], [Rog-03]. Je höher die mehraxiale Beanspruchung ist, desto mehr wird die Entstehung von Makrorissen behindert. Das Versagen wird durch viele, gleichmäßig verteilte Mikrorisse eingeleitet [Mül-16]. Dabei kommt es nicht nur zur Erhöhung der Druckfestigkeit und axialen Dehnung, sondern auch zu höheren Querdehnungen beim Erreichen der mehraxialen Druckfestigkeit [Imr-97].

Für das Verständnis des Betontragverhaltens in Stahlbetondruckgliedern soll im Folgenden

- zunächst das grundlegende mehraxiale Betondruckverhalten charakterisiert (Abschnitt 2.3.2.1),
- die auf den Betonkern wirkenden Umschnürungsspannungen hergeleitet (Abschnitt 2.3.2.2),
- die Größe des effektiv umschnürten Betonkerns beschrieben (Abschnitt 2.3.2.3)
- und zuletzt verschiedene Ansätze aus der Fachliteratur zur Beschreibung des Spannungs-Deformations-Verhaltens von in Stahlbetondruckgliedern umschnürtem Beton zusammengestellt werden (Abschnitt 2.3.2.4).

2.3.2.1 Mehraxiales Betondruckverhalten

Wenn im Beton mehraxiale Spannungszustände auftreten, führt dies zu einem im Vergleich zur einaxialen Beanspruchung veränderten Materialverhalten. Während eine Zugkomponente zu einer Abminderung der aufnehmbaren Spannungen führen kann, kommt es bei den in Stahlbetondruckgliedern vorkommenden mehraxialen Druckspannungszuständen zu einer festigkeitssteigernden Wirkung.

Wegweisende Untersuchungen an Betonprismen unter zweiachsiger Belastung wurden 1973 von KUPFER veröffentlicht [Kup-73]. Die experimentellen Untersuchungen zeigten für normalfesten Beton Festigkeitserhöhungen von bis zu 27 % bei einem Hauptspannungsverhältnis von $\sigma_1/\sigma_2 = 1/0,5$ und bis zu 16 % bei $\sigma_1 = \sigma_2$ (Bild 2-7). Die von KUPFER abgeleiteten Ansätze zur Ermittlung der zwei axialen Betondruckfestigkeit wurden in viele Berechnungsansätze aufgenommen [MC90-93].

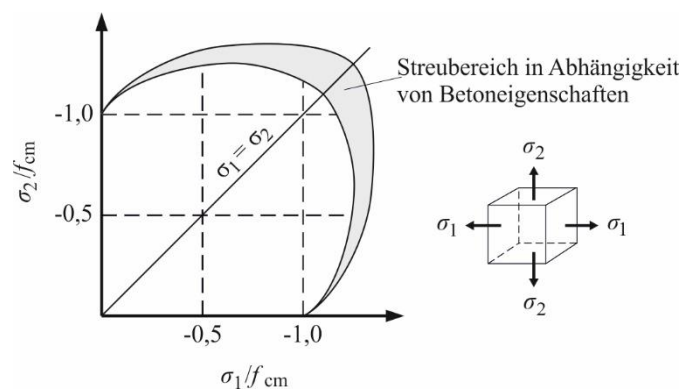


Bild 2-7: Zweiachsiale Betondruckfestigkeit nach KUPFER [Kup-73]

Reine zweiachsige Spannungszustände treten in Betonbauwerken nur selten auf, z. B. in Scheiben- und Schalentragwerken. Im Folgenden soll eine Auswahl bedeutender Bruchkriterien im dreiaxialen Spannungsraum für Beton genannt und kurz beschrieben werden. Es werden hier einige kontinuumsmechanische Materialmodelle vorgestellt, die im weiteren Verlauf der Arbeit Anwendung finden. Ausführliche Informationen sind den jeweiligen Literaturstellen oder einer umfassenden Zusammenstellung in [Spe-08] zu entnehmen.

Ein-Parameter-Modelle sind die einfachsten Ansätze zur Erfassung des dreiaxigen Spannungszustandes von Beton. In Bild 2-8 ist das Modell von RANKINE dargestellt, nach dem das Überschreiten der Zugfestigkeit in einer der drei Hauptspannungsrichtungen zum Versagen des Körpers führt [Ran-58].

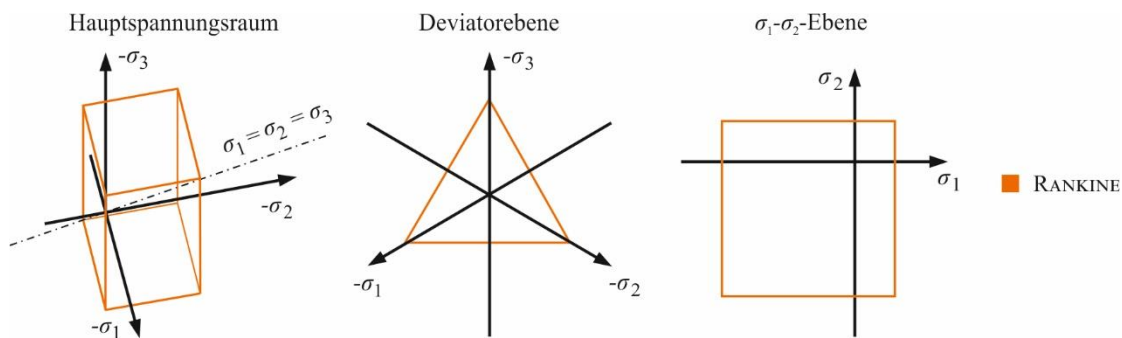


Bild 2-8: Bruchkriterium nach RANKINE nach [Ran-58]

Weitere Ein-Parameter-Modelle gehen von einer in alle Hauptrichtungen gleichen Grenzspannung aus, ab der das Fließen einsetzt. Während VON MISES [Mis-13] hierfür einen Kreiszyylinder vorschlägt, geht TRESCA [Tre-64] von einem regelmäßigen, sechseckigen Prisma um die hydrostatische Achse aus (Bild 2-9). Beide Modelle sind für die Modellierung von kristallinen Werkstoffen geeignet, bei denen mit Erreichen der Beanspruchungsgrenze bleibende Verformungen durch plastisches Fließen auftreten [Ahr-98]. Sie finden daher Anwendung für Metalle, während sie für spröde Werkstoffe wie z. B. Betone nicht geeignet sind.

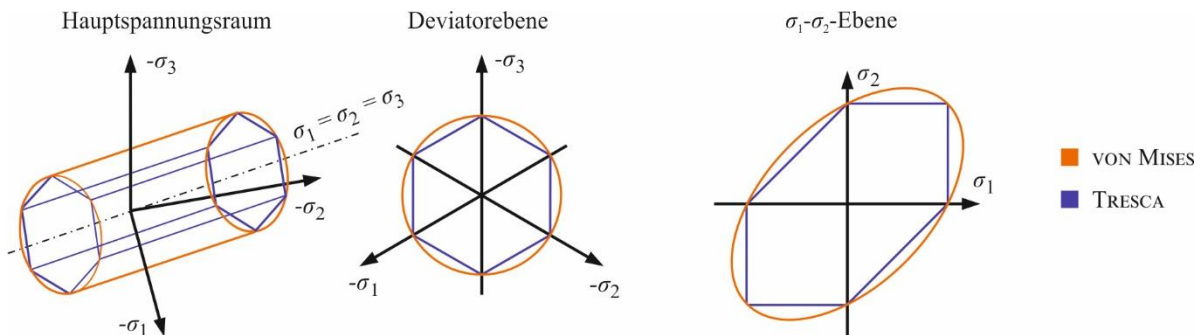


Bild 2-9: Bruchkriterien nach VON MISES [Mis-13] und TRESCA [Tre-64]

Zwei-Parameter-Modelle sind für die Beschreibung von Böden, Fels und Beton geeignet und können das mehraxiale Materialverhalten gut abbilden [Spe-08]. Hier ist zum einen das MOHR-COULOMB-Kriterium zu nennen [Moh-14]. Die Bruchfläche wird darin als sechseckige Pyramide um die hydrostatische Achse beschrieben (Bild 2-10). Für die Definition der Bruchfläche werden die zwei Parameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c benötigt. Die Weiterentwicklung von DRUCKER und PRAGER [Dru-52] führt zu einer kegelförmigen Bruchfläche, deren Spitze sich im mehraxialen Zugbereich befindet. Zahlreiche Erweiterungen und Modifikationen des Materialmodells von DRUCKER und PRAGER sind der Literatur zu entnehmen, zusammengefasst z. B. in [Cra-16], [Höp-21].

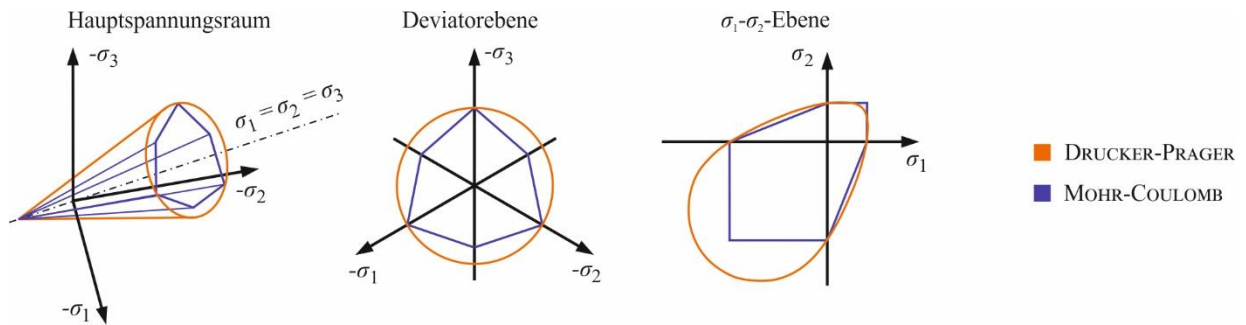


Bild 2-10: Bruchkriterien nach DRUCKER/PRAGER [Dru-52] und MOHR/COULOMB [Moh-14]

Komplexere kontinuumsmechanische Materialmodelle beziehen zusätzliche Parameter zur Beschreibung der Bruchfläche mit ein. Als Beispiel ist hier das dreiparametrische Modell von WILLAM et al. [Pra-89] zu nennen, bei dem die Meridiane zwar weiterhin linear, die Polfigur aber nicht mehr kreisrund ist, sondern eine konvexe Form darstellt. Die Erweiterung auf parabelförmige Meridianverläufe wird z. B. im Vier-Parameter-Modell von OTTOSEN [Ott-77] vorgenommen.

Für die Modellierung des Werkstoffverhaltens von Beton und Stahl können insbesondere im Rahmen von numerischen Simulationen auf der Mikro- oder Mesoskala komplexe kontinuums- oder bruchmechanische Modelle verwendet werden, vgl. z. B. [Ahr-98]. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens sowie auf eine kontinuumsmechanische Schädigungsmodellierung verzichtet. Vereinfachend wird für die makroskopische Bauteilbeschreibung die im Beton auftretende Rissbildung als Plastizität erfasst und nicht mithilfe von bruchmechanischen Rissmodellen beschrieben.

Im Vergleich zu den Versuchen zur Ermittlung der zwei- oder dreiaxialen Betondruckfestigkeit z. B. in Triaxialzellen handelt es sich beim mehraxialen Spannungszustand des Stützenkerns um einen passiven Effekt durch die Umschnürungswirkung. Zur Beurteilung der Tragkapazität des Betonkerns muss daher zunächst die Querdruckspannung bestimmt werden.

2.3.2.2 Umschnürungsspannung

Bei Stahlbetondruckgliedern wird die Umschnürungswirkung durch den von der Querbewehrung erzeugten Querdruck erzielt. Die Umschnürungswirkung hängt dabei von einer Vielzahl von Faktoren ab, wie beispielsweise von der Geometrie, dem Verformungsvermögen des Betons in Querrichtung sowie der Menge und Fließgrenze der Querbewehrung.

Vereinfachend kann die Querdruckspannung σ_2 zunächst gleichmäßig über die Höhe und den Querschnitt des Stahlbetondruckgliedes angenommen werden (Bild 2-11, a). Die verschmierte Umschnürungsspannung wird im folgenden Abschnitt 2.3.2.3 durch einen geometrischen Effektivitätsfaktor korrigiert.

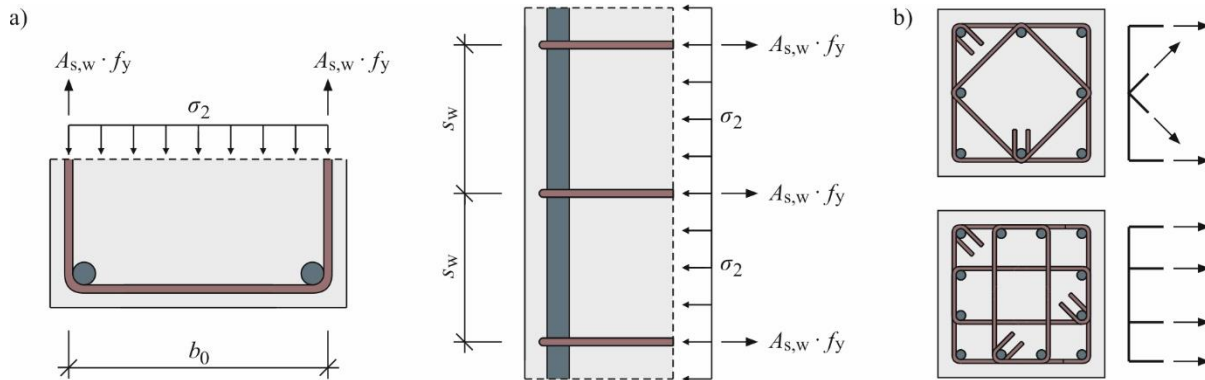


Bild 2-11: Ermittlung der Querdruckspannung für ein einfaches Druckglied mit vier Längsstäben (a) und für weitere Konfigurationen (b)

Die Querdruckspannung kann über das Gleichgewicht im Stützenquerschnitt hergeleitet werden. Die Zugkraft der Querbewehrung muss mit der auf den Beton wirkenden Druckkraft im Kräftegleichgewicht stehen. Für das einfache quadratische Druckglied mit vier Längsstäben ergibt die Gleichgewichtsbetrachtung eine Querdruckspannung nach Gl. 2-3. Der Divident beschreibt dabei die Zugkraft im Bügelschenkel mit der Querschnittsfläche der Querbewehrung $A_{s,w}$ und der Zugspannung der Querbewehrung $\sigma_{s,w}$, während der Divisor die zugehörige Fläche mit dem Achsabstand b_0 und dem Biegelabstand s_w charakterisiert. Für die Zugspannung der Querbewehrung $\sigma_{s,w}$ kann nach [MC90-93] vereinfacht die Streckgrenze des Bewehrungsstahls angenommen werden.

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{s,w}}{b_0 \cdot s_w} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Die Ermittlung der Querdruckspannung für andere Konfigurationen erfolgt analog durch die Gleichgewichtsbetrachtung (siehe Bild 2-11, b). Die Formeln für weitere Konfigurationen können auch [MC90-93] entnommen werden.

Zur Ermittlung der Umschnürungsspannung wird in vielen Untersuchungen [Yon-88], [Moe-85], [Sig-09] und im MC 10 [MC10-13] die Fließgrenze der Querbewehrung angesetzt. Eine Möglichkeit zur genaueren Bestimmung der Bügelspannung wird in [Cus-95], [Lok-05] durch iterative Verfahren beschrieben. Wieder andere Untersuchungen ermitteln die Stahlspannung durch aus Regressionsanalysen abgeleitete Formeln, z. B. [Raz-99], [Pau-08], [Bou-07], [Shi-15], [Aki-10], [Lim-14], [Kio-10].

2.3.2.3 Effektiver Kernquerschnitt

Aufgrund der Lage der Längs- und Querbewehrung ist die Querdruckspannung σ_2 nur in einem bestimmten Bereich wirksam. SHEIK et al. veröffentlichten in [She-80] die Modellvorstellung eines effektiv umschnürten Stützensvolumens. Das Modell beruht auf folgenden Annahmen:

- Die Querpressungen in Stützenquerrichtung, also in der Bügelebene, treten infolge der Umlenkkräfte an den Längsstäben nur in den Ecken auf. Von dort aus

breiten sich die Druckkräfte strahlenförmig aus. Zwischen den Ecken werden die Querspannungen durch die Ausbiegung der Bügelschenkel verringert.

- Aufgrund der Bügelabstände ergibt sich eine weitere Reduktion des effektiv umschnürten Kernquerschnitts in Stützenlängsrichtung.

SHEIK et al. beschreiben ein von Druckbögen umspanntes Volumen, in dem es zu einem dreiachsigen Druckspannungszustand kommt [She-80]. Bild 2-12 stellt die Fläche des effektiv umschnürten Kernbetons exemplarisch für einen rechteckigen und einen runden Stützenquerschnitt dar. Bei runden Stützen ist in der Bügellage im Vergleich dazu der komplette Stützenkern umschnürt (Bild 2-12, a). In vertikaler Richtung kommt es in runden und rechteckigen Druckgliedern gleichermaßen zu einer Abminderung der Umschnürungswirkung zwischen den Bügellagen (Bild 2-12,b).

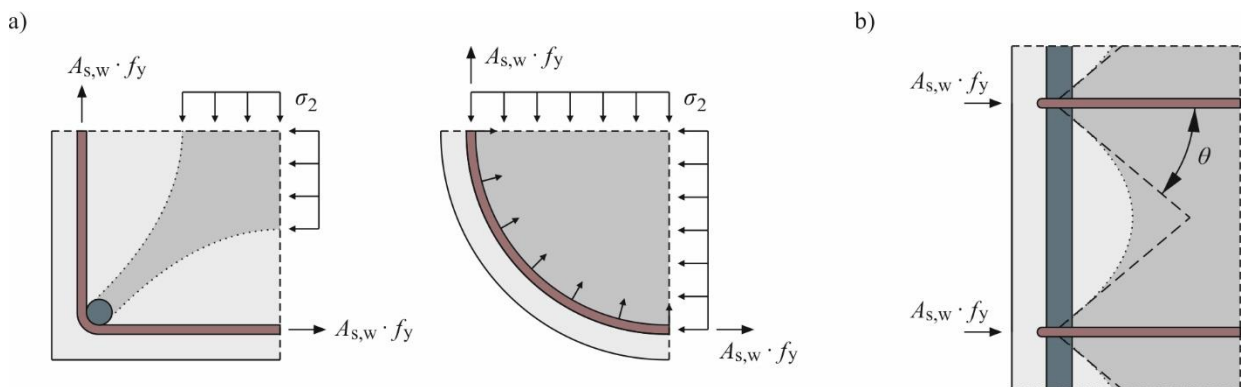


Bild 2-12: Darstellung des effektiven Kernquerschnitts in Stahlbetondruckgliedern in Bügelebene (a) und in Stützenlängsrichtung (b)

Für den Verlauf der Druckbögen werden quadratische Parabeln mit einem Tangentenwinkel von $\theta = 45^\circ$ angenommen. In Bügelebene ergibt sich nach [She-80] für Rechteckstützen ein Verhältnis von effektiv umschnürter Fläche zu Kernfläche von

$$\lambda = 1 - \frac{(\sqrt{w_i^2})}{5,5 \cdot A_c} \quad \text{Gl. 2-4}$$

mit

λ	Verhältnis von effektiv umschnürter Fläche zu Kernfläche
w_i	Lichter Abstand der horizontal rückverankerten Längsstäbe in Bügelebene
A_c	Kernfläche innerhalb der Achslinien der Querbewehrung

In vertikaler Richtung ergibt sich eine Abminderung von

$$(b_c - 0,5 \cdot s) \cdot (d_c - 0,5 \cdot s) \quad \text{Gl. 2-5}$$

mit

b_c	Breite des Betonkerns bezogen auf Achslinien
d_c	Breite des Betonkerns bezogen auf Achslinien
s	Bügelabstand

MANDER et al. bestätigen den effektiven Umschnürungsfaktor von SHEIK et al. und gehen weiterhin von quadratischen Parabeln mit einem Ausgangswinkel von 45° aus [Man-88b]. Der Umschnürungsfaktor wird k_e genannt und ergibt sich als ein Produkt aus Gl. 2-4 und Gl. 2-5 zu

$$k_e = A_{c,cc}/A_{c,enc} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 2-6}$$

mit

k_e	Umschnürungsfaktor
$A_{c,cc}$	Von Querbewehrung umschnürte Betonquerschnittsfläche
$A_{c,enc}$	Von Querbewehrung umschlossene Betonquerschnittsfläche

Schließlich ergeben sich die Umschnürungsfaktoren nach Gl. 2-7 für Bügel in Rundstützen, nach Gl. 2-8 für Wendelbewehrung in Rundstützen und Gl. 2-9 für Bügel in Rechteckstützen. Der lichte Abstand zwischen den Bügeln wird hier mit s' bezeichnet.

$$k_e = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right)^2 \quad \text{Gl. 2-7}$$

$$k_e = \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right) \quad \text{Gl. 2-8}$$

$$k_e = \left(1 - \sum \frac{(w_i)^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right) \quad \text{Gl. 2-9}$$

Die effektiv umschnürten Bereiche in runden Druckgliedern mit Rundbügeln und Wendelbewehrung sowie rechteckigen Druckgliedern sind in Bild 2-13 zeichnerisch gegenübergestellt. Hier wird deutlich, dass die Effizienz der Umschnürung von bügelbewehrten quadratischen Druckgliedern (links) über bügelbewehrte (Mitte) zu wendelbewehrten runden Druckgliedern (rechts) zunimmt.

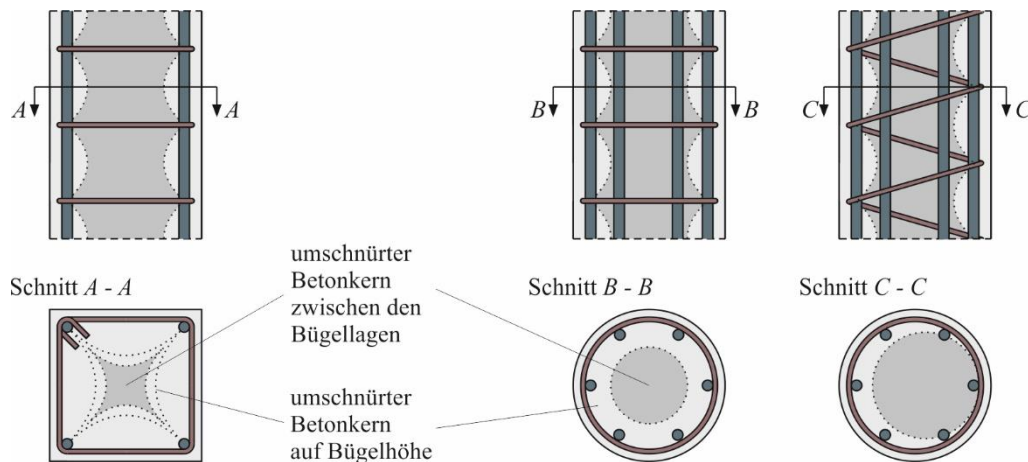


Bild 2-13: Darstellung des effektiven Kernquerschnitts für runde Druckglieder mit Ringbügeln (Mitte), runde Druckglieder mit Wendelbewehrung (rechts) und rechteckige Druckglieder (links)

Bild 2-14 zeigt die Auswertung von Umschnürungsfaktoren nach Gl. 2-7 bis Gl. 2-9 für verschiedene Konfigurationen. Es wird deutlich, dass runde Stahlbetondruckglieder insbesondere mit Wendelbewehrung eine erheblich effizientere Umschnürung des Kernbetons als bügelbewehrte Rechteckstützen erfahren.

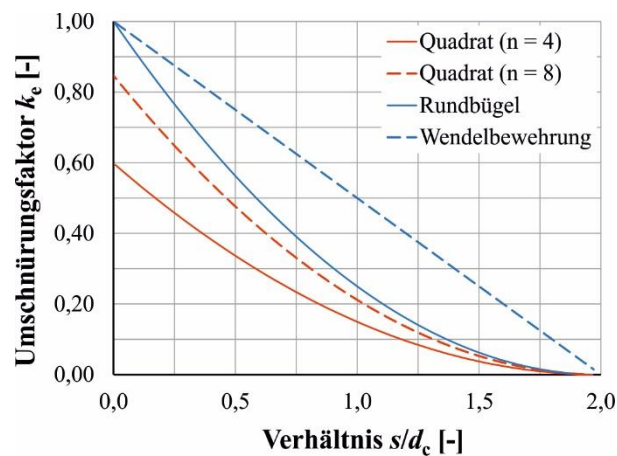


Bild 2-14: Umschnürungsfaktor bezogen auf die Kernbruttofläche s/d_c

Der Umschnürungsfaktor k_e nach MANDER et al. [Man-88b] wird in einer Vielzahl von Ansätzen und Modellen verwendet. Beispielsweise geben unter anderem [Raz-99], [Pau-08], [Bou-07], [Shi-15], [Cus-95], [Lok-05], [Lég-03] an, dass mit dem Umschnürungsfaktor k_e eine gute Abschätzung der Kernumschnürung möglich ist.

2.3.2.4 Ansätze für umschnürte Druckglieder

Im folgenden Abschnitt werden ausgewählte Ansätze zur Ermittlung des Materialverhaltens eines umschnürten Betons vorgestellt. Dabei liegt der Fokus der Übersichtlichkeit halber auf der mehraxialen Betondruckfestigkeit. Die meisten Ansätze halten ebenfalls Formeln zur Ermittlung der mehraxialen Betonstauchung bereit und können den angegebenen Literaturstellen entnommen werden.

In den 1920er Jahren erforschen RICHART et al. die Wirkung einer Umschnürungsbewehrung auf runde Betonstützen [Ric-28]. Den experimentellen Untersuchungen entsprechend ergibt sich die Berechnung der Druckfestigkeit des umschnürten Betonkerns bei wendelbewehrten Betondruckgliedern analog zu Gl. 2-10.

$$\bar{f}_c = f'_c + k \cdot f'_2 \quad \text{Gl. 2-10}$$

mit

\bar{f}_c	Ideelle Druckfestigkeit des umschnürten Betonkerns
f'_c	Einaxiale Betondruckfestigkeit
$k = 4,1$	Beiwert zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung
f'_2	Umschnürungsspannung

Die Umschnürungsspannung wird dabei analog zu Gl. 2-3 unter Berücksichtigung der Streckgrenze der Querbewehrung ermittelt. Die Formulierung von RICHART et al. wird

auch heute noch oft angewendet. Dabei kommt es meist zu einer Anpassung des Beiwerts k , so z. B. in [Can-01], [Rog-03]. Die DIN EN 1992-1-1 nutzt für geringe Querdruckspannungen $\sigma_2 < 0,05f_{ck}$ den Beiwert $k = 5$ [EC2-11].

Weitere Untersuchungen zu wendelumschnürten Betonzylindern an normalfesten Betonen sind in [Iye-70] veröffentlicht. Darin wird folgender empirischer Ansatz zur Berechnung der mehraxialen Betondruckfestigkeit von wendelumschnürten, runden Betondruckgliedern formuliert:

$$\bar{f}_c = f'_c + 4,6 \cdot f'_2 \cdot (1 - s/d_c) \quad \text{Gl. 2-11}$$

mit

s Ganghöhe der Wendel

d_c Breite des Betonkerns (bezogen auf die Achslinien der Querbewehrung)

Der Klammerausdruck kann als geometrischer Effektivitätskoeffizient in Längsrichtung betrachtet werden. Sobald die Ganghöhe der Wendel der Breite des Betonkerns entspricht, ergibt sich keine Erhöhung der Betondruckfestigkeit mehr [Mar-84]. Für quadratische, wendelbewehrte Stahlbetonstützen ergibt sich nach [Iye-70] anstatt der Faktors 4,6 für kreisrunde Stützen ein Faktor von 1,68 und damit eine weniger effektive Kernumschnürung. Für quadratische Stahlbetonstützen, bei denen die Umschnürung durch die Anordnung von Bügeln generiert wird, kann ein Faktor von 0,80 abgeleitet werden [Iye-70].

MARTINEZ et al. [Mar-82] haben darauf aufbauend weitere experimentelle Untersuchungen an umschnürten, kreisförmigen Druckgliedern mit normal- und hochfesten Betonen durchgeführt und stellen fest, dass die Steigerung der mehraxialen Druckfestigkeit nicht von der Betondruckfestigkeit abhängt. Der Berechnungsansatz

$$\bar{f}_c = 0,85 \cdot f'_c + 4,0 \cdot f'_2 \cdot \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \quad \text{Gl. 2-12}$$

ist stark an vorgenannte Ansätze angelehnt. Mithilfe des Faktors 0,85 wird die Zylinderdruckfestigkeit unter Berücksichtigung des Maßstabeffekts in die Bauteildruckfestigkeit umgerechnet. Später ist die Auffassung widerlegt worden, dass die mehraxiale Betondruckfestigkeit unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist. Nach Auffassung von [Hel-92] ist der Ansatz in Gl. 2-12 deshalb auch für hochfeste Betone anwendbar, da die überschätzte Traglast bei steigenden Betondruckfestigkeiten durch den konservativen Ansatz des Bauteilfaktors 0,85 kompensiert wird. In Bild 2-15 ist die von MARTINEZ et al. vorgestellte Spannungs-Stauchungs-Beziehung für umschnürten Beton der von nicht umschnürtem Beton gegenübergestellt.

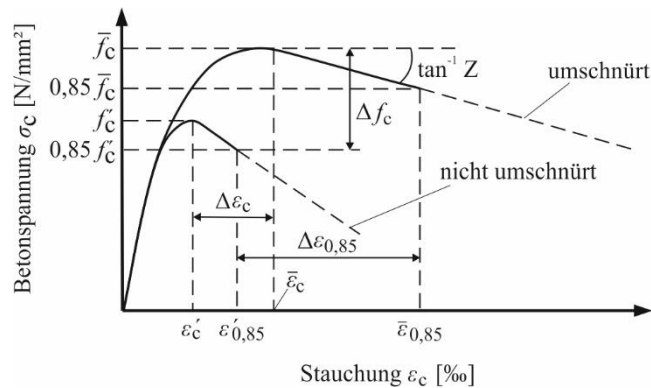


Bild 2-15: Spannungs-Stauchungs-Beziehung für umschnürten Beton nach [Mar-84]

SHEIK et al. erforschen die Duktilitätssteigerung von normalfesten, quadratischen Stahlbetonstützen mithilfe einer Umschnürung aus Bügelbewehrung. In [She-80] wird die in Abschnitt 2.3.2.3 beschriebene Modellvorstellung begründet, nach der nur ein gewisser Teil des Stützenkernvolumens effektiv umschnürt wird. Auf der Basis vieler experimenteller Untersuchungen wird in [She-82] ein analytisches Modell zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschnürten Beton vorgestellt. Für die Druckfestigkeit des umschnürten Betons wird eine Funktion von Querbewehrungsgrad, Bügelabstand, Bügelspannung und geometrischem Abminderungsfaktor vorgeschlagen, vgl. Gl. 2-13. Die einzelnen Bestandteile sind in [She-82] ausführlich beschrieben.

$$f_{cc} = f_{cp} + f(\rho_s, s, f'_s, \lambda, \eta) \quad \text{Gl. 2-13}$$

mit

f_{cc}	Ideelle Druckfestigkeit des umschnürten Betonkerns
f_{cp}	Einaxiale Betondruckfestigkeit
ρ_s	Volumetrischer Querbewehrungsgrad
s	Bügelabstand
f'_s	Stahlspannung in den Bügeln
λ	Abminderungsfaktor; Verhältnis von effektiv umschnürter Fläche zu Kernfläche
η	Faktor zur Berücksichtigung der Querschnittsabmessung

Bild 2-16 zeigt das vorgeschlagene Modell für den Kernquerschnitt innerhalb der Bügelbewehrung.

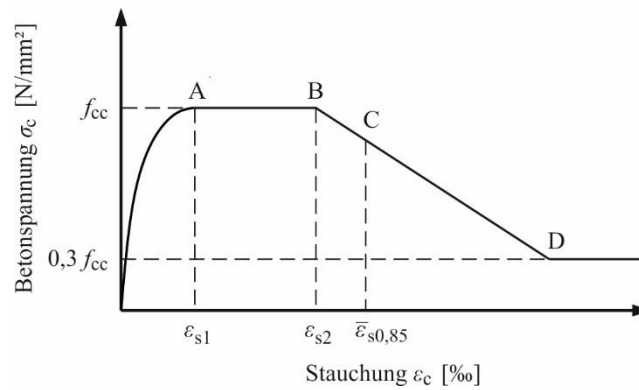


Bild 2-16: Spannungs-Stauchungs-Beziehung für umschnürten Beton nach [She-82]

Ein bis heute weit verbreiteter Ansatz zur Ermittlung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschnürten Beton ist von MANDER et al. in [Man-88b] veröffentlicht worden. Die Berechnung der Druckfestigkeit des umschnürten Betons erfolgt nach Gl. 2-14.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left[-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_1}{f'_{co}} - \frac{2 \cdot f'_1}{f'_{co}}} \right] \quad \text{Gl. 2-14}$$

mit

- f'_{cc} Druckfestigkeit von umschnürtem Beton
- f'_{co} Druckfestigkeit von nicht umschnürtem Beton
- f'_1 Effektive Umschnürungsspannung

Die effektive Umschnürungsspannung f'_1 wird nach Gl. 2-15 ermittelt.

$$f'_1 = \frac{1}{2} \cdot k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \quad \text{Gl. 2-15}$$

mit

- k_e Umschnürungseffektivitätskoeffizient
- ρ_s Volumetrischer Querbewehrungsgrad bezogen auf den umschnürten Betonkern
- f_{yh} Fließgrenze der Querbewehrung

Der Umschnürungsfaktor k_e entspricht dabei dem bereits erläuterten Faktor aus [She-80]. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve wird mit den Gleichungen von POPOVICS [Pop-73] ermittelt. Als die Grenzdehnung ϵ_{cu} wird die Dehnung bezeichnet, bei der es zum Versagen des ersten Bügels etwa durch Aufreißen kommt. Die Ermittlung erfolgt über eine Energiebilanz zwischen umschnürtem Beton, nicht umschnürtem Beton, Längsbewehrung und Querbewehrung und kann [Man-88b] entnommen werden. Die diesem Ansatz entsprechende Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist in Bild 2-17 dargestellt.

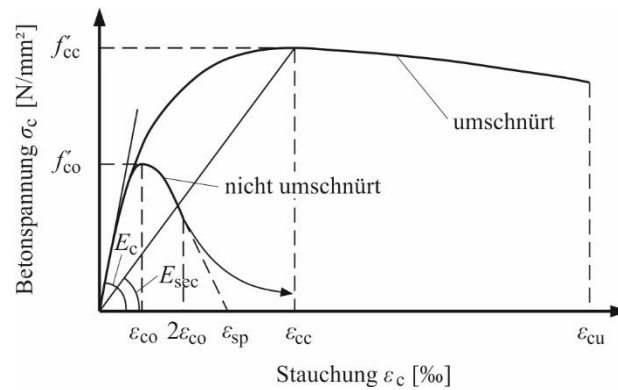


Bild 2-17: Spannungs-Stauchungs-Beziehung für umschnürten Beton nach [Man-88b]

Im Model Code 1990 [MC90-93] wurden Ansätze zur Berechnung der erhöhten Betondruckfestigkeit unter Umschnürungswirkung sowie eine dazugehörige Spannungs-Dehnungs-Beziehung angegeben. Das Modell basiert auf den zuvor beschriebenen Modellen von MANDER et al. [Man-88b] und SHEIK & UZUMERI [She-82]. Die Druckfestigkeit des umschnürten Betons wird dabei in Abhängigkeit der Querdruckspannung σ_2 angegeben.

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot (1 + 2,5 \cdot \alpha \cdot \omega_w) \quad \text{für } \sigma_2/f_{cc} < 0,05 \quad \text{Gl. 2-16}$$

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot (1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_w) \quad \text{für } \sigma_2/f_{cc} > 0,05 \quad \text{Gl. 2-17}$$

mit

f_{cc}^*	Mehraxiale Betondruckfestigkeit
f_{cc}	Druckfestigkeit von nicht umschnürtem Beton
α	Umschnürungsfaktor
ω_w	Volumetrischer mechanischer Querbewehrungsgrad
σ_2	Querdruckspannung

Die Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der mehraxialen Betondruckfestigkeit Gl. 2-16 und Gl. 2-17 wurden auch in den Model Code 2010 [MC10-13] sowie in den Eurocode 2 [EC2-11] übernommen. Der Reduktionsfaktor α spiegelt das Verhältnis von umschnürtem Volumen und Stützenkernfläche wider und entspricht dem in Abschnitt 2.3.2.3 beschriebenen Ansatz. Die resultierende Spannungs-Dehnungs-Beziehung für umschnürten Beton ist in Bild 2-18 dargestellt.

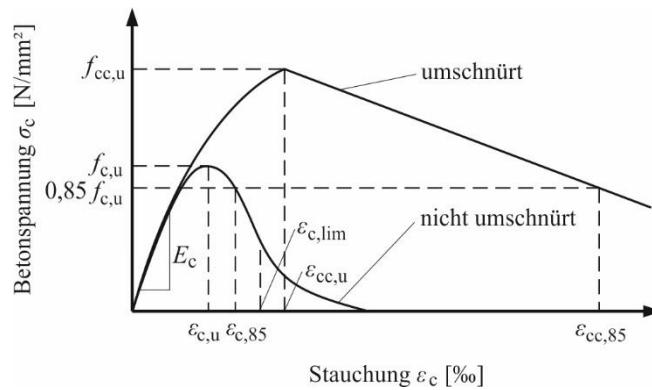


Bild 2-18: Spannungs-Stauchungs-Beziehung für umschnürten Beton nach [MC90-93]

Weitere, in dieser Arbeit nicht betrachtete Modelle zur Berechnung der mehraxialen Betondruckfestigkeit in umschnürten Stahlbetondruckgliedern können z. B.

- SAATCIOGLU & RAZVI [Raz-99],
- SIMSCH [Sim-95] und
- PESSIKI & PIERONI [Pes-97]

entnommen werden.

2.4 Bemessung und konstruktive Durchbildung

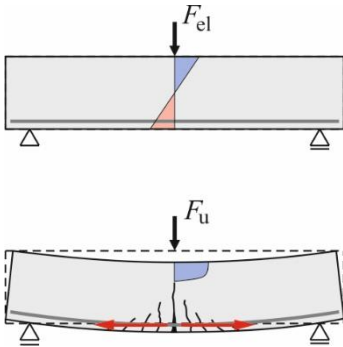
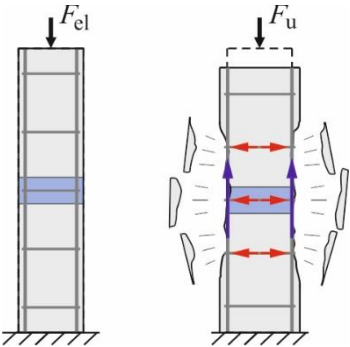
2.4.1 Bemessungsphilosophie

Unter der Bemessung von Stahlbetondruckgliedern wird in der Regel ein Spannungsnachweis über den Querschnitt verstanden. Dabei dürfen die Bemessungswerte der Druckfestigkeiten von Längsbewehrung und Beton sowie die Grenzstauchungen nicht überschritten werden. Bei der Schnittgrößenermittlung wird nach DIN EN 1992-1-1 das Verfahren mit Nennkrümmung angewendet [EC2-11]. Für die Bemessung werden meist Interaktionsdiagramme oder Bemessungstabellen verwendet.

Während es bei einer Bemessung von Biegebauteilen eine klare Abgrenzung zwischen der statisch erforderlichen Bewehrung und der Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit (Aufnahme des Rissmomentes unter Aktivierung der Streckgrenze der Bewehrung) gibt, wird die Robustheit von Druckgliedern in der Regel nicht explizit betrachtet. Die Robustheitsbemessung wird bei Stahlbetondruckgliedern durch die konstruktive Durchbildung ersetzt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Bemessung von Stahlbetondruckgliedern als zweistufiges Bemessungsverfahren, zukünftig 2-Step-Design genannt, bestehend aus Traglastbemessung und Robustheitsbemessung verstanden (siehe Tabelle 2-1). Die Bedeutung der konstruktiven Durchbildung von Stahlbetondruckgliedern für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit behandelten Themen soll hierdurch verstärkt werden.

Tabelle 2-1: 2-Step-Design für Stahlbetonbauteile

	Biegebemessung	Druckgliedbemessung
Step 1 Traglast- bemessung	Ermittlung $A_{s,erf}$	Ermittlung $A_{s,erf}$
Step 2 Robustheits- bemessung	<p>Aufnahme der freiwerdenden Zugkraft</p> <ul style="list-style-type: none"> über die Biegezugbewehrung (Mindestbewehrung $A_{s,min}$) 	<p>Aufnahme der freiwerdenden Druckkraft</p> <ul style="list-style-type: none"> über die Längsbewehrung (Mindestbewehrung $A_{s,min}$) über den umschnürten Betonkern (konstruktive Durchbildung: $s_{cl,tmax}$, $\phi_{w,min}$ etc.) 

Für weitere Informationen zum Step 1, die Bemessung von Stahlbetondruckgliedern wird auf die DIN EN 1992-1-1 [EC2-11] und die kommentierte Fassung [Fin-16] verwiesen. Im Folgenden soll der Fokus auf Step 2, die Robustheitsbemessung, gerichtet werden. Dazu muss zunächst die Bedeutung und Bewertung der Robustheit von Stahlbetondruckgliedern betrachtet werden.

2.4.2 Definition von Robustheit

Der Eurocode 1 definiert Robustheit als die „Eigenschaft eines Tragwerks, außergewöhnliche Einwirkungen so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen“ [EC1-10]. Das Ausmaß des Schadens infolge eines Tragwerksversagens kann unter anderem durch die konstruktive Durchbildung der Bauteile begrenzt werden [Grü-04]. Auf die Bauteilebene bezogen bedeutet das, dass ein Versagen von Bauteilen nicht schlagartig erfolgen darf, sondern durch große Verformungen oder Rissbildungen angekündigt werden muss.

Tabelle 2-1 zeigt auf der linken Seite ein robustes Versagen am Beispiel eines Biegebalkens. Durch die sichtbare Rissbildung sowie eine große Durchbiegung kann von einer Versagensvorankündigung ausgegangen werden. Auf der rechten Seite der Tabelle 2-1 ist das Versagen eines Stahlbetondruckgliedes dargestellt, das bei nicht ausreichender konstruktiver Durchbildung nach Erreichen der Traglast einem schlagartigen Abfall der aufnehmbaren Last entsprechen kann.

In Kombination mit einer nicht ausreichenden Resttragfähigkeit kann es dann zu einer Kettenreaktion im Gesamttragwerk, einem sogenannten progressiven Kollaps, kommen

(Bild 2-19). In Bezug auf das Einzelbauteil sollte die Robustheit bzw. die erforderliche Resttragfähigkeit an den Auslegungsprinzipien des Gesamttragwerks orientiert werden [Emp-19b].

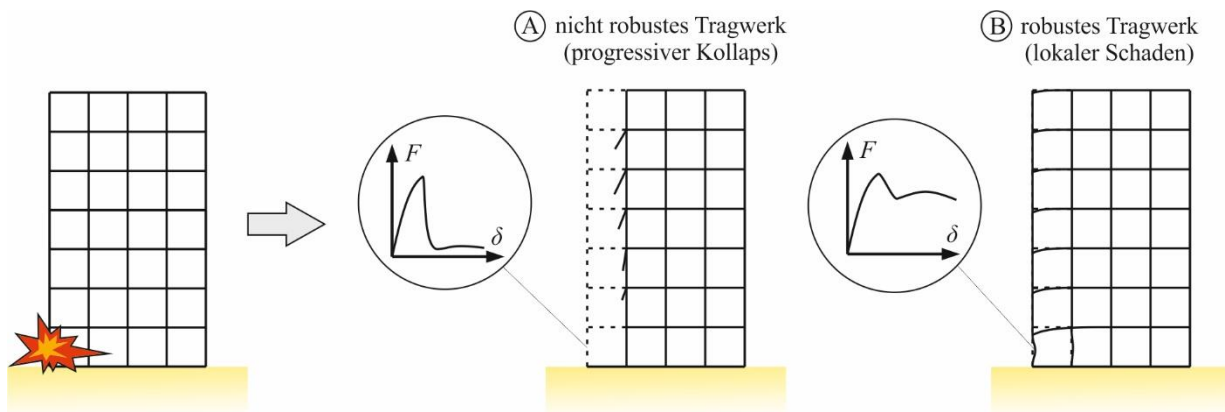


Bild 2-19: Reaktion des Tragwerks auf eine unplanmäßige Beanspruchung bei Verwendung spröder (A) und robuster (B) Stahlbetondruckglieder

2.4.3 Bewertung der Robustheit

Die Fachliteratur hält diverse qualitative Ansätze zur Abschätzung und Abbildung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen bereit, von denen aber nur wenige eine Bewertung der Robustheit zulassen. Im Folgenden werden die Ansätze zusammengefasst, die eine quantitative Bewertung des Nachbruchverhaltens ermöglichen.

MARTINEZ [Mar-82] führt zur Beschreibung der Zähigkeit von Stahlbetonstützen ein Plastizitätsverhältnis β (*engl.*: plasticity ratio) ein, das als Verhältnis der Stauchung $\varepsilon_{cc,85}$ bei 85 % der Traglast auf dem absteigenden Ast der Spannungs-Stauchungs-Beziehung der Stahlbetonstütze gegenüber der Stauchung ε_{co} eines unbewehrten Prismas bei Erreichen seiner Traglast definiert ist (Gl. 2-18). Der Grenzwert in Höhe von 85 % wird nach [Hel-92] deshalb gewählt, da der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zu diesem Punkt prüftechnisch stabil ermittelt werden kann.

$$\beta = \frac{\varepsilon_{cc,85}}{\varepsilon_{co}} \quad \text{Gl. 2-18}$$

mit

- β Plastizitätsverhältnis
- $\varepsilon_{cc,85}$ Stauchung bei 85 % der Traglast im Residualbereich
- ε_{co} Bruchstauchung eines unbewehrten Prismas

TAVIO [Tav-08] nutzt ebenfalls Gl. 2-18 zur Beschreibung der Duktilität von Stützen und nennt den dimensionslosen Faktor D_c (*engl.*: ductility enhancement factor).

Eine ähnliche Auswertung wird von PAULTRE & CUSSON in [Cus-94] vorgenommen. Der Quotient $\varepsilon_{c50c}/\varepsilon_{co}$ beschreibt dabei das Verhältnis zwischen der Stauchung ε_{c50c} , die bei einem Verlust von 50 % der Traglast nach dem Überschreiten der Maximallast erreicht wird, und der Stauchung ε_{co} , die zur Traglast des unbewehrten Prismas gehört.

Einen alternativen Ansatz zur Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen liefern FOSTER & ATTARD in [Fos-97]. Anstatt der Betrachtung von ausschließlich druckbeanspruchten Stützen können mit einer korrigierten Stauchung ξ auch Biegebeanspruchungen erfasst werden (Gl. 2-14).

$$\xi = \varepsilon_{av} + \kappa \cdot e \quad \text{Gl. 2-19}$$

mit

ξ	korrigierte Längsstauchung
ε_{av}	Längsstauchung der Stütze
κ	Krümmung
e	Exzentrizität

Die Bewertung der Robustheit erfolgt mit einem sogenannten Duktilitätsindex I_{10} (*engl.*: ductility index). Hierfür wird die Fläche innerhalb der Punkte 0, A, C, E und F durch die Fläche 0, A und B der Kraft-Stauchungs-Beziehung nach Bild 2-20 geteilt (Gl. 2-20).

$$I_{10} = \frac{A_{0ACEF}}{A_{0AB}} \quad \text{Gl. 2-20}$$

mit

I_{10}	Duktilitätsindex
A_{0ACEF}	Fläche innerhalb der Punkte 0, A, C, E und F
A_{0AB}	Fläche innerhalb der Punkte 0, A und B

Eine Duktilitätszahl von $I_{10} = 1,0$ beschreibt dabei ein sprödes Versagen, während ein Wert von $I_{10} = 10,0$ ein ideal-plastisches Verhalten charakterisiert. Zur Sicherstellung einer Mindestduktilität wird sowohl in [Kha-21] als auch im Australischen Code AS 3600-2018 [AS-14] ein unterer Grenzwert der Duktilitätszahl von $I_{10} = 5,6$ genannt. Abweichend hiervon empfehlen ZAINA und FORSTER für Gebiete mit geringer bis mittlerer seismische Aktivität eine Duktilitätszahl von $I_{10} = 8,0$, für Gebiete ohne seismische Aktivität eine Mindestduktilität von $I_{10} = 6,5$ [Zai-05], [Fos-01].

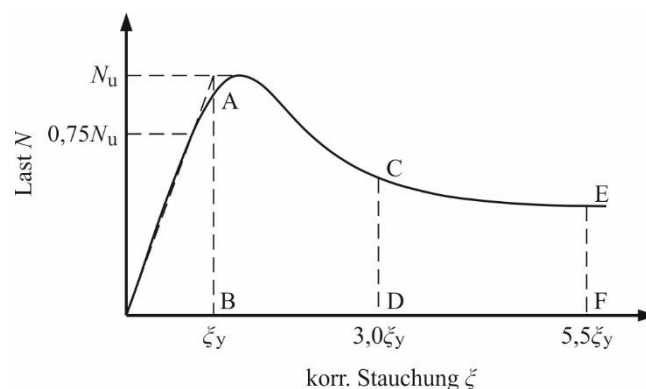


Bild 2-20: Robustheit von Stahlbetonstützen nach FOSTER & ATTARD [Fos-97]

Einen weiteren Ansatz zur Bewertung des Nachbruchverhaltens bzw. der Robustheit von Stahlbetondruckgliedern liefern STEVEN & EMPELMANN in [Ste-14a]. Der Robustheitsindex μ_{50} beschreibt dabei das Verhältnis der vertikalen Längenänderung der Stütze $\Delta l_{z,50}$ bei einer Resttragfähigkeit von 50 % der Traglast zur Längenänderung $\Delta l_{z,maxN}$ bei Erreichen der Höchstlast in Gl. 2-21. Eine Resttragfähigkeit von 50 % wird deshalb gewählt, weil der Restquerschnitt damit nach Abzug der Teilsicherheitsbeiwerte nach EC 2 auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite bzw. bei einem globalen Sicherheitsfaktor von $\gamma = 2,1$ immer ein Sicherheitsniveau hat, was in etwa der einfachen Sicherheit entspricht [Ste-14b].

$$\mu_{50} = \frac{\Delta l_{z,50}}{\Delta l_{z,maxN}} \quad \text{Gl. 2-21}$$

mit

μ_{50}	Robustheitsindex
$\Delta l_{z,50}$	Längenstauchung bei 50 % der Traglast im Residualbereich
$\Delta l_{z,maxN}$	Längenstauchung bei Primärtraglast

Ein auf [Ste-14a] aufbauender Ansatz zur Bewertung der Robustheit von Druckgliedern wird in [Emp-14b] von EMPELMANN & OETTEL über den $\beta_{1,33}$ -Faktor definiert (Gl. 2-22). Dabei beschreibt F_u die Traglast der Stütze und $F(w/w_u = 1,33)$ die Last, bei der eine Längsverformung von $\Delta l_z/\Delta l_{z,max} = 1,33$ erreicht wird. Der Robustheitsfaktor $\beta_{1,33}$ ergibt sich zu

$$\beta_{1,33} = \frac{F(w/w_u = 1,33)}{F_u} \quad \text{Gl. 2-22}$$

mit

$\beta_{1,33}$	Robustheitsfaktor
$F(w/w_u = 1,33)$	Kraft bei einer Stauchung von 133 % der Stauchung bei Primärtraglast
F_u	Primärtraglast

Weist ein Druckglied einen Faktor von $\beta_{1,33} \geq 0,5$ auf, gilt diese als robust. Darunter befindliche Werte werden als nicht robust bewertet. Für einen Faktor von $\beta_{1,33} > 1,0$ liegt ein verfestigendes Nachbruchverhalten vor, welches als duktil bezeichnet wird.

Untersuchungen im Anhang B zeigen in Übereinstimmungen mit [Sim-95] und [Mie-97], dass die Steigung des absteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Beziehung weniger auf das Tragverhalten des Stahlbetondruckgliedes, sondern auf die Versuchskonzeption, z. B. Steifigkeit der Prüfmaschine, Prüfgeschwindigkeit und -regelung, zurückzuführen ist. Das Verhältnis von $w/w_u = 1,33$ aus Gl. 2-22 liegt meist genau in diesem stark streuenden Bereich. Im Folgenden wird anstelle des festen Verhältnisses von $w/w_u = 1,33$ eine Variable j verwendet, die im weiteren Verlauf der Arbeit analysiert wird. Der β_j -Faktor in Gl. 2-23 beschreibt somit das Verhältnis der zur Längsverformung $\delta_j = j \cdot \delta_u$ gehörenden Last F_j gegenüber der Traglast der Stütze F_u .

$$\beta_j = \frac{F_j}{F_u}$$

Gl. 2-23

Die Definitionen der verschiedenen Residualzustände in Abhängigkeit vom β_j -Faktor sind in Bild 2-21 dargestellt.

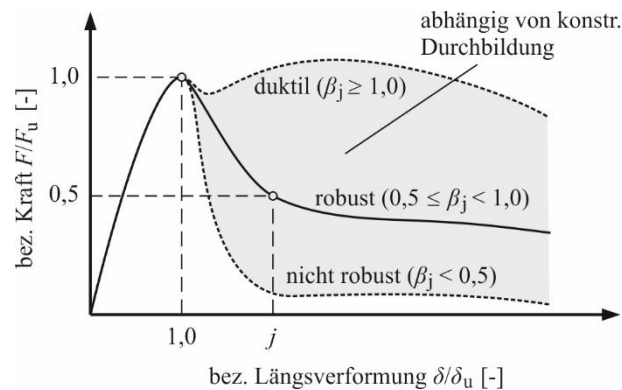


Bild 2-21: Robustheit von Stahlbetondruckgliedern nach EMPELMANN et al. [Emp-14b]

Wie in Bild 2-1 abgebildet, wird der Nachbruchbereich von Stahlbetonstützen und damit die Einordnung in spröde, robuste und duktile Druckglieder maßgeblich durch die konstruktive Durchbildung beeinflusst. Der Vergleich ausgewählter Ansätze zur Bewertung der Robustheit mithilfe einer Versuchsdatenbank kann Anhang B entnommen werden.

2.4.4 Konstruktive Durchbildung

Aufgrund der Bedeutung der konstruktiven Durchbildung werden die derzeit geltenden Konstruktionsregeln nach DIN EN 1992-1-1 [EC2-11] vorgestellt. Die Tabelle 2-2 gibt einen Überblick über die nach DIN EN 1992-1-1 [EC2-11] und DIN EN 1992-1-1/NA [EC2/NA-11] geltenden Konstruktionsregeln für die Längsbewehrung in Stahlbetonstützen.

Tabelle 2-2: Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Stahlbetonstützen für die Längsbewehrung

Beschreibung	Formelzeichen	DIN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
Minimaler Durchmesser der Längsbewehrung	\varnothing_{\min}	8 mm	12 mm
Minimaler Längsbewehrungsgrad	$A_{s,\min}$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0,10 N_{Ed}/f_{yd} \\ 0,002 A_c \end{array} \right.$	$0,15 N_{Ed}/f_{yd}$
Maximaler Längsbewehrungsgrad	$A_{s,\max}$	$0,04 A_c^1$	$0,09 A_c^2$
Mindestanzahl an Längsstäben	n_{\min}	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 1 Stab je Ecke für polygonalen Querschnitt ▪ 4 Stäbe für Kreisquerschnitt 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 1 Stab je Ecke für polygonalen Querschnitt ▪ 6 Stäbe für Kreisquerschnitt

¹ gilt für die Bereiche außerhalb von Übergreifungsstößen, wenn nicht bewiesen werden kann, dass die Integrität des Betons unberührt bleibt. Im Bereich von Übergreifungsstößen gilt maximal $0,08 A_c$

² gilt auch für den Bereich von Übergreifungsstößen

Tabelle 2-3 gibt einen Überblick über die nach DIN EN 1992-1-1 [EC2-11] und DIN EN 1992-1-1/NA [EC2/NA-11] geltenden Konstruktionsregeln für die Querbewehrung in Stahlbetonstützen.

Tabelle 2-3: Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Stahlbetonstützen für die Querbewehrung

Beschreibung	Formelzeichen	DIN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1/NA
Minimaler Durchmesser der Querbewehrung	$\phi_{w,min}$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \phi_{l,max} \\ 6 \text{ mm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \phi_{l,max}^1 \\ 6 \text{ mm} \end{array} \right.$
Ausbildung des Bügelschlusses	–	<ul style="list-style-type: none"> Die Querbewehrung ist ausreichend zu verankern 	<ul style="list-style-type: none"> Bügel sind i. d. R. mit Haken zu schließen 90°-Winkelhaken bei Maßnahmen gegen Abplatzungen möglich
Maximaler Abstand der Bügel	$s_{cl,tmax}$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 20 \phi_{l,min} \\ \min\{a, b\} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$	$\min \left\{ \begin{array}{l} 12 \phi_{l,min} \\ \min\{a, b\}^2 \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$
Längsstäbe in einer Bügelecke	–	<ul style="list-style-type: none"> Längsstäbe in Ecke durch Querbewehrung zu umfassen Kein Stab darf weiter als 150 mm von gehaltenem Stab entfernt sein 	<ul style="list-style-type: none"> Längsstäbe in Ecke durch Querbewehrung zu umfassen Kein Stab darf weiter als 150 mm von gehaltenem Stab entfernt sein In einer Ecke sind maximal 5 Stäbe durch Querbewehrung gegen Ausknicken zu sichern Längsstäbe mit Abstand $s_l > 15 \phi_w$ sind durch zusätzliche Querbewehrung zu sichern
¹ für große Stabdurchmesser $32 \text{ mm} < \phi_l \leq 40 \text{ mm}$: $\phi_{w,min} = 12 \text{ mm}$ ² für große Stabdurchmesser $32 \text{ mm} < \phi_l \leq 40 \text{ mm}$: $s_{cl,tmax} < \left\{ \begin{array}{l} \min\{a, b\}/2 \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$			

Die Hintergründe zu den derzeit geltenden Konstruktionsregeln werden in Aufsatz I (Kapitel 4) ausgewertet.

Im Rahmen der Arbeit sind experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Bügelschlussausbildung auf das Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen durchgeführt worden. Bild 2-22 zeigt den Unterschied der Bügelschlussausbildung mit 90°- und 135°-Winkelhaken auf das Nachbruchverhalten. Beide Konfigurationen entsprechen den Anforderungen an die konstruktive Durchbildung aus Tabelle 2-3 in Übereinstimmung mit DIN EN 1992-1-1/NA. Die Stütze mit 90°-Bügelverschluss erträgt im Nachbruchbereich signifikant geringere Residualtraglasten als die ansonsten identische Stütze mit 135°-Bügelverschluss. Im Versuch kann beobachtet werden, dass die 135°-Winkelhaken aufgrund ihrer Verankerung im umschnürten Stützenkern auch im Nachbruchbereich eine effektive Knicksicherung der Längsbewehrung ermöglichen, während sich die 90°-Bügelverschlüsse nach Abplatzen der Betondeckung öffnen und das Ausknicken der Längsstäbe zulassen. Weitere Erläuterungen und Ergebnisse zu den Versuchen sind in Anhang D zusammengestellt.

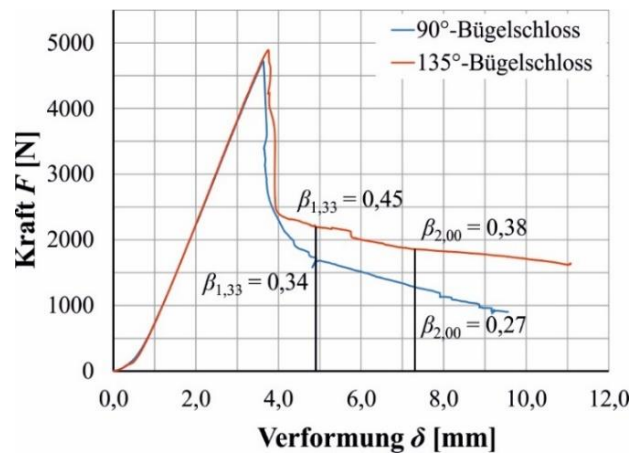


Bild 2-22: Kraft-Verformungs-Beziehungen von Quadratstützen mit unterschiedlichen Bügelschlossausbildungen

2.5 Zusammenfassung und offene Fragen

Die zusammengestellten Grundlagen zu Stahlbetondruckgliedern haben nicht den Anspruch auf Vollständigkeit. Vielmehr sollen sie das Tragverhalten von Stahlbetondruckgliedern sowie deren Versagensmechanismen verdeutlichen. Die Bemessungsphilosophie als 2-Step-Design hebt die Bedeutung der Robustheit von Stahlbetondruckgliedern hervor und unterstreicht die Relevanz der Untersuchungen zum Nachbruchverhalten.

Die Bemessungstraglast von Stahlbetondruckgliedern ist aufgrund von verbesserten Stahlgüten, steigenden Betondruckfestigkeiten, erhöhten Maximalbewehrungsgraden, angepassten Sicherheitskonzepten sowie Bemessungsverfahren in den letzten 100 Jahren kontinuierlich gestiegen. Die maximale Bemessungstraglast eines gedrungenen Druckgliedes mit konstanten Außenabmessungen hat sich in dieser Zeit etwa verachtfacht [Sch-22]. Besonders aufgrund der immer höheren Beanspruchung und Optimierung von Stahlbetondruckgliedern sollte aber auch die Frage nach einer sicheren Bemessung sowohl für die Traglast als auch die Robustheit gestellt werden. Für Hochleistungsdruckglieder und konventionelle Stahlbetondruckglieder müssen die Anforderungen an Sicherheit und Robustheit gleichermaßen erfüllt werden.

Im weiteren Verlauf der Arbeit soll ein Beitrag zur sicheren Traglast- und Robustheitsbemessung von vorgefertigten Hochleistungsdruckgliedern aus hochfesten Betonen geleistet werden. Offene Fragstellungen bestehen in Bezug auf

- die genauen Hintergründe der Konstruktionsregeln von Stahlbetondruckgliedern sowie ihre Übertragbarkeit auf aktuelle Randbedingungen,
- die sichere Traglastbemessung von Stahlbetondruckgliedern bei Verwendung von hochfesten Betonen und hohen Bewehrungsgraden und
- die Robustheit von Stahlbetondruckgliedern, insbesondere bei Verwendung von höherfesten Betonen.

3 Grundlagen zum Fügen von Druckgliedern

3.1 Allgemeines

Gefügte Druckglieder können nur so tragfähig wie ihr schwächstes Element sein, d. h. in den meisten Fällen wie der Stoß. Daher sind insbesondere bei optimierten Druckgliedern zusätzliche Betrachtungen der Fügestelle erforderlich.

Stahlbetondruckglieder können über eine Vielzahl von verschiedenen Möglichkeiten gefügt werden. Bild 3-1 gibt einen Überblick über mögliche Ausbildungen der Fügestelle für Stahlbetondruckglieder in Abhängigkeit ihrer Beanspruchung. Die Zusammenstellung zeigt Lösungen unter Verwendung von Beton. Alternative Lösungen etwa mit Stahleinbauteilen oder Gussknoten [Mar-18] werden nicht betrachtet.

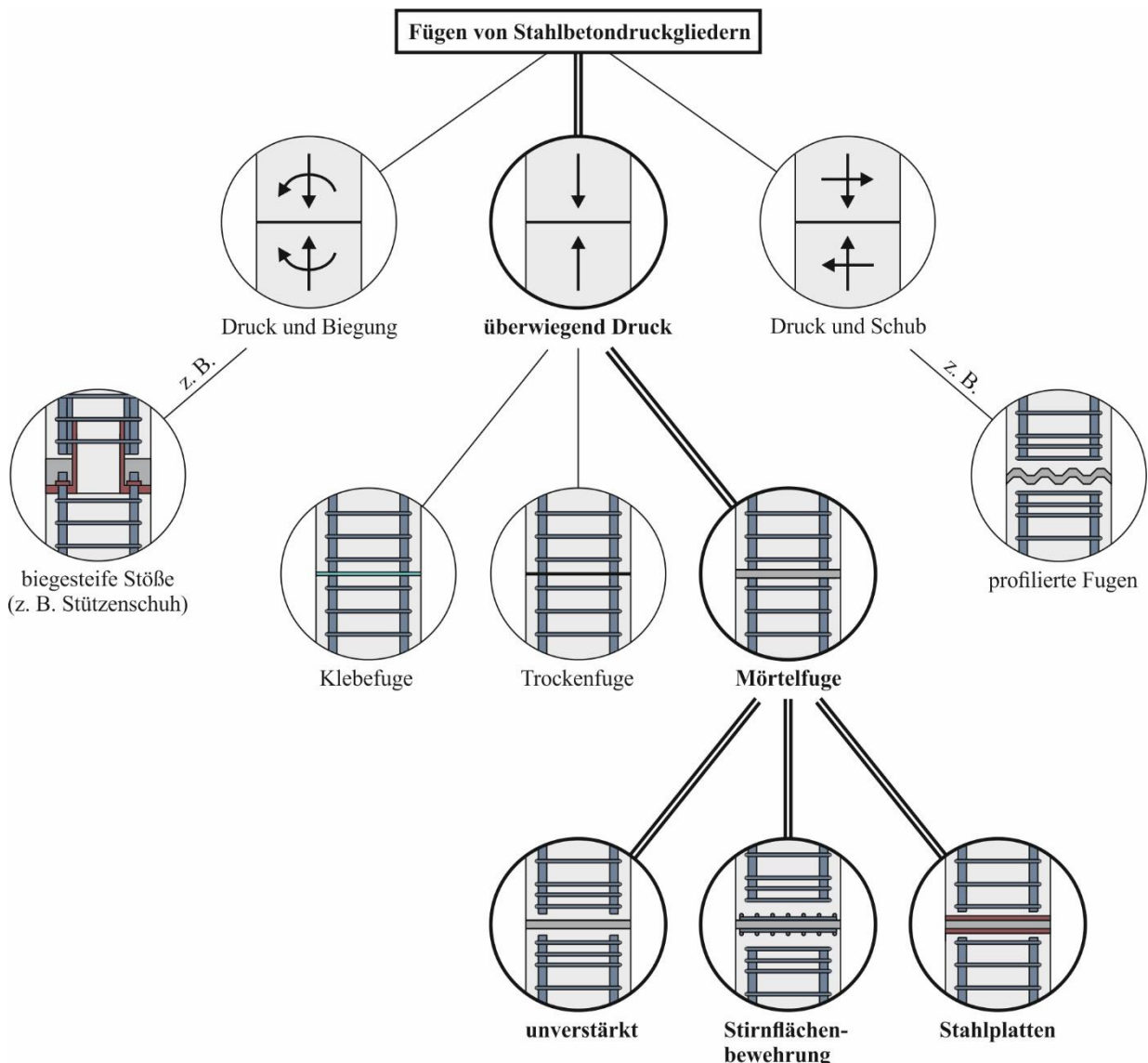


Bild 3-1: Übersicht zum Fügen von Stahlbetondruckgliedern

Grundsätzlich können Fügstellen zunächst nach ihrer Beanspruchung unterschieden werden. Für normalkraftbeanspruchte Fügstellen mit gleichzeitig einwirkendem

Biegemoment sind biegesteife Stöße auszubilden. Biegesteife Stöße stellen einen komplizierten Knotenpunkt dar, für den sich unterschiedliche Lösungen etabliert haben. Bild 3-1 zeigt einen biegesteifen Stoß, welcher auf Systemlösungen wie beispielsweise Stützenfüße zurückgreift. Weitere Bauweisen für biegesteife Stöße, wie z. B. Übergreifungsstöße, Schweißverbindungen oder Schraub- und Pressmuffenstöße der Längsbewehrung mit nachträglichem Mörtelverguss, sind in Bild 3-2 dargestellt [Ber-21], [Kön-00]. In den Anfängen der Betonfertigteiltbauweise ist meist versucht worden, eine monolithische Verbindung zu erzeugen, sodass vermehrt biegesteife Stöße zum Einsatz gekommen sind [Bir-66].

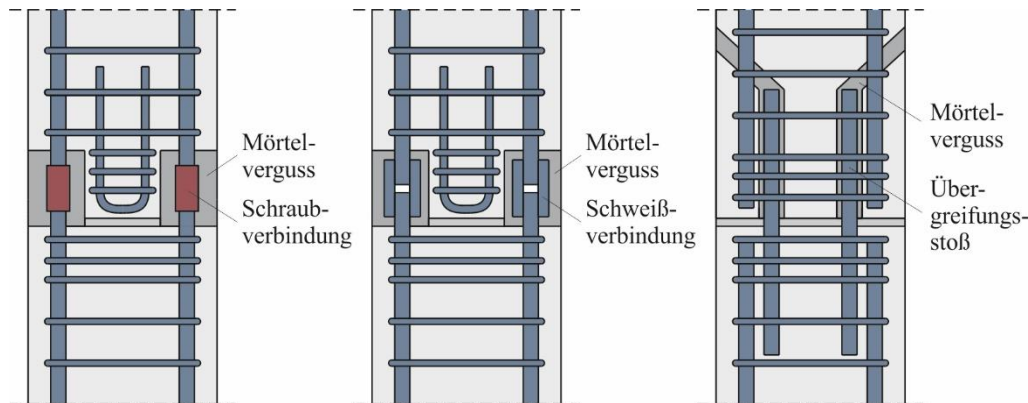


Bild 3-2: Bauweisen von biegesteifen Stößen nach [Ber-21]

Bei Querkraftbeanspruchung muss die Schubkraftübertragung über die Fugestelle besonders bedacht werden. Bild 3-1 zeigt hierfür exemplarisch einen profilierten Stoß. Untersuchungen hierzu können z. B. [Emp-20e] entnommen werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit liegt der Fokus auf überwiegend druckbeanspruchten Fugestellen von Stahlbetondruckgliedern, wie in Bild 3-1 hervorgehoben und im folgenden Abschnitt detailliert dargestellt.

3.2 Ausführungsvarianten von Stumpfstößen

Besonders für den Hochhausbau wird die Aussteifung meist über Wandscheiben bzw. Aussteifungskerne realisiert, sodass die Stützen keine nennenswerten Biegemomente ertragen müssen [Pas-80]. Dazu kommt die aufwendige und kostenintensive Herstellung von biegesteifen Stößen sowie die Randbedingungen aus Transport und Montage. Im Hochhausbau haben sich daher die reinen Druckstöße, sogenannte Stumpfstöße, bewährt. Bei Stumpfstößen handelt es sich um Systeme, bestehend aus dem Druckglied und dem Stoß, welche ohne die direkte Kopplung der Längsbewehrung große Normalkräfte übertragen müssen.

In der Forschung sind in der Vergangenheit verschiedene Ansätze zur optimalen Durchbildung von Stumpfstößen verfolgt worden, wie etwa der Einsatz von unbewehrten Elastomerlagern zwischen den Druckgliedern [Mül-82] oder geklebten Fugestellen [Won-87], [Bau-74]. Für viele Anwendungen, z. B. im Hochhausbau, wird jedoch ein

Toleranzausgleich benötigt, welcher durch die Anordnung einer Mörtelfuge erreicht wird. Im Wesentlichen können hierbei drei verschiedene Bauweisen unterschieden werden:

- vermörtelter Stumpfstoß,
- vermörtelter Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung und
- vermörtelter Stumpfstoß mit Stahlplatten.

Die drei Bauweisen sind in Bild 3-3 gegenübergestellt und geben in ihrer Reihenfolge auch in etwa die historische Entwicklung des heutigen Wissensstandes wieder. In den folgenden Abschnitten wird der Fokus auf die in Bild 3-3 gezeigten Stumpfstoße gelegt.

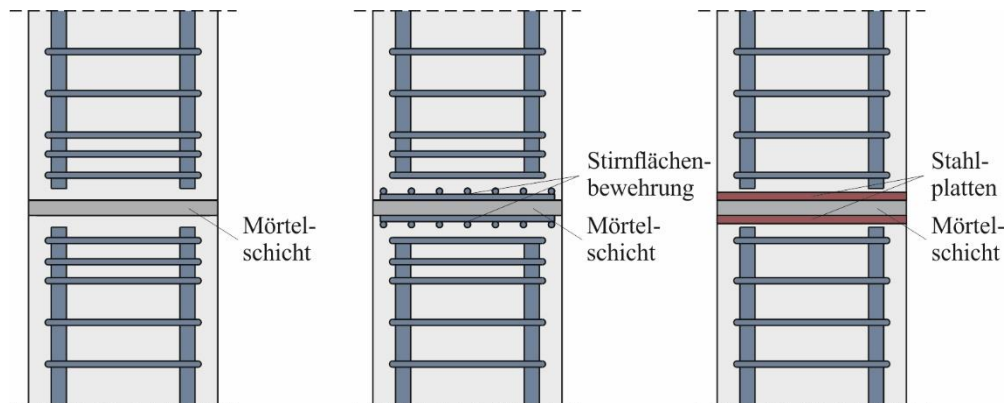


Bild 3-3: Bauweisen von Stumpfstoßen [Mat-22b]

3.3 Tragverhalten

3.3.1 Stumpfstoß mit Mörtelfuge

Die ersten Untersuchungen zum Tragverhalten von Stumpfstoßen befassen sich mit der Belastbarkeit der Mörtelfuge. HALÁSZ & TANTOW veröffentlichen im Jahr 1964 Untersuchungen zum Einfluss der geometrischen Querschnittsabmessungen von Mörtelfugen auf ihre Tragfähigkeit [Hal-64]. Die untersuchten Mörtelfugen erreichen im Versuch zwischen zwei Stahlplatten die doppelte bis dreifache Würfeldruckfestigkeit bei einer deutlich vergrößerten Bruchstauchung. Es kann also gezeigt werden, dass die Reibung zwischen den Lasteinleitungsplatten und der Mörtelschicht groß genug ist, um eine Querdehnungsbehinderung und damit einen mehraxialen Spannungszustand im Mörtel hervorzurufen, der sowohl die Belastbarkeit als auch die Verformbarkeit des Fugenmörtels signifikant verbessert. Weiterhin zeigen die Versuchsergebnisse insbesondere für dünne Fugen mit $h_m = 15$ mm einen Steifigkeitsanstieg, der auf die Kompression des dann nahezu porenfreien Mörtels zurückzuführen ist.

GRASSER & DASCHNER untersuchen die Tragfähigkeit von Mörtelfugen zwischen unbewehrten Betonkörpern und zeigen, dass der für die Tragfähigkeit der Mörtelfuge so wichtige Querdruck zu einem Querkzug im angrenzenden Beton und damit zum Spaltversagen führt [Gra-72]. Durch das Ausbrechen der Randbereiche der Mörtelschicht entsteht zudem eine Teilflächenbelastung, die ebenfalls zu Querkzug-

spannungen an den Stützenenden führt. Das folgende Bild 3-4 zeigt beide Phänomene schematisch. GRASSER & DASCHNER formulieren auf der Basis verschiedener experimenteller Untersuchungen einen empirischen Ansatz zur Ermittlung der zulässigen Druckspannung σ_m in Mörtelfugen zwischen unbewehrten Betonkörpern in Abhängigkeit der Mörteldicke sowie der Beton- und Mörteldruckfestigkeiten [Gra-72].

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \left[\beta_{W,b} + 5(\beta_{W,m} - \beta_{W,b}) \cdot \left(\frac{d_m}{d} \right)^2 \right] \quad \text{Gl. 3-1}$$

mit

$\beta_{W,b}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$\beta_{W,m}$	Würfeldruckfestigkeit des Mörtels
d_m	Dicke der Mörtelfuge
d	Stützenabmessung bzw. Breite der Mörtelfuge

Einen ähnlichen Ansatz zur Ermittlung der zulässigen Druckspannung in einer Mörtelfuge zwischen unbewehrten Betonkörpern liefert auch SOMERVILLE [Som-72]. Nach PASCHEN & ZILLICH [Pas-80] kann von einer guten Übereinstimmung der beiden empirisch ermittelten Bestimmungsgleichungen in [Gra-72] und [Som-72] ausgegangen werden. Weitere Berechnungsansätze für die maximal erreichbaren Spannungen in einer Mörtelfuge zwischen Betonprismen sind von STILLER [Sti-70] und VAMBERSKY [Vam-91] veröffentlicht worden.

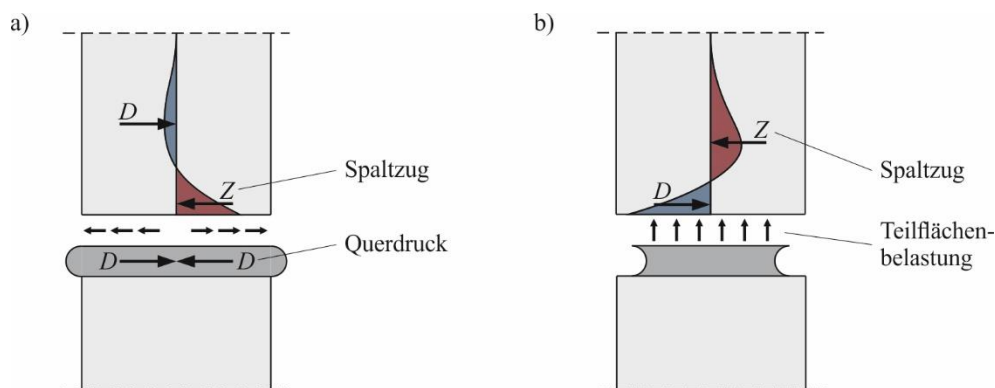


Bild 3-4: Spaltzugspannungen im Beton an Mörtelfugen nach [Pas-80]

Die Untersuchungen an Mörtelfugen zwischen unbewehrten Betonprismen machen deutlich, dass weniger die Mörtelfuge für die Tragfähigkeit des Stoßes verantwortlich ist, sondern vielmehr die angrenzenden Stützenenden. Die das Versagen auslösenden Querdzugspannungen müssen durch eine geeignete Querbewehrung aufgenommen werden [Bra-74].

HAHN & HORNING führen in [Hah-68] eine Reihe von experimentellen Versuchen an querbewehrten Betonzylindern durch, welche durch Mörtelfugen gestoßen sind. Die Versuche zeigen eine wesentliche Laststeigerung der gefügten Betonprismen in Abhängigkeit der eingebauten Querbewehrung. Auf Basis ihrer experimentellen Untersuchungen stellen HAHN & HORNING einen Bemessungsansatz vor. Dieser sieht eine Querbewehrung am Stützenfuß in Höhe von

$$\text{erf } A_{s,q} = \frac{0,15 \cdot F_{0,u}}{\beta_s} \quad \text{Gl. 3-2}$$

mit

$A_{s,q}$	Querschnitt der Querbewehrung in cm^2
$F_{0,u}$	Rechnerische Bruchlast der durchgehenden Stütze in kN
β_s	Streckgrenze des Stahls in kN/cm^2

vor [Hah-68]. Bei Einhaltung dieser und weiterer konstruktiver Vorgaben kann bei zentrischer Belastung sogar die Traglast des ungestoßenen Druckgliedes erreicht werden [Hah-68].

Die bisherigen Ausführungen betreffen die Kraftübertragung über Mörtelfugen von unbewehrten und durch Querbewehrung umschnürten Betonprismen. Für den Stoß von Stahlbetondruckgliedern mit Längsbewehrung muss zusätzlich der weitere Traganteil aus den Längsstäben über die Fuge übertragen werden. SOMERVILLE führt hierzu eine Reihe von experimentellen Untersuchungen an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit unterschiedlichen Querbewehrungskonfigurationen durch [Som-72]. Er stellt fest, dass die volle Traglast von Stahlbetonstützen auch in Verbindung mit Stumpfstößen erreicht werden kann, wenn die Mörteldruckfestigkeit mindestens 75 % der Betondruckfestigkeit erreicht, die Mörteldicke maximal $1/8$ der kleinsten Stützenabmessung entspricht, der Bewehrungsgrad nicht größer als $\rho_1 = 2 \%$ ist und eine ausreichende Querbewehrung eingebaut wird [Som-72].

Auch BECK et al. führen hierzu Versuche an stumpf gestoßenen Fertigteilstützen durch. Die Versuchskörper sehen abweichend von Bild 3-3 (links) eine Längsbewehrung bis an die Mörtelfuge vor [Bec-69]. BECK et al. stellen fest, dass der Anteil des übertragbaren Stahltraganteils mit zunehmender Mörteldicke immer weiter abnimmt [Bec-69]. Die Stützentragslast kann entgegen der Ergebnisse von SOMERVILLE für keine Konfiguration übertragen werden. Bei deutlicher Erhöhung der Querbewehrung im VENANT'schen Störbereich durch Stahlmatten können hingegen schon zum Teil über 90 % der Traglast über die Mörtelfuge übertragen werden [Bec-69].

Weitere Versuche zu vermörtelten Stumpfstößen sind von HALÁSZ & BOHLE durchgeführt worden [Pas-80]. Die verstärkte Querbewehrung am Stützenende wird dabei abweichend von BECK et al., welche eine Querbewehrung an den Stützenenden mit Stahlmatten ausbilden, in Form einer Erhöhung des Querbewehrungsgrades durch verringerte Bügelabstände realisiert [Pas-80], [Bec-69].

STROBAND et al. führen experimentelle Untersuchungen an Mörtelfugen zwischen hochfesten, konventionell bewehrten Stahlbetondruckgliedern durch [Str-96]. Die Längsstäbe enden in einem Abstand von 10 mm zur Mörtelfuge. Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass bei Verwendung eines schwächeren Mörtels nur 70 %, bei Verwendung eines hochfesten Mörtels 80 % der Traglast der ungestoßenen Stahlbetonstütze erreicht wird. Weitere Versuche mit Plastikkappen an den Enden der

Längsstäbe zur Reduzierung der Spaltzugspannungen erweisen sich als nicht zielführend [Str-96].

Bild 3-5 stellt die in den Versuchsserien von BECK et al., HALÁSZ & BOHLE und STROBAND et al. erreichten Traglasten in Abhängigkeit der an den Stützenenden gewählten Querbewehrung dar [Bec-69], [Pas-80], [Str-96]. Es wird deutlich, dass der Anteil der übertragbaren Stützenkraft mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad immer weiter abnimmt. Auch die These von SOMERVILLE, dass bis zu einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 2\%$ bei einer geeigneten Querbewehrung die gesamte Stützentraglast übertragen werden kann, wird bestätigt [Som-72]. Darüber hinaus deutet die Gegenüberstellung auch an, dass eine Mattenbewehrung eine effizientere Querdehnungsbehinderung am Stützenende als eine Bügelbewehrung darstellen kann.

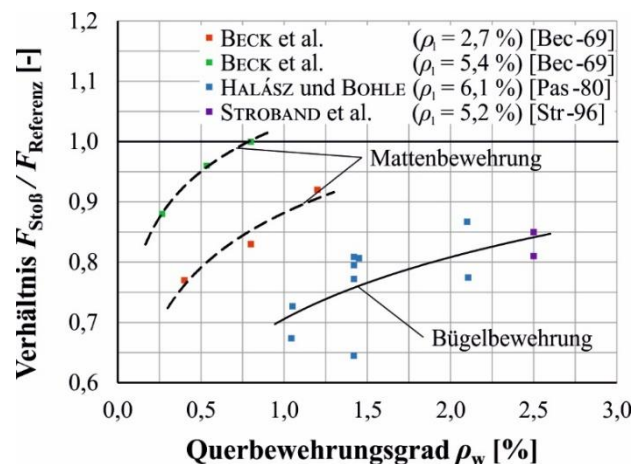


Bild 3-5: Erreichbare Traglast in Abhängigkeit der Querbewehrung am Stützenende aus [Pas-80], [Bec-69] und [Str-96]

BRANDT & SCHÄFER leiten in [Bra-74] Formeln zur Bemessung von Stahlbeton-Fertigteilstützen her. Die Querbewehrung an den Stützenenden soll dabei sowohl eine wirksame Behinderung der Querdehnung als auch die Aufnahme der Spaltzugkräfte sicherstellen. Die Traglast der mit Mörtelfuge gestoßenen Fertigteilstützen kann dabei Bemessungsdiagrammen entnommen werden [Bra-74]. Weiterhin werden Vorschläge zur konstruktiven Durchbildung von stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen gegeben. Die nach BRANDT & SCHÄFER erforderliche Querbewehrung ergibt sich nach Gl. 3-3.

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = \frac{A_s}{5} + \frac{A_m}{5} \cdot \frac{\beta_R}{\beta_{0,2}} \quad \text{Gl. 3-3}$$

mit

- A_t Erforderliche Querbewehrung
- A_s Querschnittsfläche der Längsbewehrung
- A_m Querschnittsfläche der Mörtelfuge
- β_R Rechenfestigkeit des Betons
- $\beta_{0,2}$ Stahlspannung bei 0,2 %-Dehngrenze

Die Untersuchungen zeigen, dass bei unbewehrten und gering bewehrten ($\rho_1 < 2\%$) Stahlbetondruckgliedern bei entsprechender konstruktiver Durchbildung der Fugestelle, d. h. Begrenzung der Fugendicke, Querbewehrung an Stützenenden, Einhaltung der mindestens erforderlichen Mörteldruckfestigkeit, die volle Traglast über eine Mörtelfuge übertragen werden kann. Es gab jedoch bis 1980 keine ausreichenden Untersuchungen, ob diese Feststellung auch auf Stahlbetondruckglieder mit höheren Bewehrungsgraden zutrifft [Pas-80]. Die Forschungsergebnisse von etwa 1960 bis 1980 geben aber erste Hinweise darauf, dass eine effektive Querdehnungsbehinderung nicht nur durch eine enge Verbügelung im Stoßbereich, sondern durch eine zusätzliche konzentrierte Querbewehrung an den Stützenenden erreicht wird.

3.3.2 Stumpfstoß mit Mörtelfuge und Stirnflächenbewehrung

Eine sehr umfängliche Untersuchung zu stumpf gestoßenen Mörtelfugen ist 1980 von PASCHEN & ZILICH im DAfStb-Heft 316 veröffentlicht worden [Pas-80]. Darin werden eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen zur Art, i. e. Matten, Bügel, Wendel, und Ausdehnung des Verbügelungsbereichs sowie zum Querbewehrungsgrad in unmittelbarer Nähe zur Fugestelle durchgeführt. Viele Versuche werden mit Stumpfstoßen mit Stirnflächenbewehrung durchgeführt. Die Stirnflächenbewehrung wird zur Aufnahme der Querspannungen benötigt, die sich durch den im Vergleich zum Stützenbeton weichen Vergussmörtel sowie den Spitzendruck unterhalb der Längsstäbe ausbilden. Ein Großteil des Traglastanteils der unterbrochenen Längsbewehrung muss dabei über Verbundspannungen in den Kernbeton eingeleitet werden. Die Ausführungsvariante mit Stirnflächenbewehrung erfordert daher eine engere Verbügelung im Bereich des Stumpfstoßes. Die Auswertung der Versuche in [Pas-80] zeigt, dass drei Parameter einen großen Einfluss auf die erreichte Traglast haben. Diese sind

- die Dicke der Mörtelfuge,
- der Abstand der Längsstabenden und
- die Menge, Art und Verteilung der Querbewehrung an den Stützenenden.

Das Ergebnis dieser Untersuchungen sind Vorschläge für die Bemessung sowie die konstruktive Durchbildung von Stumpfstoßen mit Mörtelfuge und Stirnflächenbewehrung. Für den Bemessungsansatz wird ein Abminderungsfaktor κ zur Erfassung der ungestörten Stützentraglast vorgeschlagen, der von der Fugendicke, dem Längsbewehrungsgrad und der gewählten Betondruckfestigkeit abhängig ist.

$$N_{\text{zul}} = \frac{\kappa}{2,1} \cdot (A_b \cdot \beta_R + A_s \cdot \beta_s) \quad \text{Gl. 3-4}$$

mit

N_{zul}	Zulässige Stützentraglast
κ	Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von Stoßausführung
A_b	Betonquerschnittsfläche

3 Grundlagen zum Fügen von Druckgliedern

β_R	Rechenfestigkeit des Betons
A_s	Stahlquerschnittsfläche
β_s	Streckgrenze der Längsbewehrung

Dem folgenden Bild 3-6 kann der Abminderungsfaktor κ nach DAfStb-Heft 316 in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_1 entnommen werden [Pas-80]. Für dünne Mörtelfugen mit $h_m = 2,0$ cm kann bei korrekter konstruktiver Durchbildung die volle Stütztraglast bis zu einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 3,0$ % übertragen werden. Für einen maximalen Bewehrungsgrad von $\rho_1 = 6,0$ % ergibt sich eine Abminderung mit dem Faktor $\kappa = 0,9$.

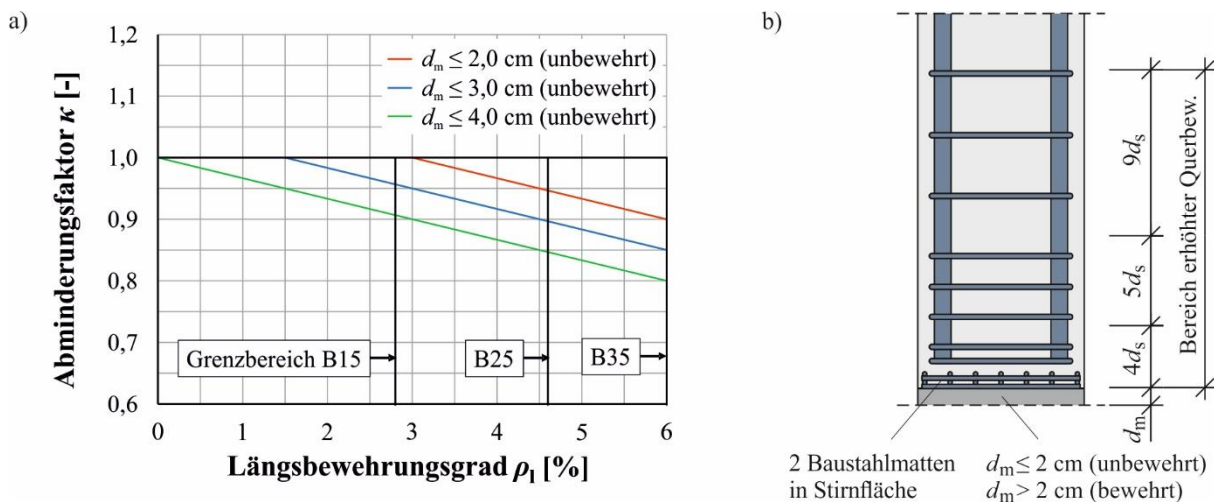


Bild 3-6: Bemessungsansatz (links) und konstruktive Durchbildung (rechts) von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen nach [Pas-80]

Im Rahmen der konstruktiven Durchbildung von stirnflächenbewehrten Stützenenden schlagen PASCHEN & ZILLICH im DAfStb-Heft 316 [Pas-80]

- die Ermittlung der Querbewehrung nach SCHÄFER & BRANDT [Sch-74],
- einen maximalen Stabdurchmessers für die Längsbewehrung von $\phi_1 = 28$ mm,
- einen maximalen Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 6,0$ %,
- einen maximalen Abstand von $a = 3,0$ cm der Längsbewehrungsstäbe zur Stützenstirnfläche,
- eine Stirnflächenbewehrung mit mindestens zwei Bewehrungsmatten pro Stützensseite ohne eine Betonüberdeckung,
- eine maximale Fugendicke unbewehrter Fugen von $h_m = 2,0$ cm bzw. maximal $h_m = 4,0$ cm oder $1/7$ der Stützenbreite bei bewehrten Fugen und
- eine Mörteldruckfestigkeit mindestens in Höhe der Betondruckfestigkeit

vor. PASCHEN & ZILLICH stellen in ihren Untersuchungen auch fest, dass die vollständige Stütztraglast bei Längsbewehrungsgraden über $\rho_1 = 3,0$ % nur durch die Anordnung von Stahlplatten an beiden Stützenenden erreichbar ist [Pas-80].

MINNERT führt 1998 weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen an Stumpfstoßen mit Stirnflächenbewehrung durch, um die Übertragbarkeit der

Erkenntnisse des DAfStb-Hefts 316 [Pas-80] auf hochfesten Beton zu überprüfen [Min-98]. Die Querdehnungsbehinderung wird hierbei mithilfe von Betonstahlmatten sowie mit verringerten Bügelabständen in den Stützenenden analog zu [Pas-80] erreicht [Min-98]. Die experimentellen Untersuchungen zeigen bei etwa 80 % der Bruchlast erste Schädigungen, das Versagen kündigt sich durch Abplatzungen und Risse im Stoßbereich über eine Länge von etwa 12 cm ober- und unterhalb der Mörtelfuge an. Die mittlere Bruchlast der stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit Stirnflächenbewehrung liegt bei MINNERT bei 92 % der rechnerischen Traglast der ungestoßenen Stahlbetonstütze [Min-98]. Eine direkte Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad analog zu Bild 3-6 ist nicht erkennbar, sodass im Gegensatz zum Bemessungsansatz von PASCHEN & ZILLICH ein konstanter Abminderungsbeiwert von $\kappa = 0,90$ für Stumpfstoße mit Stirnflächenbewehrung vorgeschlagen wird [Pas-80], [Min-98]. Weiterhin sind nach MINNERT verglichen mit vorangegangenen Untersuchungen in [Pas-80] größere Bügelabstände im Bereich der Stützenenden ausreichend [Min-98]. Angepasste Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der erforderlichen Querbewehrung können [Min-02] entnommen werden.

Weitere Untersuchungen von SALEH bestätigen die vorgenannten Ergebnisse [Sal-02]. SALEH beschreibt die bei Stirnflächenbewehrung sehr enge Bewehrungsführung an den Stützenenden und die damit verbundene Gefahr von Fehlstellen, welche durch die Anordnung von Stahlplatten verhindert werden kann. Von KÖNIG & MINNERT wird zudem ergänzt, dass es bei der für einen Stumpfstoß mit Stirnflächenbewehrung benötigten engen Querbewehrung sogar zu einer Störung der Verbindung zwischen Mantelflächen und Kernbeton und damit Abplatzungen der Stütze kommen kann [Kön-00].

MINNERT führt weiterhin auch vier Versuche durch, bei denen die Querdehnungsbehinderung mithilfe von Stahlplatten realisiert wird [Min-98]. Übereinstimmend mit PASCHEN & ZILLICH kommt er zum Schluss, dass eine vollständige Übertragung der Stützentraglast nur über einen Stumpfstoß mit Stahlplatten an den Stützenenden funktionieren kann [Min-98].

Das folgende Bild 3-7 zeigt die Spannungsverläufe in den Längsstäben unmittelbar oberhalb des Stumpfstoßes für die Versuche 306-2 mit Stirnflächenbewehrung (links) und 305-2 mit Stahlplatten (rechts) von MINNERT [MIN-98]. Die in [Min-98] dargestellten Stauchungen der Längsbewehrung sind im Rahmen der vorliegenden Arbeit digitalisiert und mittels der in Bild 2-2 dargestellten Spannungs-Stauchungs-Beziehung an einem Betonstahl B 500 mit einem Durchmesser von 25 mm in Stahlspannungen umgerechnet worden [Mül-12]. Die Darstellung zeigt, dass bei der Ausführung mit Stirnflächenbewehrung ein deutlicher Spannungsabfall zum Stumpfstoß hin auftritt und gleichzeitig ein Großteil der Stahlspannungen über Verbundspannungen in den Kernbeton eingetragen wird. Der umschnürte Stützenkern leitet diese Spannungen dann in die Mörtelfuge ein. Nach MINNERT werden bei der

Bauweise mit Stirnflächenbewehrung nur etwa 25 % der Stahlspannungen über Spitzendruck übertragen [Min-98]. Der restliche Traganteil der Bewehrungsstäbe wird über Verbundspannungen in den umgebenden, umschnürten Betonkern eingeleitet. Das bedeutet, dass die Druckspannungen im Beton in unmittelbarer Nähe zur Fuge stark ansteigen.

Für die alternative Bauweise mit Stahlplatten kann nach [Min-98] ein Großteil der Stahlspannungen direkt über Spitzendruck in die Mörtelfuge eingeleitet werden. Bild 3-7 (rechts) zeigt, dass die Fließgrenze der Längsbewehrung bei etwa 90 % der Traglast ($F/F_u = 0,90$) im ungestörten Bereich erreicht wird. Die Stahlspannung in der Längsbewehrung fällt auch in der letzten Laststufe bei Erreichen der Traglast nur geringfügig in Richtung der Stahlplatte ab. Damit können etwa 95 % der Stahlspannungen direkt über Spitzendruck über den Stumpfstoß übertragen werden. Die Bauweise wird im folgenden Abschnitt 3.3.3 detailliert betrachtet.

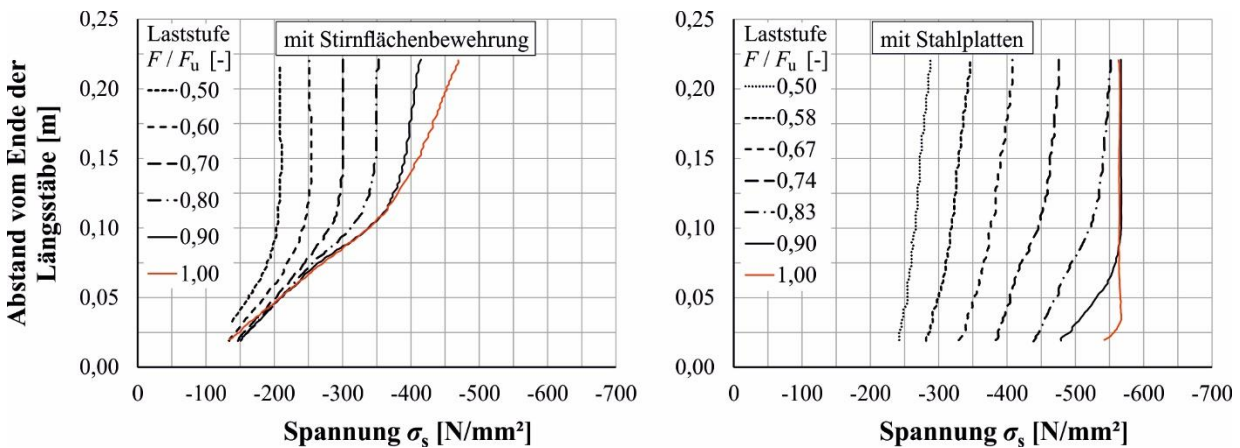


Bild 3-7: Spannungsverläufe der Längsstäbe in Abhängigkeit der Laststufe F/F_u der Versuche 306-2 (links) und 305-2 (rechts) nach [Min-98]

3.3.3 Stumpfstoß mit Mörtelfuge und Stahlplatten

Die konsequente Weiterentwicklung der Bauweise mit Stirnflächenbewehrung führt zum Einsatz von Stahlplatten an den Stützenenden. Bereits 1966 bzw. 1970 veröffentlichten WEIGLER & NICOLAY sowie ZIMMERMANN & DIETERLE erste Versuche zum sogenannten „Darmstädter Stoß“, bei dem die Querdehnungsbehinderung durch ein Stahlblech mit mittiger, mörtelgefüllter Aussparung realisiert wird [Pas-80]. Die Versuche legen nahe, dass für Längsbewehrungsgrade bis $\rho_l = 6,0 \%$ etwa 90 % der Traglast über den Stumpfstoß übertragen werden kann.

SOMERVILLE führt eine Reihe von Versuchen an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit einseitiger Stahlplatte durch [Som-72]. Um Traglasteinbußen möglichst gering zu halten, empfiehlt er den Einsatz von Stahlplatten an den freien Stützenenden, welche möglichst den Stützenabmessungen entsprechen sollen. Wenn der Mörtel mindestens eine Druckfestigkeit von 75 % der Betondruckfestigkeit der Stützen aufweist und das Verhältnis von Mörteldicke zu Stützenbreite $1/8$ nicht übersteigt, kann nach

SOMERVILLE für die untersuchten Längsbewehrungsgrade bis etwa $\rho_1 = 2,0 \%$ die volle Stützentraglast übertragen werden [Som-72].

PASCHEN & ZILLICH führen neben den in Abschnitt 3.3.2 erwähnten Untersuchungen an Stirnflächenbewehrungen auch einen Versuch an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit einer Mörtelfuge und beidseitigen Stahlplatten durch und kommen zu dem Ergebnis, dass für die untersuchte Konfiguration eine volle Übertragung der Stahlbetonstützentraglast möglich ist [Pas-80].

Nach VAMBERSKY liegt der Vorteil von Stahlplatten in der gleichmäßigen Spannungsverteilung auf die Mörtelfuge [Vam-91]. Er führt numerische Untersuchungen zum Einfluss der Stahlplattendicke durch und folgert, dass

- dünnere Stahlplatten keinen großen Einfluss auf die Spannungsverteilung auf die Mörtelfuge haben und die daraus resultierende ungleichmäßige Spannungsverteilung zu Spaltzugspannungen in der Stütze führt,
- dickere Stahlplatten zwar die Spannungsverteilung glätten, aber die starke Querdehnungsbehinderung zu sekundären Spaltzugspannungen in der Stütze in einem größeren Abstand zum Stoß führt.

Eine engere Umschnürung der Stützenenden durch Querbewehrung wird von VAMBERSKY kritisch betrachtet, da der Umschnürungseffekt erst bei einer gewissen Querdehnung aktiviert wird und an der Stelle die Integrität des Materials meist schon teilweise verloren ist [Vam-91]. VAMBERSKY kommt zu dem Schluss, dass auch mit dem Einsatz von Stahlplatten nicht die volle Stützentraglast über den Stumpfstoß übertragen werden kann [Vam-91].

In den Jahren 1992 und 1993 sind an der TU Darmstadt weitere Versuche an hochfesten Fertigteilstützen durchgeführt worden [Min-00]. Der Stoß wird dabei durch eine einseitige Stahlplatte mit einer Dicke von 5 mm und einer Mörteldicke von 20 mm realisiert. Die Stützenenden werden durch hohe Querbewehrungsgrade $\rho_w = 3,7 \text{ Vol.-%}$ bzw. $5,6 \text{ Vol.-%}$ zusätzlich gegen Querspannungsbeanspruchungen gesichert. Es kann gezeigt werden, dass die rechnerische Traglast der monolithischen Stütze bei einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 1,7 \%$ im Versuch erreicht werden kann [Min-00].

1996 führen STROBAND et al. eine Reihe von Versuchen an vermörtelten Stumpfstoßen durch mit dem Ziel durch, eine Bauart zu finden, welche die Traglast von Fertigteilstützen möglichst wenig herabsetzt [Str-96]. In diesem Zusammenhang werden zwei Versuche mit einseitiger Stahlplatte und zwei Versuche mit zweiseitiger Applikation von Stahlplatten mit einer Dicke $t = 10 \text{ mm}$ durchgeführt. Für einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 5,2 \%$ und eine Mörteldicke von $h_m = 15 \text{ mm}$ erreichen beide Versuche die Traglast der ungestoßenen Stahlbetonstütze [Str-96].

MINNERT führt neben den in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Versuchen auch Untersuchungen an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit Stahlplatten durch [Min-98]. Sechs Versuche an Stumpfstößen zeigen die effektive Querdehnungsbehinderung durch die Stahlplatten. Bis zu einem Niveau von 80 % der Bruchlast befinden sich die Fertigteilstützen im Integritätszustand. Das Versagen erfolgt anschließend im Stützenbereich außerhalb der unmittelbaren Umgebung der Stoßfuge und wird durch lokale Abplatzungen der Betondeckung eingeleitet. Die gestoßenen Stützen mit maximalen Längsbewehrungsgraden von $\rho_1 = 5,38 \%$ erreichen immer die volle rechnerische Traglast [Min-00]. MINNERT identifiziert nur einen geringen Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die erreichte Traglast [Min-98]. Es stellt sich als besonders wichtig heraus, die Längsstäbe möglichst nah an die Stahlplatte heranzuführen bzw. sogar zu verschweißen. Wie in Bild 3-7 (rechts) gezeigt, kann unter diesen Voraussetzungen nahezu die gesamte Stahlkraft über Spitzendruck übertragen werden. Es entsteht somit keine zusätzliche Beanspruchung des Betonkerns aus der Rückverankerung der Längsbewehrung, sodass nach MINNERT auf eine erhöhte Querbewehrung in den Stützenenden verzichtet werden kann [Kön-01b]. MINNERT veröffentlicht auf Basis der vorgenannten Untersuchungen Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen, welche auch in das DAfStb-Heft 600 aufgenommen worden sind und bis heute häufig die Grundlage für Auslegung von Fertigteilstößen ist [DAfStb-20]. Die Empfehlungen zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung werden im Abschnitt 3.4 genauer beschrieben.

SCHOENING et al. veröffentlichen 2013 die ersten Versuche an stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus UHPC ($f_{cm} \approx 180 \text{ N/mm}^2$) [Sch-13]. Insgesamt werden vier Bauteilversuche mit Stumpfstößen mit Querdehnungsbehinderung durch beidseitige Stahlplatten durchgeführt. Die Mörteldicke wird mit $h_m = 20 \text{ mm}$ angegeben. Der Längsbewehrungsgrad der Fertigteilstützen beträgt $\rho_1 = 2,6 \%$. Die Versuche mit $t = 5 \text{ mm}$ und $t = 10 \text{ mm}$ dicken Stahlplatten erreichen im Mittel 95 % der Traglast der Referenzstützen. Eine weitere Erkenntnis aus den Versuchen aus [Sch-13] ist, dass im Gegensatz zu [Min-98] nicht die gesamte Kraft der Längsbewehrung über Spitzendruck abgetragen wird. Dies zeigen die Stauchungsmessungen an den Enden der Längsbewehrung analog zu Bild 3-7, welche darauf hindeuten, dass ein Teil der Kraft der Längsbewehrung über Verbund übertragen wird [Sch-13].

Die ersten experimentellen Untersuchungen an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung erhöhter Bewehrungsgrade und großer Stabdurchmesser werden 2014 von BACHMANN publiziert [Bac-14b]. Die dazugehörigen Bauteilversuche erfolgen im Rahmen von Zulassungen für die Hochhausprojekte Tanzende Türme in Hamburg und Taunusturm in Frankfurt. BACHMANN beschreibt, dass sich der Vergussmörtel zwischen den Stahlplatten in einem mehraxialen Spannungszustand befindet. Dieser kann nach Bild 3-8 (links) unterhalb eines Verhältnisses der Dicke zum Durchmesser von $h_m/d_m = 0,13$ Druckspannungen von bis zu 600 N/mm^2 ertragen.

Nach [Bac-14b] kann die Mörtelschicht daher weder versagen noch ein Versagen der Stütze auslösen. Die Längsstäbe können ihren gesamten Traganteil über Spitzendruck über die Mörtelfuge übertragen, wodurch keine engere Verbügelung notwendig wird [Bac-14b]. Im Bild 3-8 (links) sind weitere, am iBMB durchgeführte Druckversuche an Mörtelscheiben ergänzt. Die Versuche wurden 24 Stunden nach der Betonage durchgeführt und bestätigen die Tragfähigkeitssteigerung durch die mehraxialen Spannungszustände zwischen den Lasteinleitungsplatten [Emp-18a].

Aus den Untersuchungen leitet BACHMANN das in Bild 3-8 (rechts) dargestellte mechanische Modell zur Kraftübertragung in Stumpfstoßen ab, wonach unter Vernachlässigung der Verträglichkeitsbedingungen der volle Traganteil der Längsstäbe über Spitzendruck über den Stumpfstoß übertragen wird [Ber-21]. Es entspricht den Erkenntnissen von MINNERT in [Min-98], der allerdings nur Längsbewehrungsgrade bis $\rho_1 = 6,0\%$ und Stabdurchmesser bis $\phi_1 = 16\text{ mm}$ untersucht. Die Übertragbarkeit auf hohe Bewehrungsgrade und große Stabdurchmesser soll im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit kritisch hinterfragt werden. Die in den Bauteilversuchen am Stumpfstoß gemessenen Stahlstauchungen deuten bereits darauf hin, dass bei einem Längsbewehrungsgrad von etwa $\rho_1 = 14,0\%$ bereits ein erheblicher Anteil der Kraft in der Längsbewehrung über Verbundspannungen in den Kernbeton eingeleitet wird.

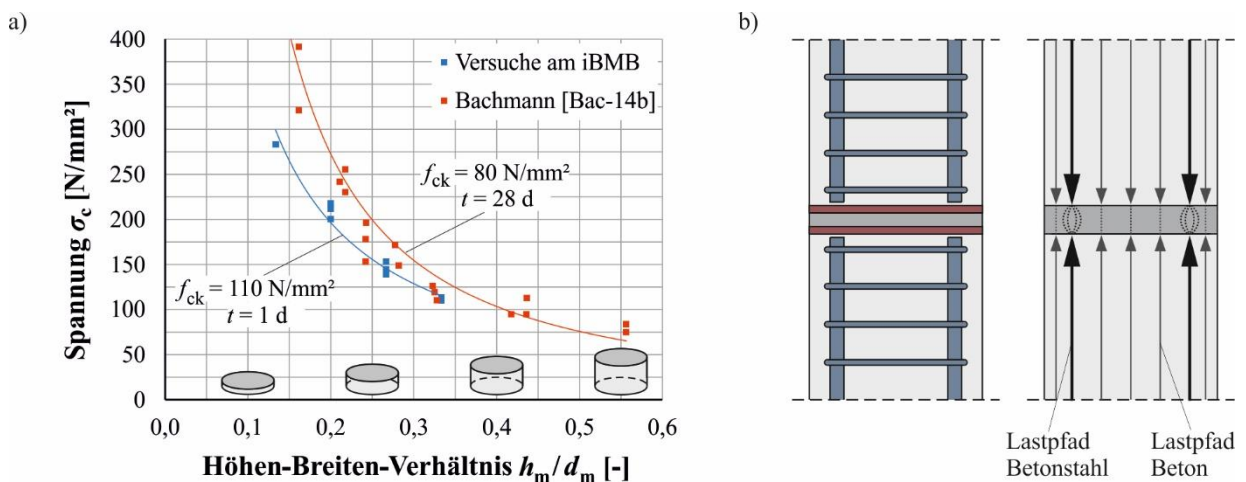


Bild 3-8: Mörteldruckfestigkeit in Abhängigkeit der Probenschlankheit (a), Modell zur Kraftübertragung von Stumpfstoßen nach [Ber-21] (b)

WOLFGER & KOLLEGER veröffentlichen 2021 experimentelle Untersuchungen an hochbewehrten Fertigteilstützen, welche mit Mörtelfuge und beidseitiger Stahlplatte gestoßen sind [Wol-21]. Es handelt sich um zwei Versuchsserien mit Längsbewehrungsgraden von $\rho_1 = 11,4\%$ bzw. $12,7\%$ und hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 [SAS-20]. Die Bauteilversuche zeigen, dass zum Teil deutliche Traglasteinbußen zu verzeichnen sind, und stellen damit die zuvor erläuterten Untersuchungen von [Bac-14b] in Frage. Experimentelle, theoretische und numerische Untersuchungen zu stumpf gestoßenen Fertigteilstützen mit hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern werden im Aufsatz V (Kapitel 8) und Aufsatz VI (Kapitel 9) vorgestellt [Mat-22a], [Mat-21b].

3.4 Bemessung und konstruktive Durchbildung

3.4.1 Eurocode 2

Die Bemessung von Druckstößen ist in DIN EN 1992-1-1 inkl. NA im Abschnitt 10.9.4.3 „Verbindungen zur Druckkraft-Übertragung“ geregelt [EC2/NA-11], [EC2-11]. Hierin werden grundlegende Festlegungen für Verbindungen zur Übertragung von Druckkräften getroffen. Zunächst gilt, dass

- Querkräfte bei Druckfugen nur dann vernachlässigt werden dürfen, wenn sie weniger als 10 % der Druckkraft betragen.

Die DIN EN 1992-1-1 unterscheidet Lagerfugen mit Bettungen aus Mörtel, Beton oder Polymeren und trockene Lagerfugen. Hierzu werden folgende Vorgaben gemacht:

- Bei Lagerfugen mit Bettungen ist eine relative Bewegung zwischen den verbundenen Oberflächen während der Erhärtung auszuschließen.
- Trockene Lagerfugen dürfen nur bei Erreichen einer ausreichenden Ausführungsqualität ausgeführt werden. Die durchschnittliche Lagerpressung darf dabei $0,3 \cdot f_{cd}$ nicht überschreiten.

Unabhängig von der Ausführung der Lagerfugen sind Querkzugspannungen in den anschließenden Betonbauteilen zu berücksichtigen. In Bild 3-9 ist die Entstehung von Querkzugspannungen aufgrund von konzentriertem Druck (links) und größeren Querdehnungen des Fugenmaterials (rechts) dargestellt [EC2-11]. Dies entspricht den an Bild 3-4 beschriebenen Effekten. Von einer konzentrierten Druckspannung oder einer harten Lagerung kann dann ausgegangen werden, wenn der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials mehr als 70 % des Elastizitätsmoduls des angrenzenden Betons beträgt [Fin-16].

Für den Fall der konzentrierten Lasteinleitung kann die zur Aufnahme der Querkzugspannungen erforderliche Bewehrung des Stützenendes mithilfe von Stabwerkmodellen bestimmt werden. Für den Fall des verformbaren Fugenmaterials ist die Bewehrung nahe der Stirnfläche anzuordnen und kann gemäß Gl. 3-5 ermittelt werden [EC2-11].

$$A_s = 0,25 \cdot (t/h) \cdot F_{Ed}/f_{yd} \quad \text{Gl. 3-5}$$

mit

A_s	Bewehrungsfläche an jeder Oberfläche
t	Dicke des Fugenmaterials
h	Abmessung des Fugenmaterials in Richtung der Bewehrung
F_{Ed}	Druckkraft in der Lagerfuge

Weiterhin kann es nach [Fin-16] bei einer verformbaren Fuge zusätzlich erforderlich sein, die Fuge selbst zu bewehren, wenn das Fugenmaterial nicht auf andere Weise gegen Ausweichen gesichert ist.

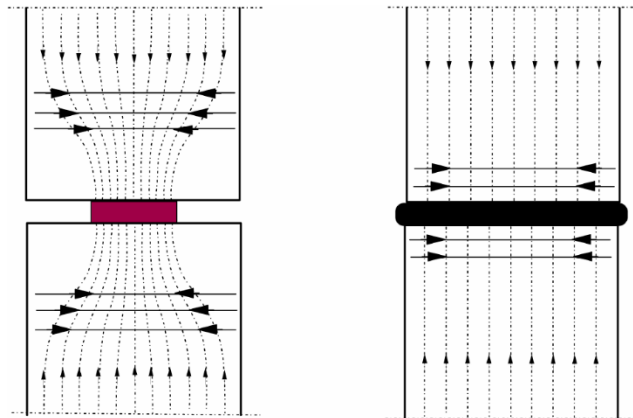


Bild 3-9: Querzugspannungen in Druckfugen: Konzentrierte Lasteinleitung (links), Fuge mit verformbarem Fugenmaterial (rechts) [EC2-11]

Die Tragfähigkeit von Druckfugen kann nach DIN EN 1992-1-1 entweder analog zum Nachweis bei Teilflächenbelastung oder auf Grundlage einer auf Versuchen gestützten genaueren Berechnung ermittelt werden.

In der DIN EN 1992-1-1 werden Stöße zwischen Druckgliedern mit verschiedenen Fugenmaterialien geregelt, wobei keine Angaben zur Berechnung der zulässigen Lagerpressung bei vermörtelten Lagerfugen gegeben werden. Eine detaillierte Regelung zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Stumpfstoßen mit beidseitiger Stahlplatte ist in der DIN EN 1992-1-1 nicht enthalten. Für die Verwendung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen ist daher eine Zustimmung im Einzelfall bzw. eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung erforderlich [Fin-16].

3.4.2 DAfStb-Heft 600

Das Heft 600 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) [DAfStb-20] umfasst Erläuterungen zur DIN EN 1992-1-1 inkl. NA und hält für Stöße zwischen Fertigteilstützen weitere Bemessungs- und Konstruktionsvorschläge für die Ausführung mit Stirnflächenbewehrung oder Stahlplatten bereit.

Die Tragfähigkeit zentrisch belasteter Stumpfstoße in Stützen wird im DAfStb-Heft 600 in Anlehnung an KÖNIG et al. [Kön-03] wie folgt ermittelt:

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \quad \text{Gl. 3-6}$$

Hierbei ist κ ein Abminderungsfaktor für eine gegenüber der monolithischen Ausführung reduzierte Tragfähigkeit im Stoßbereich [DAfStb-20]. Für einen Stoß mit Stahlplatten kann ein Abminderungsfaktor $\kappa = 1,0$ angenommen werden, da

- die Querdehnungen der Mörtelfuge durch die Stahlplatten effektiv behindert werden,
- der gesamte Traglastanteil der Längsbewehrung über die Mörtelfuge hinweg übertragen werden kann,
- keine negativen Beanspruchungen im Beton aus der Endverankerung der Längsbewehrung entstehen [DAfStb-20].

Für einen Stoß mit Stirnflächenbewehrung kann ein Abminderungsfaktor $\kappa = 0,9$ angenommen werden, da

- nur ein Teil der im Bewehrungsstahl vorhandenen Kraft über Spitzendruck abgetragen und
- ein Großteil der Stahlkraft über Verbundspannungen in den Stützenbeton eingeleitet wird [DAfStb-20], [Bac-14b].

Für die Bemessung der Stirnflächenbewehrung sowie Bügelbewehrung im Stoßbereich wird auf detaillierte Erläuterungen und Beispielberechnungen in [Kön-03] verwiesen. Die Bemessungsvorschläge des DAfStb-Hefts 600 beruhen auf den Untersuchungen und Empfehlungen von MINNERT und sind daher auch in ihrer Anwendbarkeit auf die Randbedingungen in [Min-00] begrenzt. Die Anwendungsgrenzen werden im folgenden Abschnitt 3.4.3 beschrieben.

3.4.3 Konstruktive Durchbildung

Im DAfStb-Heft 600 [DAfStb-20] werden Hinweise zur konstruktiven Durchbildung von Fertigteil-Stumpfstößen gegeben. Bei der Konstruktion von Stumpfstößen

- soll der Längsbewehrungsgrad auf $\rho_l = 6,0 \%$ begrenzt werden, um eine Überlastung des Betons im Stoßbereich auszuschließen,
- soll die maximale Fugendicke von $h_m = 20$ mm bei unbewehrten Fugen bzw. $h_m = 40$ mm bei bewehrten Fugen eingehalten werden,
- muss die Druckfestigkeit des Mörtels über der Festigkeit des Stützenbetons liegen [DAfStb-20].

Weiterhin muss die gewissenhafte Durchbildung und sorgfältige Ausführung der Mörtelfugen bei der Herstellung des Stumpfstoßes beachtet werden, da ihre Tragfähigkeit bei nicht einwandfrei ausgeführten Fugen deutlich herabgesetzt wird [DAfStb-20].

Bei der Verwendung von Stahlplatten

- soll die Längsbewehrung so nah wie möglich an die Stahlplatte geführt werden, muss jedoch nicht mit ihr verbunden werden,
- muss keine verstärkte Querbewehrung in den Endbereichen der Stahlbetonstützen angeordnet werden [DAfStb-20].

Bei der Verwendung von Stirnflächenbewehrung

- soll die Stirnflächenbewehrung ohne Betondeckung in die Stützenstirn eingebaut werden,
- sollen die Mattenendknoten an den Stützenaußenseiten liegen und die Kreuzungspunkte sorgfältig verschweißt werden,
- soll der Stababstand $s \leq 50$ mm betragen,
- ist eine vergrößerte Verbügelung im Stützenfuß erforderlich [DAfStb-20].

Eine Zusammenfassung der konstruktiven Hinweise zu vermörtelten Fertigteil-Stumpfstoßen wird in Bild 3-10 dargestellt.

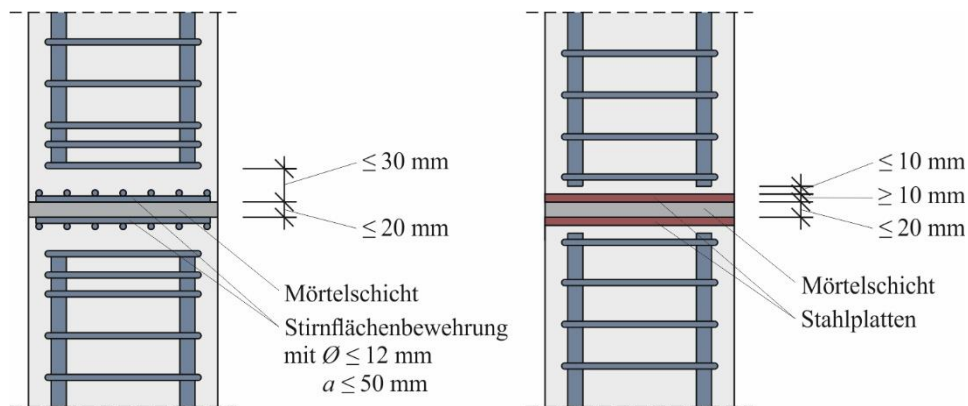


Bild 3-10: Empfehlungen für die konstruktive Durchbildung von Stumpfstoßen nach DAfStb-Heft 600 [DAfStb-20]

Die Entwicklung des Stumpfstoßes über die letzten 60 Jahre zeigt, dass sich auf der Suche nach einer effektiven Querdehnungsbehinderung Stahlplatten in den Stützenenden bewährt haben. Experimentelle Untersuchungen von [Som-72], [Str-96], [Min-00], [Pas-80] weisen aus, dass mit dieser Bauart für geringe Längsbewehrungsgrade $\rho_l \leq 6,0$ % die volle Traglast der monolithischen Stahlbetonstütze übertragbar ist. Die wissenschaftlichen Erkenntnisse und die Aufnahme der Bauart in das DAfStb-Heft 600 mitsamt einer Bemessungsformel und Regelungen für die konstruktive Durchbildung [DAfStb-20] ermöglichen die Realisierung großer Bauvorhaben mit vorgefertigten und stumpf gestoßenen Stützen.

3.5 Stumpf gestoßene Fertigteilstützen in der Praxis

3.5.1 Hochhaus Herriot's

Im Folgenden werden drei Praxisbeispiele für die Anwendung von vorgefertigten Hochleistungsstützen mit dem Schwerpunkt auf der konstruktiven Lösung der Fügestelle vorgestellt.

Die erste Anwendung von Fertigteilstützen im deutschen Hochhausbau findet für das Hochhaus Herriot's in Frankfurt am Main statt. Der Bürokomplex hat eine Höhe von etwa 70 m und ist 2003 fertiggestellt worden [Eie-02]. Neben der Verwendung von

vorgefertigten Stahlbetonstützen ist auch deren Konzeption als sogenannte HH-Stützen fortschrittlich. Durch den Einsatz eines hochfesten Betons B 125 [Epp-02] sowie einer hochfesten Bewehrung St 750/1200 [Eie-03] mit Bewehrungsgraden von bis zu $\rho_1 = 12\%$ und Stabdurchmessern von bis zu $\phi_1 = 36\text{ mm}$ können minimierte Querschnittsabmessungen erreicht werden. Das Gutachten für die Zustimmung im Einzelfall ist von GRAUBNER in Darmstadt verfasst worden [Eie-02].

Die Innenstützen sind als Pendelstützen ohne aussteifende Wirkung geplant worden, sodass diese nur Biegemomente aus der ungewollten Ausmitte aufnehmen müssen. Daher ist es möglich die Fügstellen als reine Kontaktstöße, d. h. Stumpfstoße, auszuführen [Eie-03]. Das Augenmerk gilt der Durchleitung der hohen Normalspannungen durch die normalfesten Flachdecken. Als Lösung wird der Dywidag-Kompaktknoten entwickelt. Das Konstruktionsdetail in Bild 3-11 zeigt die Verlängerung der unteren Stütze bis an die Oberkante der Decke. Die Fügestelle wird durch zwei Stahlplatten realisiert, die direkt aufeinanderliegen. Aufgrund von Fertigungstoleranzen treten zwischen den Stahlplatten keilförmige Spalte mit Dicken bis zu 5 mm auf, welche durch einen hochfesten Mörtel verpresst worden sind [Eie-03].

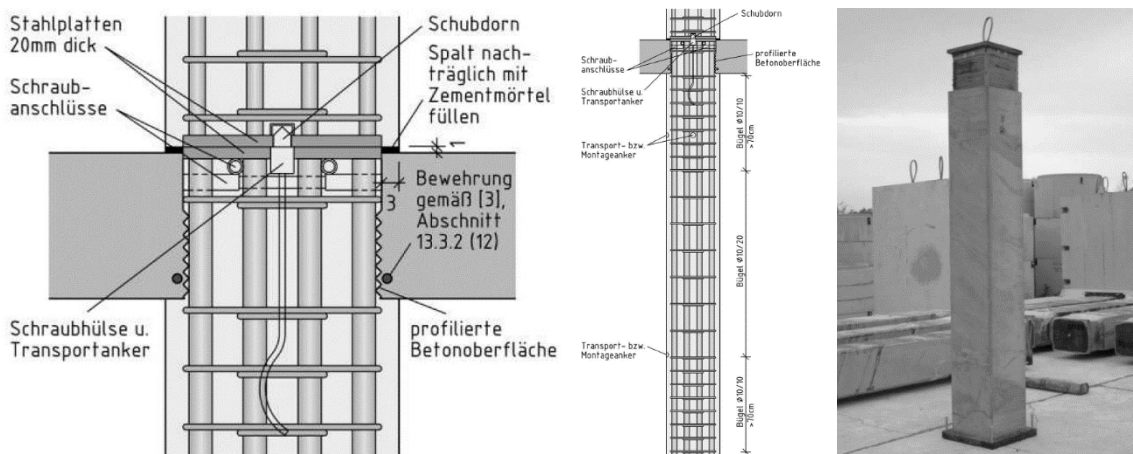


Bild 3-11: Fertigteilstützen des Hochhauses Herriot's: Dywidag-Kompaktknoten (links) und Fertigteilstütze (rechts) [Müh-03]

3.5.2 Taunusturm

Der 186 m hohe Taunusturm ist 2014 eröffnet worden. Um eine hohe Errichtungsgeschwindigkeit zu erreichen, wird überwiegend mit Betonfertigteilen gebaut [Bac-14b]. Die Stahlbetonstützen werden aus einem Beton C 50/60 realisiert. Es wird eine hochfeste Bewehrung SAS 670/800 mit großen Stabdurchmessern von bis zu $\phi_1 = 57,5\text{ mm}$ und Längsbewehrungsgraden von bis zu $\rho_1 = 16\%$ eingesetzt. Das Gutachten für die Zustimmung im Einzelfall ist von HOSSER & FALKNER in Braunschweig angefertigt worden [Bac-14b].

Die Fertigteilstützen werden überwiegend zweigeschossig ausgeführt und mittels Stumpfstoß oberhalb der Konsolen gestoßen (siehe Bild 3-12). Die Fertigteilstützen werden an Ober- und Unterseite mit 10 mm dicken Stahlplatten versehen. Zum

Ausgleich der Toleranzen wird eine Mörtelfuge mit $h_m = 25 \pm 10$ mm zwischen den Stahlplatten angeordnet [Bac-14b]. Zur Prüfung des Bauteiltragverhaltens sind drei Bauteilversuche durchgeführt worden (siehe Abschnitt 3.3.3).

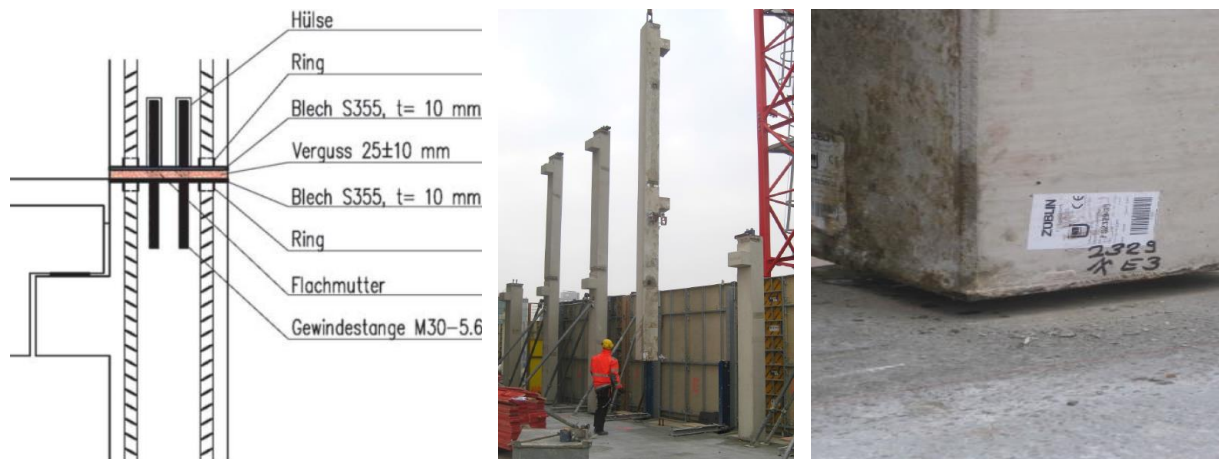


Bild 3-12: Fertigteilstützen des Taunusturms: Skizze des Stützenstoßes (links) sowie Fertigteilstützen (Mitte und rechts) des Taunusturms in Frankfurt am Main [Bac-17], [Bac-14b]

3.5.3 Hochhausprojekt Four

In Frankfurt am Main werden im Rahmen des Bauvorhabens Four vier Hochhäuser mit einer Höhe von bis zu 228 m realisiert [Mei-20]. Die hochbelasteten Stahlbetonstützen werden dabei als Fertigteilstützen aus hochfestem Beton C 80/95 ausgeführt. Wie auch beim Taunusturm wird eine hochfeste Bewehrung SAS 670/800 mit hohen Bewehrungsgraden mit bis zu $\rho_1 = 14 \%$ und großen Stabdurchmessern mit $\phi_1 = 63,5$ mm eingesetzt. Die gutachterliche Stellungnahme für die vorhabenbezogene Bauartgenehmigung ist von EMPELMANN in Braunschweig angefertigt worden [Emp-21].

Bild 3-13 zeigt auf der linken Seite die Bewehrungsführung am Stützenfuß. Gut sichtbar ist die 20 mm dicke Stahlplatte, an die die Längsstäbe angeschweißt sind. Die im Vergleich zur ungestörten Stütze engeren Abstände der verschweißten Bügel ermöglichen auch im Falle von Abplatzungen in der Betondeckung eine Kompensation der Traglast durch einen stark umschnürten Stützenkern. Zwischen den Stahlplatten wird eine Mörtelfuge mit $h_m = 20 \pm 5$ mm zum Ausgleich der Toleranzen angeordnet. Bild 3-13 (rechts) zeigt ein Foto der Baustelle (Stand: August 2022), auf dem zu erkennen ist, dass neben den Regelstößen auch Stumpfstoße mit geneigten Stützen und Querschnittssprüngen realisiert werden.



Bild 3-13: Hochhausprojekt Four: Bewehrungsdetail am Stützenfuß (oben links), Foto der gestoßenen Stützen (oben rechts) und Fertigteilstütze im Werk der SACAC AG in Lenzburg (unten) [Fotos: H. Matz]

3.5.4 Weitere Praxisbeispiele

Weitere bedeutende Anwendungen von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen in Hochhausprojekten im deutschsprachigen Raum sind z. B.

- Tanzende Türme in Hamburg (Fertigstellung 2012) [Bac-14b],
- Orbi Tower in Wien (Fertigstellung 2017) [Kir-21],
- Andresturm in Zürich (Fertigstellung 2018) [SAC-18],
- Omniturm in Frankfurt am Main (Fertigstellung 2020) [Pfe-19], [Pfe-21] und
- Danubeflats in Wien (im Bau) [Kir-21].

3.6 Zusammenfassung und offene Fragen

Die kraftschlüssige Verbindung von vorgefertigten Stahlbetondruckgliedern ist seit Bestehen der Fertigteilbauweise eine häufig untersuchte Problemstellung. Auf der einen Seite soll mit der Verwendung von Fertigteilen eine einfache und schnelle Errichtung des Tragwerks ermöglicht, auf der anderen Seite sollen die Traglasteinbußen möglichst gering gehalten werden. Die Abschnitte 3.3.1, 3.3.2 und 3.3.3 zeigen, dass sich Stumpfstöße im Laufe vieler Jahre Entwicklung und Forschung im Hochhausbau als Fügstellen für Druckglieder durchgesetzt haben. In aktuellen Hochhausprojekten mit Fertigteilstützen kommen diese überwiegend mit Mörtelschicht und Stahlplatten in den Stützenenden zum Einsatz, vgl. Abschnitt 3.5.

Die Tabelle 3-1 gibt eine nach dem Jahr der Veröffentlichung sortierte Zusammenfassung experimenteller Untersuchungen an stumpf gestoßenen Stahlbetondruckgliedern, bei denen die Querdehnungsbehinderung durch Stahlplatten realisiert wird. Bei Verwendung hoch- oder ultra-hochfester Betone beziehungsweise hoher Bewehrungsgrade sind die entsprechenden Werte hervorgehoben.

Tabelle 3-1: Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen an vermörtelten Stumpfstoßen mit Stahlplatten

Quelle	Allgemeines		Stahlbetondruckglied				Stumpfstoß	
	Jahr	Anzahl Tests	Beton	Bewehrungsgrad [%]	Längsdurchmesser [mm]	Querbewehrung	Mörtel [mm]	Stahlplatten [mm]
„Darmstädter Stoß“ [Pas-80]	1966	nicht bekannt	NSC	< 6,0	24	verstärkt	30 ¹	10 / 30 ¹
SOMERVILLE [Som-72]	1972	6	NSC	1,5	7,9	verschiedene Ausführungen	< 13	9,5 ³
PASCHEN et al. [Pas-80]	1980	3	NSC	5,8	22 / 28	verstärkt	10 / 40	5,0
GRIMM et al. [Min-98]	1992	12 ²	HSC	1,7	6	verstärkt	20	5,0 ³
STROBAND et al. [Str-96]	1996	2	HSC	< 5,2	16	nicht verstärkt	15	10
MINNERT [Min-98]	1998	6	HSC	4,0 / 5,4	16	verschiedene Ausführungen	20	10
KÖNIG et al. [KÖN-01B]	2001	2	NSC	5,5	20	verstärkt	20	10
SCHOENING et al. [Sch-13]	2013	4	UHPC	2,6	20	nicht verstärkt	10	5 / 10
BACHMANN [Bac-14b]	2014	4	NSC	9,3 / 14,3	43 / 57,5	nicht verstärkt	25	10
WOLFGER et al. [Wol-21]	2021	10	HSC	11,4 / 12,7	30 / 57,5	nicht verstärkt	17,5 / 35	5 / 10

¹ Der Mörtel befindet sich in einer Aussparung der Stahlplatten ($h_{s,oben} = 10$ mm; $h_{s,unten} = 30$ mm)
² beinhaltet auch weitere Konfigurationen (z. B. ohne Mörtel)
³ nur einseitiger Einbau der Stahlplatte

Die Tabelle 3-1 zeigt, dass es nur eine begrenzte Anzahl von Bauteilversuchen an stumpf gestoßenen Stützen mit Stahlplatten gibt. Betrachtet man nur die Ausführungen mit beidseitiger Stahlplatte mit dazwischenliegender Mörtelschicht, so stehen derzeit insgesamt 31 dokumentierte Bauteilversuche zur Erforschung des Tragverhaltens zur Verfügung.

Die Ausgangsstoffe und Stützenkonstruktionen haben sich zudem, im Vergleich zu den in Tabelle 3-1 genannten Untersuchungen, stark verändert. Neben den hohen Betondruckfestigkeiten betrifft dies auch die höheren Bewehrungsgrade und größeren Stabdurchmesser, die filigrane und hochbeanspruchte Stahlbetonstützen erst möglich machen.

Stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus hochfestem bzw. ultra-hochfestem Beton werden bisher in fünf Forschungsarbeiten betrachtet. Mit Ausnahme von [Wol-21] kommen dabei aber geringe Längsbewehrungsgrade von $\rho_1 < 5,4 \%$ und Längsdurchmesser von $\phi_1 \leq 20 \text{ mm}$ zum Einsatz. Größere Bewehrungsgrade $9,0 \% < \rho_1 < 14,3 \%$ werden bisher lediglich in zwei Ausarbeitungen untersucht [Wol-21], [Bac-14b]. Die Zusammenfassung verdeutlicht, dass ein Forschungsbedarf für Stumpfstöße in Verbindung mit

- Fertigteilstützen mit hohen Bewehrungsgraden $\rho_1 > 9,0 \%$,
- Längsbewehrungsstäben mit großen Stabdurchmessern $\phi_1 \geq 40 \text{ mm}$,
- Fertigteilstützen aus hoch- und ultra-hochfestem Beton und
- Mörteldicken $h_m \geq 20 \text{ mm}$

besteht. Offene Fragstellungen bestehen in Bezug auf

- das Tragverhalten und die Versagensmechanismen bei stumpf gestoßenen Hochleistungsdruckgliedern,
- die sichere Bemessung von Stumpfstößen bei Verwendung von hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern und
- Anpassungen der konstruktiven Durchbildung des Stumpfstößes in Hinblick auf die Bemessungstraglast.

4 Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen

Titel	Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen – Hintergründe zu den derzeit geltenden Konstruktionsregeln
Autoren	Henrik Matz, Martin Empelmann
Veröffentlichungstyp	Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums	Beton- und Stahlbetonbau (Ernst & Sohn)
ISSN (Online / Print)	1437-1006 / 0005-9900
DOI	10.1002/best.202100095
Ausgabe	Jahrgang 117, Heft 3
Seiten	186-195
Erscheinungsjahr	2022
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat das Konzept des Aufsatzes entwickelt, die Auswertung der Literatur durchgeführt, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

4.1 Abstract

Die Stahlbetonstütze ist seit Beginn des 20. Jahrhunderts ein unverzichtbares Bauteil zum Abtrag vertikaler Lasten. Im Laufe der bisher 117-jährigen Normung im Stahlbetonbau haben sich unter Berücksichtigung immer neuer Erkenntnisse in Forschung und Praxis die heute bekannten Konstruktionsregeln entwickelt. Ein Rückblick auf die historische Entwicklung der konstruktiven Durchbildung von Stützen und die Hintergründe der jeweiligen Regeln ist heute aus zwei Gründen sinnvoll. Die Kenntnis über die konstruktive Durchbildung maßgebender Bauteile ist für das Bauen im Bestand aufgrund häufig fehlender Pläne und Angaben von großer Bedeutung. Außerdem vermitteln die Hintergründe zu den Konstruktionsregeln ein Verständnis für die Wirkungsweise der konstruktiven Stützenbewehrung und somit für das Tragverhalten von Stahlbetonstützen.

Stichworte: Stahlbetonstützen; Druckglieder; historische Entwicklung; Geschichte; Bemessung; Konstruktionsregeln

History of detailing rules for reinforced concrete columns – Background to current detailing rules

Since the beginning of the 20th century, reinforced concrete columns have been an essential structural component for the transfer of vertical loads. During 117 years of standardisation in concrete construction, many findings in research and practice have led to the development of current detailing rules. A review of the historical development of the detailing of columns and the background of the respective rules is worth-while today for two reasons. The knowledge of the detailing of decisive structural components for building redevelopment is very important due to the common lack of plans. Furthermore, the background to the detailing rules provides an important insight into the mechanisms of the column reinforcement and thus into the load-bearing behaviour of reinforced concrete columns.

Keywords: reinforced concrete columns; compression members; history; design; detailing rules

4.2 Einleitung

Die Bewehrungswahl und -anordnung in Stahlbetonstützen wird neben der Traglastbemessung im hohen Maße durch die Konstruktionsregeln bestimmt. Besonders die für das Tragverhalten von Stahlbetonstützen elementare Querbewehrung wird häufig ausschließlich über die konstruktiven Bewehrungsregeln vorgegeben. Die Vorgaben für die konstruktive Durchbildung haben sich in 14 Normengenerationen stetig weiterentwickelt und verändert. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wird die historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen von Beginn des 20. Jahrhunderts (Bild 4-1) bis heute detailliert beleuchtet. Dabei werden die jeweiligen Hintergründe aus der Praxis und Forschung hinterlegt und analysiert.

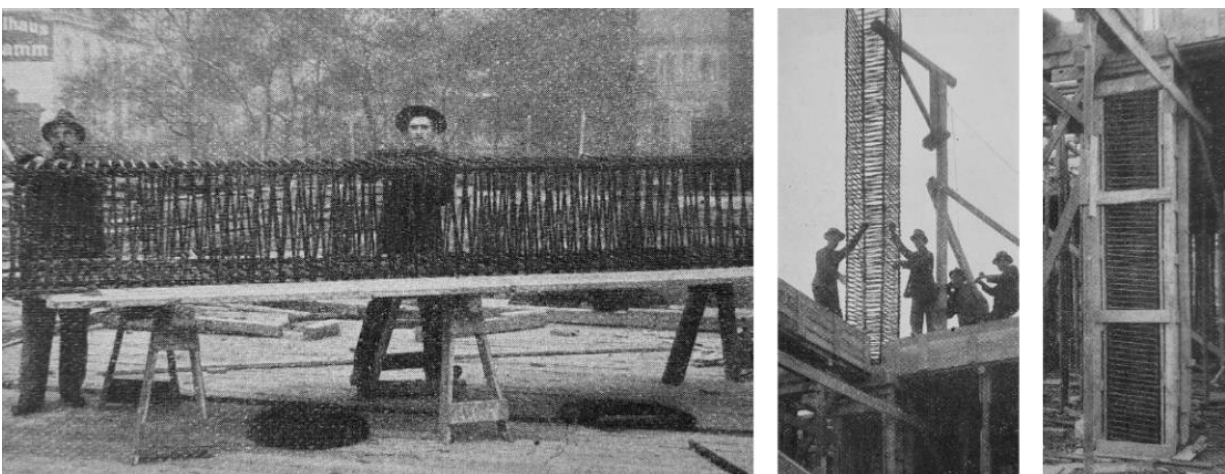


Bild 4-1: Herstellung und Einheben eines Bewehrungskorbes in die Stützenschalung um 1910 [Bor-11]

In Hinblick auf das nachhaltige Bauen im Bestand ist die Kenntnis über die konstruktive Durchbildung maßgebender Bauteile von großer Bedeutung. Aus dem

Errichtungszeitpunkt des Bauwerks und der Einordnung in eine Normengeneration können wichtige Rückschlüsse auf die Bewertung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, aber auch auf mögliche Maßnahmen zur Ertüchtigung gezogen werden. Es wird auch deutlich, an welchen Stellen Defizite im Vergleich zum aktuellen Eurocode 2 [EC2-11] bestehen. Dieser Beitrag soll darüber hinaus ein Verständnis für die Konstruktionsregeln von Stützen schaffen und zur Hinterfragung gültiger Regelungen und bevorstehender Regeländerungen anregen. Seit der Einführung der Normung haben sich die verwendeten Baustoffe, die Anforderungen an Bauwerke und die Herstellungsmethoden verändert und werden dies auch zukünftig tun. Das Wissen über die Hintergründe bisheriger Entwicklungen, erzielter Erkenntnisse und Erfahrungen ist daher hilfreich für die sichere und nachhaltige Konstruktion moderner Stützensysteme.

4.3 Geschichte der Stahlbetonstützen

4.3.1 „Erfindung“ und erste Anwendungen

Bereits gegen Ende des 19. Jahrhunderts wurde erkannt, dass eine Längsbewehrung zu einer Erhöhung der Traglast eines Betondruckgliedes führt. Querbewehrung wurde für die ersten Eisenbetonstützen zunächst nur zur Stabilisierung und Knicksicherung der Längsbewehrung bei der Herstellung mit Stampfbeton verwendet. 1902 kam durch ein an den französischen Ingenieur CONSIDÉRE verliehenes Patent eine neue Stützenform dazu, die umschnürte Eisenbetonstütze (frz.: béton fretté) [Con-02]. Die umschnürten Eisenbetonstützen zeichneten sich durch eine Spiralbewehrung mit sehr geringer Ganghöhe aus, welche die Tragfähigkeit der Stützen nennenswert erhöhte. Von Beginn des Eisenbetonbaus bis 2001 wurden daher die

- gewöhnliche Stahlbetonstütze (Bild 4-2, links) und die
- umschnürte Stahlbetonstütze (Bild 4-2, rechts)

als zwei verschiedene Stützenformen getrennt betrachtet.

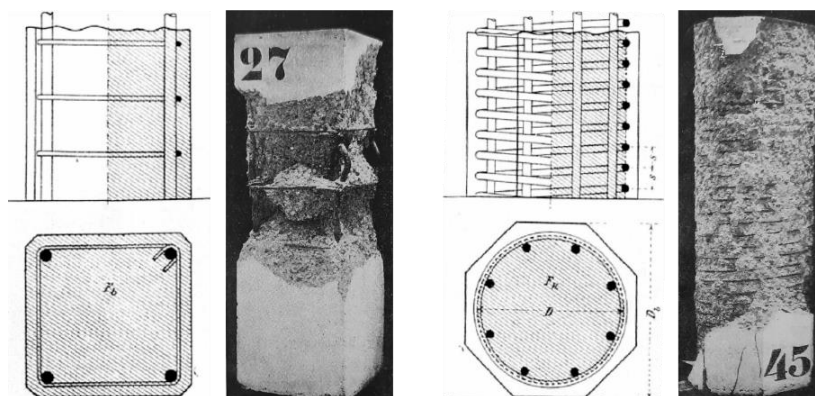


Bild 4-2: Gewöhnliche Stahlbetonstütze (links) und umschnürte Stütze (rechts) [Mör-20]

Da für den großen Flächenbedarf im Industrie- und Wohnungsbau zu Beginn des 20. Jahrhunderts eine kostengünstige Alternative zu guss- und schmiedeeisernen Stützen gesucht sowie nach einem Brand in der Baumwollspinnerei in Speyer eine feuerbeständige Lösung für die vertikalen Tragglieder gefordert wurde, wurden trotz der geringen Anzahl durchgeführter Stützenversuche bereits um die Jahrhundertwende erste Eisenbetonskelettbauten unter Verwendung von Eisenbetonstützen realisiert [Mör-06]. Bild 4-3 zeigt hierfür stellvertretend zwei der ältesten Eisenbetonskelettbauten Deutschlands. In beiden Beispielen kamen gewöhnliche Eisenbetonstützen nach Bild 4-2 (links) zum Einsatz. Weitere Beispiele für frühe Eisenbetonskelettbauten nach den Systemen von MONIER und HENNEBIQUE können z. B. [Ahn-02] entnommen werden.



Bild 4-3: 1904: Eisenbetonstützen in der Baumwollspinnerei in Speyer (links) und in der Daimler-Motorenfabrik bei Stuttgart (rechts) [Mör-06]

4.3.2 Erste Regelwerke in Deutschland

1904 stellte der Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine mit dem Deutschen Beton-Verein mit den „Vorläufige[n] Leitsätze[n] für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauteilen“ [VDA-04] die ersten anerkannten Regeln für den Stahlbetonbau vor. In der Folgezeit wurden Stahlbetonstützen verstärkt in der Praxis eingesetzt und intensiv erforscht. Hier sind besonders die von C. VON BACH an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführten Versuche an Stahlbetonstützen mit unterschiedlichen Längs- und Querbewehrungsgraden zu nennen [Bac-05], welche die Grundlage für die Festlegung weiterer Konstruktionsregeln bildeten. 1907 wurden vom Königlichen Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten erstmalig „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ [Pre-07] veröffentlicht. In der Folgezeit führte RUDELOFF am Königlichen Materialprüfungsamt in Berlin zahlreiche experimentelle Untersuchungen an gewöhnlichen Eisenbetonstützen und umschnürten Eisenbetonstützen mit unterschiedlichen Querbewehrungsformen durch [Rud-14]. Die Stützenbemessung erfolgte zunächst mit dem sogenannten „n-Verfahren“, welches das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Eisen und Beton auf $n = 15$ festlegte [Pre-07]. Die Inrechnung-

stellung der erhöhten Tragfähigkeit von umschnürten Eisenbetonstützen wurde erstmals im Preußischen Runderlass von 1909 geregelt [Pre-09]. Das erste einheitliche Regelwerk für den Stahlbetonbau in Deutschland wurde 1916 unter dem Titel „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ [DAfEb-16] veröffentlicht und war bis zur Veröffentlichung der ersten Fassung der DIN 1045 im Jahr 1925 gültig. Eine detaillierte Zusammenstellung der wichtigsten Stützenversuche zwischen 1900 und 1920 kann z. B. [See-08] entnommen werden. In dieser Zeit etablierte sich die Stahlbetonstütze endgültig als wirtschaftliche Alternative zur Stahlstütze im Hochbau.

4.3.3 Normung der Stahlbetonstützen in DIN 1045 und EC 2

1925 wurde die erste Fassung der DIN 1045 eingeführt [DIN-25] und in den Folgejahren stetig weiterentwickelt [DIN-32], [DIN-37], [DIN-43], [DIN-59]. Neben zahlreichen Erweiterungen bei Konstruktionsregeln kam für die Bemessung von Stahlbetonstützen auch der Nachweis der Knicksicherheit nach dem sogenannten „ ω -Verfahren“ dazu [DIN-25]. Größere Anpassungen gab es in der Neufassung von 1972 [DIN-72], bei der nicht zuletzt aufgrund der normativen Einführung des Betonrippenstahls eine Vielzahl von Konstruktionsregeln überarbeitet wurde. Nach weiteren Anpassungen [DIN-78], [DIN-88] kam es 2001 zu einer grundlegenden Überarbeitung in der DIN 1045-1:2001 [DIN-01] in Vorbereitung auf die Einführung des Eurocodes mitsamt seines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts. Weiterhin wurde die Unterscheidung zwischen gewöhnlichen und umschnürten Stahlbetonstützen aufgehoben, sodass seitdem der traglaststeigernde Effekt der Umschnürungsbewehrung nicht mehr in Rechnung gestellt werden darf. Nach einer weiteren Überarbeitung [DIN-08] wurde 2011 der Eurocode 2 [EC2-11] eingeführt.

4.4 Konstruktive Durchbildung von Stahlbetonstützen

4.4.1 Längsbewehrung

Tabelle 4-1 fasst die Konstruktionsregeln für die Längsbewehrung von Eisen- bzw. Stahlbetonstützen von 1904 bis heute zusammen. Fett gedruckte Werte stehen für im Vergleich zur vorherigen Fassung geänderte Konstruktionsregeln. Rote Markierungen kennzeichnen Regeländerungen, die bis heute Bestand haben.

Der Vollständigkeit halber ist in Tabelle 4-1 auch die umschnürte Stahlbetonstütze aufgenommen. Der Schwerpunkt in den folgenden Abschnitten wird aber auf Entwicklungen und Hintergründe der „gewöhnlichen“ Stahlbetonstütze gelegt.

Tabelle 4-1: Geschichtliche Entwicklung der Konstruktionsregeln für Längsbewehrung

Richtlinie - Norm	Stahlbetonstützen				Umschnürte Stahlbetonstützen		
	Minstdurchmesser	min. Bewehrungsgrad	max. Bewehrungsgrad	max. Stababstand	Minstdurchmesser	min. Bewehrungsgrad	max. Bewehrungsgrad
	$\varnothing_{l,min}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$	$s_{l,max}$	$\varnothing_{l,min}$	$A_{s,min}$	$A_{s,max}$
1904 (Preußen)	-	0,008 A_c	-	-	Werden im Runderlass von 1909 eingeführt [Pre-09]		
1907 (Preußen)	-	-	-	-			
1916 (DAfEb)	-	0,008 A_c	0,03 A_c	-	-	-	-
1925 (DIN 1045)	-	0,005 A_c¹ 0,008 A_c ¹	0,03 A_c	-	-	$\min \left\{ \begin{array}{l} 1/3 A_{quer} \\ \mathbf{0,008 A_c} \end{array} \right.$	0,03 A_c
1932 (DIN 1045)	-	0,005 A_c ¹ 0,008 A_c ¹	0,06 A_c²	-	-	$\min \left\{ \begin{array}{l} 1/3 A_{quer} \\ 0,008 A_c \end{array} \right.$	0,08 A_c
1937 (DIN 1045)	Keine Änderungen				Keine Änderungen		
1943 (DIN 1045)	14 mm	0,005 A_c ¹ 0,008 A_c ¹	0,03 A_c ³ 0,06 A_c ³	4	14 mm	$\min \left\{ \begin{array}{l} 1/3 A_{quer} \\ \mathbf{0,01 A_{Kern}} \end{array} \right.$	0,06 A_{Kern}
1959 (DIN 1045)	Keine Änderungen				Keine Änderungen		
1972 (DIN 1045)	8 mm, 10 mm 12 mm, 14 mm ⁵	0,004 A_c⁶ 0,008 A_c ⁶	0,09 A_c	30 cm ⁷	analog Stahlbetonstützen	0,02 A_{Kern}	0,09 A_{Kern}
1978 (DIN 1045)	Keine Änderungen				Keine Änderungen		
1988 (DIN 1045)							
2001 (DIN 1045-1)	12 mm	0,15 N_{Ed}/f_{yd}	0,09 A_c	30 cm ⁷	Nicht mehr Bestandteil der Norm		
2008 (DIN 1045-1)	Keine Änderungen						
2011 (EC 2 + NA)	Keine Änderungen						

¹ Fallunterscheidung: für $h/a \geq 10$ gilt 0,008 A_c , für $h/a = 5$ gilt 0,005 A_c ; Zwischenwerte sind linear zu interpolieren
² besondere Bedingungen für Längsbewehrungsgrad über 3 %
³ für Betongüte B 120 und B 160 gilt 3 %, für B 225 und B 300 gilt 6 %
⁴ zwischen Eckstäben liegende Längsstäbe sind durch ausreichende Anzahl von besonderen Bügeln zu umfassen
⁵ in Abhängigkeit von kleinster Querschnittsdicke und Stahlgüte
⁶ Mindestbewehrung am weniger gedrückten Rand ist 0,4 %, für den Gesamtquerschnitt gilt 0,8 %
⁷ für Querschnitte bis $a = 40$ cm genügt ein Bewehrungsstab in den Ecken

4.4.1.1 Mindestdurchmesser

Ein Mindestdurchmesser für Längsstäbe wird seit 1943 gefordert [DIN-43]. Der Mindestdurchmesser von $\varnothing_{l,min} = 14$ mm sollte verhindern, dass durch ein „Verbiegen“ der Stäbe bei Erstellung des Bewehrungskorbes die planmäßige Lage der Längsstäbe im Querschnitt nicht gewährleistet wird, was besonders bei schlanken Stäben zu einer erheblichen Abminderung der Traglast führen kann [Mör-20]. Ab 1972 durfte der Mindestdurchmesser bei Verwendung hochwertiger Betonstähle BSt 42/50 und BSt 50/55 auf $\varnothing_{l,min} = 12$ mm reduziert werden [DIN-72]. In den Erläuterungen zur DIN

1045:1972 [Bon-72] wird die Vermeidung des Ausknickens einzelner Bewehrungsstäbe als Grund für den Minstdurchmesser $\varnothing_{l,\min}$ genannt.

4.4.1.2 Minimaler Bewehrungsgrad

Eine Mindestlängsbewehrung von $A_{s,\min} = 0,008A_c$ wurde bereits 1904 in das erste Regelwerk aufgenommen. Folgende Gründe hierfür werden von MÖRSCH genannt:

- Bis 1904 lagen nur sehr wenige Versuche an Eisenbetonstützen vor. Bei den bekannten Bauteilversuchen betrug die Querschnittsfläche der Längsbewehrung stets $A_s > 0,01A_c$ [Mör-02], [Mör-06].
- Stützen werden mit einer hohen Wahrscheinlichkeit nicht exakt zentrisch belastet, sodass die ungewollten Biegezugspannungen durch die Mindestbewehrung aufgenommen werden müssen [Mör-20], [Leo-74].

Nach KORDINA ist eine Mindestbewehrung auch deshalb notwendig, um bewehrte und unbewehrte Bauteile für die verschiedenen Bemessungsregeln zu unterscheiden [Kor-98]. Erst mit der Einführung der DIN 1045-1:2001 [DIN-01] wurde ein neuer Ansatz für die Mindestbewehrung gewählt. Die bis heute gültige Beziehung $A_{s,\min} = 0,15 N_{Ed}/f_{yd}$ stellt sicher, dass mindestens 15 % der Bemessungstraglast von der Bewehrung aufgenommen werden kann. Diese Regelung ist auf die Forderung nach robusten Stahlbetonstützen zurückzuführen. Hierbei ist auch anzumerken, dass 2001 die maximale Betondruckfestigkeit von B 55 [DIN-88] auf C 100/115 [DIN-01] angehoben wurde. Der mit der Verdopplung der zulässigen Betondruckfestigkeit gesteigerten Sprödigkeit des Betons wurde mit einer Anpassung der Mindestbewehrung begegnet.

4.4.1.3 Maximaler Bewehrungsgrad

1916 wurde der maximale Längsbewehrungsgrad von Stützen mit $A_{s,\max} = 0,03A_c$ zunächst ausschließlich aus Mangel an Versuchen mit höheren Bewehrungsgraden eingeführt [Mör-20]. Weiterhin herrschte während des ersten Weltkriegs ein großer Bedarf an Eisen, sodass auch deshalb eine Obergrenze vorgesehen wurde. 1940 rechtfertigte man den vorgeschriebenen maximalen Bewehrungsgrad dadurch, dass Stahl in Stahlbetonstützen vergleichsweise schlecht ausgenutzt wird und aus wirtschaftlichen Gründen keinesfalls über $A_{s,\max} = 0,03A_c$ und nur in Ausnahmefällen $A_{s,\max} = 0,06A_c$ gewählt werden sollte. Vielmehr sollte man sich am minimalen Bewehrungsgrad orientieren [Ker-40]. Als einen weiteren Grund nennen BRENDDEL und SCHRÖDER in [Bre-71] die mit zunehmendem Bewehrungsgrad steigenden Spannungsumlagerungen vom Beton in den Stahl infolge von zeitabhängigen Verformungen durch Kriechen und Schwinden des Betons, die zu einem vorzeitigem Fließen der Längsstäbe führen können.

Der heutige Maximalbewehrungsgrad von $A_{s,max} = 0,09A_c$ wurde 1972 eingeführt [DIN-72] und ermöglichte schlanke und sehr tragfähige Stahlbetonstützen. Die Obergrenze wurde nach [Bon-72] so gewählt, dass

- eine einwandfreie Betonage und Verdichtung gewährleistet werden kann,
- der Zusammenhalt der Betondeckung mit dem Betonkern gesichert ist und
- keine anderen Gefahren wie z. B. eine zu große Querschnittsausnutzung entstehen.

Neue Untersuchungen haben ergeben, dass bei besonderen Bedingungen (z. B. angepasste Betonmischung, waagerechte Herstellung, Einsatz von Außenrüttlern) auch Bewehrungsgrade $\rho_l \gg 0,09$ möglich sind [Oet-18].

4.4.1.4 Stababstände

Der maximale Stababstand der Längsbewehrung $s_{l,max} = 30$ cm wurde 1972 eingeführt und bis heute beibehalten. In [Bon-72] wird als Grund für die Begrenzung des Stababstands genannt, dass größere Querschnittsbereiche einer Stütze ohne Bewehrung zu vermeiden sind. Größere Stabstände setzen u. a. die Wirksamkeit der Querbewehrung und damit die Robustheit von Stahlbetonstützen herab.

4.4.2 Querbewehrung

Tabelle 4-2 stellt die Konstruktionsregeln für die Querbewehrung von Eisen- bzw. Stahlbetonstützen von 1904 bis heute analog zu Tabelle 4-1 dar.

Tabelle 4-2: Geschichtliche Entwicklung der Konstruktionsregeln für Querbewehrung

Richtlinie - Norm	Stahlbetonstützen				Umschnürte Stahlbetonstützen		
	Minstdurchmesser	Bügel-schluss	Bügelabstand	Weitere Spezi-fikation	Minstdurch-messer	Bügel-schluss	Bügelabstand
	$\varnothing_{w,min}$		s_w		$\varnothing_{w,min}$		s_w
1904 (Preußen)	-	-	a	-	Werden im Runderlass von 1909 eingeführt [Pre-09]		
1907 (Preußen)	-	-	$\min\{a, 30\varnothing_1\}$	-			
1916 (DAfEb)	-	-	$\min\{a, 12\varnothing_1\}$	-	-	-	$\min\left\{\frac{1}{5}\varnothing_{Kern}, 8\text{ cm}\right\}$
1925 (DIN 1045)	Keine Änderungen				Keine Änderungen		
1932 (DIN 1045)							
1937 (DIN 1045)							
1943 (DIN 1045)							
1959 (DIN 1045)							
1972 (DIN 1045)	4 mm (Matten) 5 mm (Bügel) 8 mm ($\varnothing_1 > 20\text{ mm}$) ¹	135°-Winkelhaken sind zu versetzen	$\min\{a, 12\varnothing_1\}$	max. 5 Stäbe pro Ecke ²	5 mm	Winkelhaken oder Schweißen	$\min\left\{\frac{1}{5}\varnothing_{Kern}, 8\text{ cm}\right\}$
1978 (DIN 1045)	Keine Änderungen				Keine Änderungen		
1988 (DIN 1045)							
2001 (DIN 1045-1)	5 mm (Matten) min $\left\{\begin{matrix} 0,25 \varnothing_1 \\ 6\text{ mm} \end{matrix}\right\}$ (Bügel) 12 mm (Stabbündel)	Einsatz von 135°-Winkelhaken	$\min\left\{\begin{matrix} a \\ 12\varnothing_1 \\ 300\text{ mm} \end{matrix}\right\}$	max. 5 Stäbe pro Ecke ²	Nicht mehr Bestandteil der Norm		
2008 (DIN 1045-1)	5 mm (Matten) min $\left\{\begin{matrix} 0,25 \varnothing_1 \\ 6\text{ mm} \end{matrix}\right\}$ (Bügel) 12 mm (Stabbündel)	Einsatz von 90°-Winkelhaken ³	$\min\left\{\begin{matrix} a \\ 12\varnothing_1 \\ 300\text{ mm} \end{matrix}\right\}$	max. 5 Stäbe pro Ecke ²			
2011 (EC 2 + NA)	Keine Änderungen				Nicht mehr Bestandteil der Norm		

¹ dürfen durch eine größere Zahl dünnerer Stäbe mit gleichem Querschnitt ersetzt werden

² Der größte Achsabstand der äußersten Stäbe vom Eckstab darf maximal $15\varnothing_1$ sein. Weitere Längsstäbe und mit größerem Achsabstand sind durch Zwischenbügel zu sichern

³ Für den Einsatz von 90°-Winkelhaken muss der Widerstand gegen Abplatzen der Betondeckung erhöht werden.

4.4.2.1 Mindestdurchmesser

Bis 1972 wurde kein Mindestdurchmesser für Bügel festgelegt. Dadurch, dass seit 1972 fünf Längsstäbe durch eine Bügelecke gegen Ausknicken gesichert werden dürfen (siehe Abschnitt 4.4.2.4), wurde aufgrund der nun relevanten Biegesteifigkeit von Bügeln ein Mindestbügeldurchmesser vorgegeben. Bild 4-4 zeigt die Untersuchungen von KORDINA, in denen die inneren Längsstäbe für die Knickberechnung als horizontal federgelagert modelliert werden und so der Biegesteifigkeit und damit dem Bügeldurchmesser eine bedeutende Rolle zukommt. In den Erläuterungen zur

DIN 1045 von 1972 wird zusätzlich der Hinweis gegeben, dass geringere Bügeldurchmesser durch geringere Bügelabstände kompensiert werden können [Bon-72].

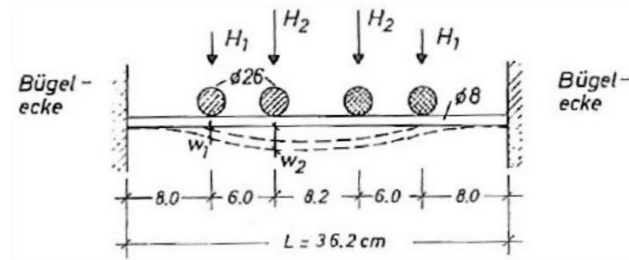


Bild 4-4: Reduziertes Modell für die Biegebeanspruchung der Bügel [Kor-82]

2001 wurde der minimale Bügeldurchmesser von 5 mm auf 6 mm angehoben [DIN-01], da dies nach DIN 488 [DIN-86] nun der gerippte Betonstabstahl mit dem kleinsten Nenndurchmesser war. Weiterhin wurde in der DIN 1045-1:2001 die zweite Bedingung $\min \phi_w = 0,25\phi_1$ ergänzt, die für die Längsdurchmesser 25, 28 und 32 mm einen Bügeldurchmesser von 8 mm fordert [DIN-01].

4.4.2.2 Bügelschloss

Nach anfänglich unterschiedlichsten Querbewehrungsformen etablierte sich die auch heute noch typische Bügelform in Bild 4-2 (links). Bei der für die Wirksamkeit der Querbewehrung wichtigen Ausbildung des Bügelschlusses sind die Regelungen jedoch bis heute unvollständig. 1972 wurde in die DIN 1045 die über die Stützhöhe versetzte Bügelanordnung als Regelung aufgenommen, um einen „Reißverschlusseffekt“ zu verhindern. Dieser Passus fiel in der DIN 1045-1:2001 weg. Während bis 2008 nur 135°-Winkelhaken zum Verschließen der Bügel erlaubt waren, können seitdem bei Maßnahmen zur Erhöhung des Widerstandes gegen Abplatzen der Betondeckung nach [DAfStb-10] auch nachgiebigere 90°-Winkelhaken eingesetzt werden.

4.4.2.3 Bügelabstand

Die vorläufigen Leitsätze von 1904 [VDA-04] schreiben fest, dass der Abstand der Bügel nicht größer als die Stützendicke sein darf ($s_w \leq a$). Diese Regelung existiert, erweitert durch zusätzliche Bedingungen, bis heute. SANDERS [San-03] und MÖRSCH [Mör-02] sahen hierin die Möglichkeit, auch in Eisenbetonstützen infolge der Querdehnungsbehinderung durch die Bügelumschließung die Würfelfestigkeit zu erreichen. Weiterhin war ein gewisser Bügelabstand für die Sicherung des Bewehrungskorbes während der Betonage erforderlich, was misslungene Betonagen in [Rud-10] zeigten. Heute wird diese Bedingung besonders bei Stützen mit einer geringen Seitenlänge (z. B. $a/b = 200 \text{ mm}/400 \text{ mm}$ und $\phi_1 \geq 20 \text{ mm}$) relevant.

VON BACH führte im Jahr 1905 an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart Versuche an quadratischen Eisenbetonstützen durch, bei denen die Querbewehrungsabstände variiert

wurden [Bac-05] (Bild 4-5). Diese Versuche zeigten die Bedeutung der Abstände der Querbewehrung und führten zu einer neuen Formulierung ab 1907 [Pre-07].

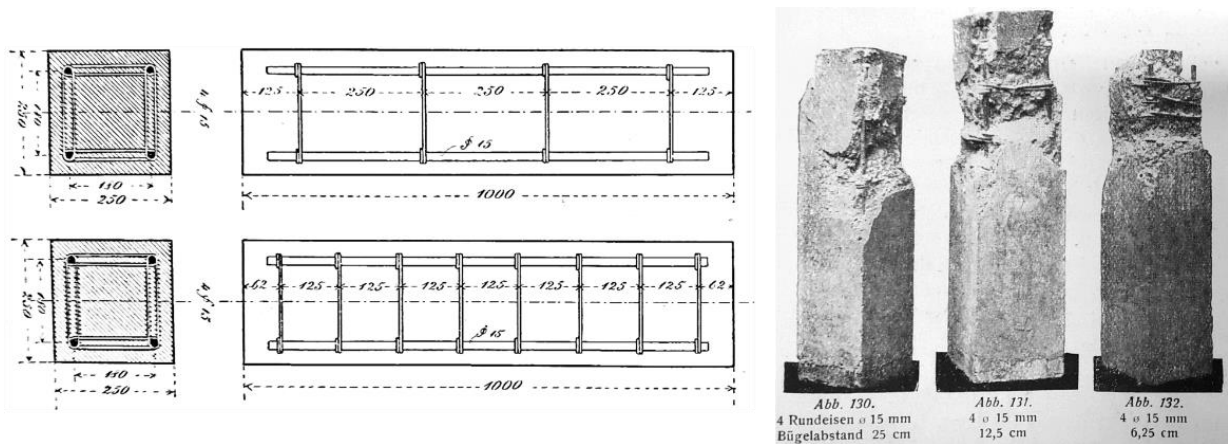


Bild 4-5: Experimentelle Untersuchungen von C. VON BACH im Jahr 1905

In den Preußischen Bestimmungen von 1907 wurde erstmals explizit die Knicklänge der Längsbewehrung berücksichtigt [Pre-07]. So musste fortan zusätzlich der Bügelabstand $s_w \leq 30 \cdot \varnothing_1$ eingehalten und ein Knicknachweis der Längsstäbe mit einem Sicherheitsgrad $s = 5$ durchgeführt werden. Für die Berechnung der Knicklänge musste dafür die Gl. 4-1 (Euler-Knickfall 2) unter Verwendung der berechneten Spannung der Längsstäbe σ_s verwendet werden.

$$A_s \cdot \sigma_s = \frac{\pi^2 \cdot EI}{s \cdot l^2} \quad \text{Gl. 4-1}$$

1914 wurden im DAfEb-Heft 28 Bauteilversuche an quadratischen Stützen von RUDELOFF veröffentlicht [Rud-14] (Bild 4-6). Hierin wurde die Wirksamkeit der Querbewehrung in Eisenbetonstützen untersucht. Die Untersuchungen bilden nach Brendel und Schröder die Grundlage für die Bestimmungen von 1916 [Bre-71].

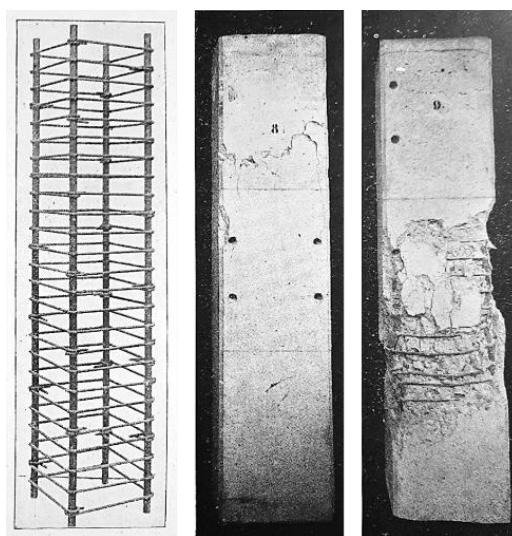


Bild 4-6: Untersuchungen von Rudeloff zur Wirksamkeit von Querbewehrung in Druckgliedern [Rud-14]

Wird die Streckgrenze der vor 1932 verwendeten Schweißeisen $f_y \approx 180 \text{ N/mm}^2$, der E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt und Gl. 4-1 nach $l \triangleq s_w$ umgestellt, so ergibt sich mit dem Sicherheitsgrad $s = 5$ der maximale Bügelabstand in Gl. 4-2 von

$$s_w = \varnothing_1 \cdot \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2}{16 \cdot 5 \cdot 180 \text{ N/mm}^2}} = 12 \cdot \varnothing_1 \quad \text{Gl. 4-2}$$

und damit der in den Bestimmungen des DAfEb von 1916 eingeführte und bis heute gültige maximale Bügelabstand in Stahlbetonstützen [DAfEb-16]. MÖRSCH bestätigte 1920, dass die frühere Annahme, man könne bei einem Bügelabstand von $s_w \leq a$ die Würfeldruckfestigkeit erreichen, überholt sei und bekräftigt den maximalen Bügelabstand $s_w \leq 12 \cdot \varnothing_1$ [Mör-20].

Mit der zunehmenden Verwendung größerer Stabdurchmesser einerseits durch die ab 1988 zugelassenen Stabdurchmesser bis 32 mm (große Stabdurchmesser bis 40 mm) und andererseits durch die Erhöhung des maximalen Längsbewehrungsgrades seit 1972 auf $\rho_1 = 9 \%$ wurde eine dritte Bedingung für die maximalen Bügelabstände benötigt. So wurde 2001 die Bedingung $s_w \leq 300 \text{ mm}$ zusätzlich eingeführt, welche bei Stützen mit $a > 300 \text{ mm}$ und $\varnothing_1 \geq 28 \text{ mm}$ greift [DIN-01].

4.4.2.4 Bügelkonfiguration

Bis 1972 musste jedes Längs Eisen durch eine BÜGELECKE gegen Ausknicken gesichert werden. Das bedeutete für Stützen mit dem seit 1972 zulässigen Bewehrungsgrad von $\rho_1 = 9 \%$ aufgrund der großen Anzahl an Längsstäben so viele dicht beieinander liegende Zwischenbügel, dass diese Stützen nicht oder nur noch unter größtem Aufwand realisierbar waren. Daher wurde in der Neuauflage der DIN 1045:1972 die bis heute gültige Regelung von maximal fünf Längsstäben (bei Einhaltung des maximalen Abstandes $15\varnothing_w$) in einer BÜGELECKE eingeführt [DIN-72]. Grundlage hierfür waren experimentelle Untersuchungen von PFISTER (Bild 4-7, links), wonach die vereinfachten Bügelformen für die Knicksicherung der Längsstäbe und Umschnürung des Kernbetons ebenso ausreichend waren [Pfi-64]. Dazu wurde mit einer erhöhten Qualitätssteigerung aufgrund besserer Betoneinbringung und Verdichtung argumentiert. KORDINA prüfte die neuen vereinfachten Bügelanordnungen 1982 mithilfe von experimentellen Untersuchungen an der TU Braunschweig (Bild 4-7, rechts) und bestätigte die Untersuchungen von PFISTER [Kor-82]. Die Traglast der Stützen wurde durch die vereinfachten Bügelanordnungen nicht signifikant herabgesetzt.

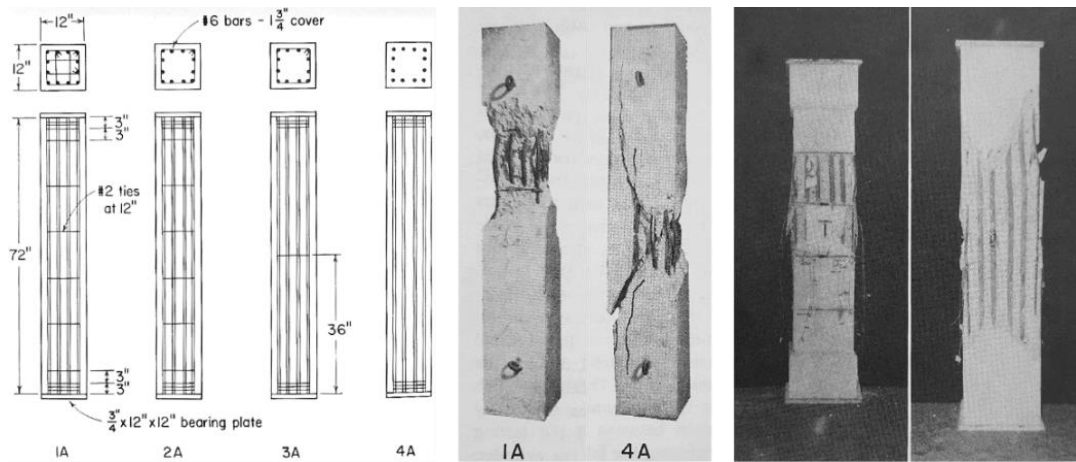


Bild 4-7: Untersuchungen zu vereinfachten Bügelanordnungen von PFISTER (links und Mitte) und KORDINA (rechts) [Pfi-64], [Kor-82]

4.5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird ein Überblick über die historische Entwicklung und die Hintergründe der derzeit geltenden Regelungen für die konstruktive Durchbildung von Stahlbetonstützen gegeben. Die Zusammenstellungen zeigen, dass über nahezu 120 Jahre Erfahrungen in der Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Stahlbetonstützen sowohl in der Praxis als auch in der Forschung vorliegen, welche zu einer stetigen Anpassung der Konstruktionsregeln über 14 Normengenerationen geführt haben.

Es zeigt sich aber auch, dass die meisten Konstruktionsregeln weniger auf mechanische Hintergründe, sondern vielmehr auf empirische Versuchsbeobachtungen und Praxiserfahrungen zurückzuführen sind. Trotz aller Überarbeitungen konnten und können die Regelungen oftmals nicht mit den Entwicklungen der Praxis mithalten. Die im Beitrag beschriebenen Hintergründe liefern wertvolle Informationen und Ansätze für die kritische Auseinandersetzung mit den bestehenden Konstruktionsregeln für Stahlbetonstützen.

4.6 Ausblick

Das Streben nach einem schlanken Erscheinungsbild von Stützen einerseits sowie die Einsparung von Materialressourcen andererseits führt u. a. zu einem zunehmenden Einsatz von sogenannten 3H-Stützen (hochfester bzw. ultra-hochfester Beton, hochfester Stahl, hohe Bewehrungsgrade unter Verwendung großer Stabdurchmesser). Aufgrund der erhöhten Sprödigkeit hochfester Betone kann die Robustheit mit derzeitigen Konstruktionsregeln nicht immer sichergestellt werden, sodass hier eine Erweiterung sinnvoll ist [Emp-20c]. Bei der Verwendung hoher Bewehrungsgrade [Emp-18a] sind insbesondere die Stababstände und Betondeckungen und auch die besonders bei hochfesten Stählen [Fal-08] relevanten Kriech- und Schwind-

umlagerungen zu untersuchen. Dazu nimmt aufgrund der geforderten Errichtungsgeschwindigkeit und Qualität sowie möglicher Rückbaubarkeit die Verwendung von Fertigteilstützen immer weiter zu und erfordert auch spezielle Maßnahmen [Wol-21], [Mat-21b]. Bild 4-8 (links) zeigt beispielhaft ein 2019 vollendetes Hochhausprojekt in Wien, welches die derzeitigen Entwicklungen bei Stahlbetonstützen abdeckt (sehr schlanke Stützen, hochfester Schleuderbeton, hohe Bewehrungsgrade etc.) [Bun-19].



Bild 4-8: Parkapartments am Belvedere in Wien mit hochfesten Schleuderbetonstützen

Die genannten Ansätze und Entwicklungen zeigen, dass eine Hinterfragung derzeit gültiger Konstruktionsregeln erforderlich ist. Für eine zukünftig zuverlässige und robuste konstruktive Durchbildung von Stahlbetonstützen sollten dabei im Gegensatz zu den beschriebenen Regelungen vornehmlich mechanisch begründete Konstruktionsregeln entwickelt werden.

5 Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton

Titel	Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton
Autoren	Henrik Matz, Martin Empelmann
Veröffentlichungstyp	Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums	Beton- und Stahlbetonbau (Ernst & Sohn)
ISSN (Online / Print)	1437-1006 / 0005-9900
DOI	10.1002/best.202100058
Ausgabe	Jahrgang 117, Heft 1
Seiten	12-23
Erscheinungsjahr	2022
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat das Konzept des Aufsatzes wesentlich mitentwickelt, die Datenbank erstellt und ausgewertet, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

5.1 Abstract

Die Betondruckfestigkeit, die bei der Bemessung von Stahlbetonstützen anzusetzen ist, wird in den unterschiedlichen Regelwerken (EC 2, EC 2/NA, MC 10) mit einem Beiwert α_{cc} multipliziert, der neben zeitabhängigen Dauerstandeinflüssen auf der Materialseite ($\alpha_{cc,m}$) auch einfache bauteilspezifische Effekte ($\alpha_{cc,b}$) berücksichtigt. Hiermit werden aber die in Stahlbetonstützen vorliegenden speziellen bauteilspezifischen Zusammenhänge (z. B. Einfluss einer Längs- und Bügelbewehrung) nicht differenziert erfasst, so dass besonders bei Stahlbetonstützen mit höherfesten Betonen oder hohen Bewehrungsgraden in Bezug auf eine sichere Bemessung Bedenken bestehen. Für eine zuverlässigere Berücksichtigung wird in diesem Beitrag eine Stützendatenbank vorgestellt, mit der zunächst ein pauschaler Bauteilfaktor in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit identifiziert werden kann. Anschließend werden die bauteilspezifischen Effekte aus dem Geometrie- und Bewehrungseinfluss auf die Bauteildruckfestigkeit aufgeschlüsselt und ein Produktansatz zur differenzierten Erfassung des Bauteilfaktors vorgeschlagen.

Stichworte: Bauteilfaktor; Betondruckfestigkeit; Bauteildruckfestigkeit; Normalbeton; hochfester Beton; Stahlbetonstützen; Druckglieder

Component-specific compressive strength of reinforced concrete columns made of normal- and high-strength concrete

The applied concrete compressive strength for the design of reinforced concrete columns is multiplied in various codes (EC 2, EC 2/NA, MC 10) by a coefficient α_{cc} , which considers time-dependent behaviour of concrete ($\alpha_{cc,m}$) as well as simple component-specific effects ($\alpha_{cc,b}$). However, the component-specific conditions in reinforced concrete columns (e.g. influence of longitudinal and stirrup reinforcement) cannot be captured adequately. Particularly for reinforced concrete columns with high strength concretes or high reinforcement ratios, there are concerns regarding safe design. For a more reliable consideration, a column database is presented, which can be used to identify a general reduction factor depending on the concrete compressive strength. Subsequently, the effects caused by geometry and reinforcement configuration on the component-specific compressive strength are discussed in a more differentiated way. Using the findings, a multiplicative approach for the detailed determination of the component-specific factor is proposed.

Keywords: reduction factor; concrete compressive strength; component-specific compressive strength; normal concrete; high strength concrete; reinforced concrete columns; compression members

5.2 Einleitung

Stahlbetonstützen sind sehr wichtige Bauelemente für die Tragsicherheit einer Gesamtstruktur. Da Stahlbetonstützen bei weitgehend zentrischer Druckbeanspruchung kein nennenswertes Umlagerungsvermögen aufweisen, versagen sie in der Regel ohne Vorankündigung. Eine zuverlässige Bemessung ist daher zwingend erforderlich. Außerdem erhöhen sich durch den Einsatz von hoch- und ultra-hochfesten Betonen, hochfester Bewehrung oder großen Stabdurchmessern mit hohen Bewehrungsgraden die möglichen Stützenvariationen erheblich. Somit stellt sich die Frage, inwiefern die bisher übliche Vorgehensweise bei der Stützenbemessung ausreicht, um solche Entwicklungen gleichermaßen sicher zu erfassen.

In aktuellen Bemessungsnormen und Richtlinien, wie z. B. im EN 1992-1-1 (EC 2) [EC2-11] und Model Code 2010 (MC 10) [MC10-13], wird der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} mithilfe des Beiwerts α_{cc} aus der charakteristischen Kurzzeitdruckfestigkeit f_{ck} ermittelt (Gl. 5-1).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Der Beiwert α_{cc} nimmt Werte zwischen 0,80 und 1,00 an und berücksichtigt neben zeitabhängigen Dauerstandeinflüssen auf der Materialseite ($\alpha_{cc,m}$) auch

bauteilspezifische Effekte ($\alpha_{cc,b}$) in Bezug auf die anzusetzende Betondruckfestigkeit. Er kann über den Produktansatz

$$\alpha_{cc} = \alpha_{cc,m} \cdot \alpha_{cc,b} \quad \text{Gl. 5-2}$$

erfasst werden. Im deutschen Nationalen Anhang zum EC 2 [EC2/NA-11] (EC 2+NA) wird der Beiwert zu $\alpha_{cc} = 0,85$ festgelegt und setzt sich aus $\alpha_{cc,m} = 0,90$ für die zeitabhängigen Effekte und $\alpha_{cc,b} = 0,95$ für die Umrechnung von Zylinder- in Prismendruckfestigkeit zusammen. Detaillierte Untersuchungen zur Bestimmung des $\alpha_{cc,m}$ -Beiwerts für Normalbeton werden in [Emp-20b] und [Emp-20a] beschrieben.

Im Rahmen des vorliegenden Beitrags sollen weitergehende Untersuchungen zu den bauteilspezifischen Effekten ($\alpha_{cc,b}$) bei Stahlbetonstützen vorgestellt werden. Auf Grundlage von nationalen und internationalen Stützenversuchen, die in einer Datenbank aufgenommen wurden, wird der funktionale Zusammenhang von $\alpha_{cc,b}$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und den Längs- und Querbewehrungsgraden sowohl ohne als auch mit Berücksichtigung der Umschnürungswirkung untersucht. Hierzu wird ein integrierender Ansatz analog zum im neuen EC 2 vorgesehenen Bauteilfaktor η_{cc} [EC2-21] sowie ein differenzierter Ansatz zur Berechnung des Bauteilfaktors $\alpha_{cc,b}$ vorgestellt und bewertet. Beiden Vorgehensweisen ist gemein, dass die in Begleitkörperprüfungen ermittelte mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} mit der in den Stahlbetonstützenversuchen nutzbaren Bauteildruckfestigkeit $f_{c,Stütze}$ verglichen und analysiert wird (Bild 5-1).

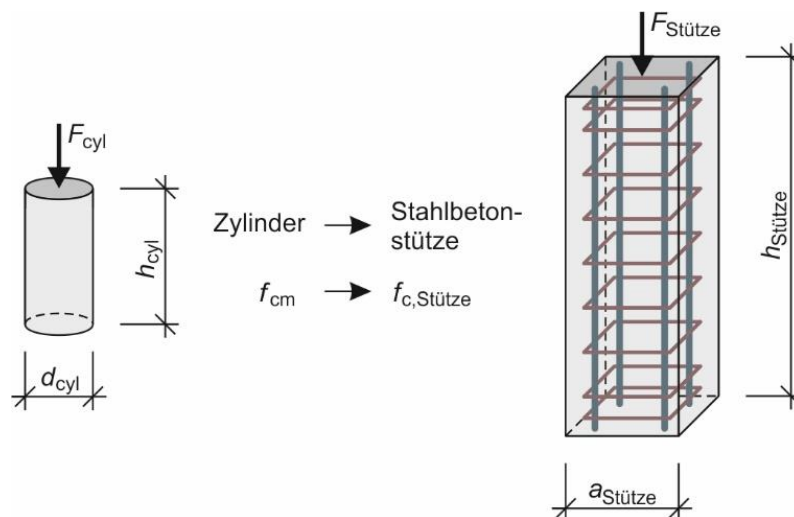


Bild 5-1: Gegenüberstellung eines unbewehrten Betonzylinders und einer Stahlbetonstütze

5.3 Datenbank zu Stützenversuchen

Für die Untersuchung und Bewertung der Einflüsse auf die Bauteildruckfestigkeit $f_{c,Stütze}$ wurde eine Datenbank aus nationalen und internationalen Stützenversuchen zusammengetragen. Sämtliche berücksichtigte Versuche weisen folgende Kriterien auf:

- Zentrische Lasteinleitung
- Normal- und hochfester Beton ohne Fasern
- Konventionelle Längs- und Bügelbewehrung
- Mindestens ein Längsbewehrungsstab in jeder Bügelecke bei rechteckigen Stützen bzw. sechs Längsbewehrungsstäbe in Kreisstützen

Die Datenbank umfasst 373 Stützenversuche aus 24 Literaturquellen ([Yoo-13], [Sha-05], [Kha-12], [Yon-88], [Mon-96], [Ita-92], [Sun-96], [Möb-05], [Sil-00], [Hel-92], [Cus-94], [Mül-16], [Man-88a], [She-93], [Cus-96], [Par-17], [Kha-18], [Li-94], [She-80], [Sco-82], [Pau-05], [Hwe-89], [Ste-14b], [Sim-95]). Bild 5-2 zeigt die Verteilung der Stützenversuche in Abhängigkeit der erreichten Primärtraglasten $N_{u,I}$ sowie der Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} . Übergeordnet muss festgestellt werden, dass die Anzahl der Versuche mit Stützentraglasten $N_{u,I} > 6$ MN aufgrund der zur Verfügung stehenden Prüfmaschinen rasch abnimmt.

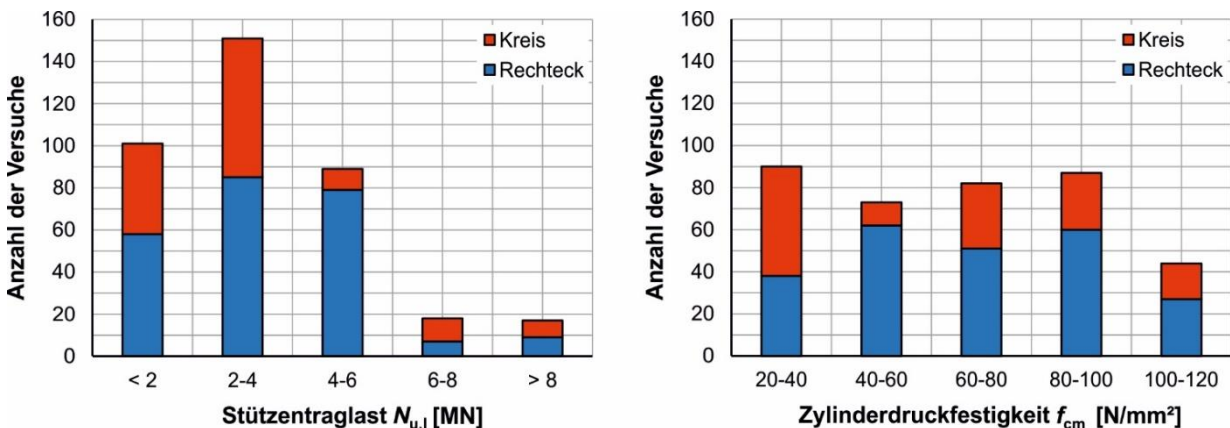


Bild 5-2: Verteilung der Versuche in Abhängigkeit von der Traglast $N_{u,I}$ (links) und der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} (rechts)

Bild 5-3 zeigt die Anzahl der Versuche in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_l und des Querbewehrungsgrades ρ_w . Ein denkbarer Zusammenhang zwischen den Bewehrungsgraden und der Zylinderdruckfestigkeit konnte nicht festgestellt werden. Für den linearen Zusammenhang zwischen dem Längsbewehrungsgrad ρ_l und der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} ergibt so z. B. ein Korrelationskoeffizient nach Pearson von $r = -0,157$ und für den Querbewehrungsgrad ρ_w und f_{cm} von $r = 0,046$. Die Längsbewehrungsgrade in den Versuchen nehmen mit zunehmender Betondruckfestigkeit leicht ab, während die Querbewehrungsgrade sehr gleichmäßig über die untersuchten Betondruckfestigkeiten verteilt sind.

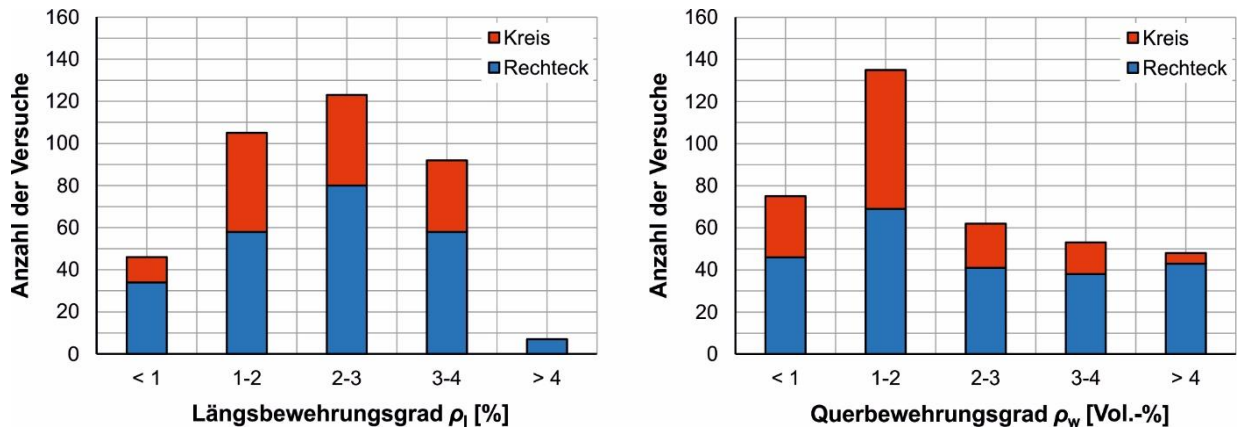


Bild 5-3: Verteilung der Versuche in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l (links) und vom Querbewehrungsgrad ρ_w (rechts)

5.4 Integrierende Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 1)

Im Folgenden erfolgt eine Auswertung der Datenbank in Hinblick auf den Bauteilfaktor $\alpha_{cc,b}$ über eine integrierende Erfassung der bauteilspezifischen Effekte. Dieses Verfahren „verschmiert“ die Einflussgrößen zu einem einzelnen Faktor und entspricht dem in der Praxis üblichen Vorgehen bei der Bemessung von gedrunenen Stahlbetonstützen. Eine Beschreibung der wesentlichen Effekte wird im Rahmen der Methode 2 in den Abschnitten 5.5.2 bis 5.5.5 vorgenommen.

Zunächst wird die rechnerische Traglast von Stahlbetonstützen über die einfache Addition von Stahltraganteil und Betontraganteil ausgewertet. Dabei wird der Stahltraganteil über die Stahlfläche A_s und die Streckgrenze der Längsbewehrung f_y und der Betontraganteil über die Nettobetonfläche $A_{c,netto}$ und die mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} ermittelt.

$$N_{cal} = A_s \cdot f_y + A_{c,netto} \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 5-3}$$

Die auf diese Weise für die Versuche in der Datenbank ermittelten rechnerischen Stützentragslasten N_{cal} sind in Bild 5-4 den experimentellen Primärtragslasten N_{exp} gegenübergestellt. Die Kennwerte $n = \text{Anzahl der Wertepaare}$, $\bar{x} = \text{Mittelwert}$, $m = \text{Median}$, und $v = \text{Variationskoeffizient}$ beziehen sind dabei auf das Verhältnis N_{exp}/N_{cal} . Zunächst kann festgehalten werden, dass 69 % (!) der in den Versuchen erreichten Traglasten mit Gl. 5-3 überschätzt werden. Bei genauerer Betrachtung der auf der sicheren Seite liegenden Wertepaare fällt auf, dass es sich hierbei überwiegend um Versuche mit normalfesten Betonen handelt. Die Traglasten der hochfesten Stahlbetonstützen liegen in der Regel auf der unsicheren Seite.

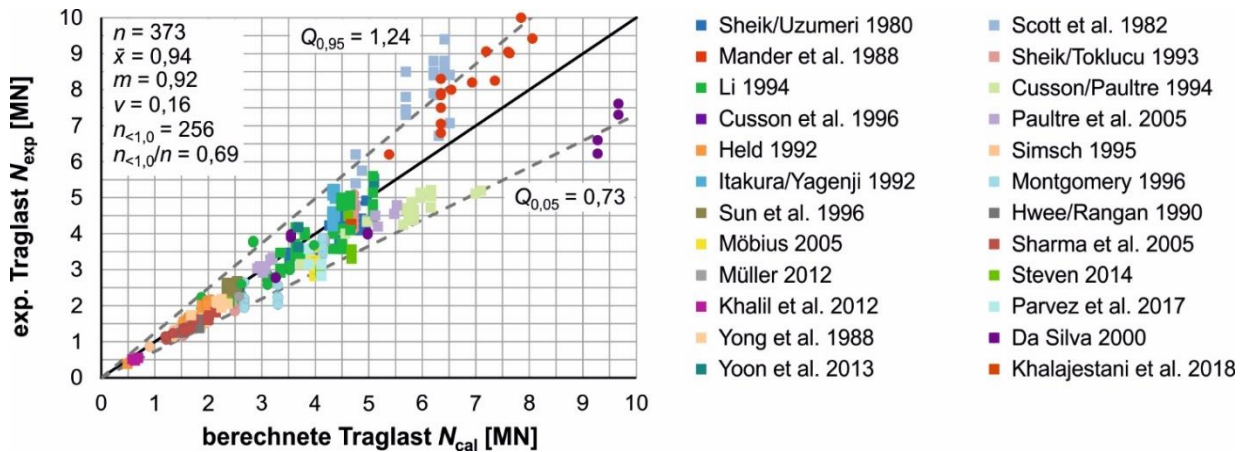


Bild 5-4: Darstellung der experimentellen Traglasten N_{exp} und der rechnerischen Traglasten N_{cal}

Im nächsten Schritt werden die in den Stützenversuchen erreichten Betondruckspannungen, die sogenannten Bauteildruckfestigkeiten $f_{c,\text{Stütze}}$, nach Gl. 5-4 aus der im Versuch ermittelten Primärtraglast N_{exp} bestimmt.

$$f_{c,\text{Stütze}} = \frac{N_{\text{exp}} - (A_s \cdot f_y)}{A_{c,\text{netto}}} \quad \text{Gl. 5-4}$$

Da nur bauteilspezifische (und keine materialtypischen) Effekte erfasst werden sollen, muss der Einfluss der Prüfgeschwindigkeit auf die Betondruckfestigkeit eliminiert werden. Nach DIN EN 12390-3 sollte die Belastungsgeschwindigkeit von Begleitkörperprüfungen $0,6 \pm 0,2 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ betragen [DIN-19]. Mit Ausnahme von [Cus-94] liegen alle in den Versuchsdokumentationen der Datenbank angegebenen Prüfgeschwindigkeiten der Begleitkörper in diesem Bereich. Die dokumentierten Prüfgeschwindigkeiten der Stützenversuche liegen hingegen deutlich darunter, was zu einer Reduzierung der Stützendruckfestigkeit gegenüber der Begleitkörperfestigkeit führt. Leider wird bei einigen Prüfserien die Prüfgeschwindigkeit nicht explizit angegeben. Da aber bei den Prüfserien ohne Angabe der Prüfgeschwindigkeit im Allgemeinen die Erfassung des Nachbruchverhaltens im Vordergrund stand, wird hier von einer geringen Spannungsrate ausgegangen. Unter Verwendung des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit auf die relative Betondruckfestigkeit aus [Wes-72] wurde für die Stützenversuche der Datenbank ein Faktor von im Mittel 0,92 abgeschätzt und aus den erzielten Bauteildruckfestigkeiten herausgerechnet.

Bild 5-5 (links) zeigt das bereinigte Verhältnis der Bauteildruckfestigkeit zur mittleren Betondruckfestigkeit $f_{c,\text{Stütze}}/f_{cm}$ über die Betondruckfestigkeit f_{cm} . Der als rote Linie dargestellte Trend zeigt, dass die Bauteildruckfestigkeit bei Betonen ab etwa $f_{cm} = 58 \text{ N}/\text{mm}^2$ unterhalb der aus den Zylinderprüfungen ermittelten Betondruckfestigkeit liegt. Aufgrund der Laborbedingungen kann mit $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N}/\text{mm}^2$ [Heg-99] ein Bauteilfaktor von

$$\alpha_{cc,b}(f_{ck}) = \left(\frac{55}{f_{ck}}\right)^{0,20} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 5-5}$$

abgeleitet werden, der dann in die Bestimmungsgleichung für die rechnerische Stütztraglast $N_{cal,1}$ eingebunden werden kann.

$$N_{cal,1} = A_s \cdot f_y + A_{c,netto} \cdot \alpha_{cc,b}(f_{ck}) \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 5-6}$$

In Bild 5-5 (links) ist auch der im neuen Eurocode 2 [EC2-21] vorgesehene „Sprödigkeitsfaktor“ $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$, welcher auf Untersuchungen von Muttoni in [Mut-89] zurückgeht, als blaue Linie eingezeichnet. Dieser ergibt sich über

$$N_{cal,1} = A_s \cdot f_y + A_{c,netto} \cdot \eta_{cc} \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 5-7}$$

und zeigt ab einer charakteristischen Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ größere Abminderungen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit [Moc-21].

Bild 5-5 (rechts) stellt die nach Gl. 5-6 berechnete Stütztraglast den experimentellen Traglasten gegenüber. Es ist zu erkennen, dass der Abminderungsfaktor im Vergleich zu Bild 5-4 zu einer Erhöhung des Medians auf $m \approx 1,0$ führt, sodass noch immer etwa die Hälfte der Versuche auf der unsicheren Seite liegt.

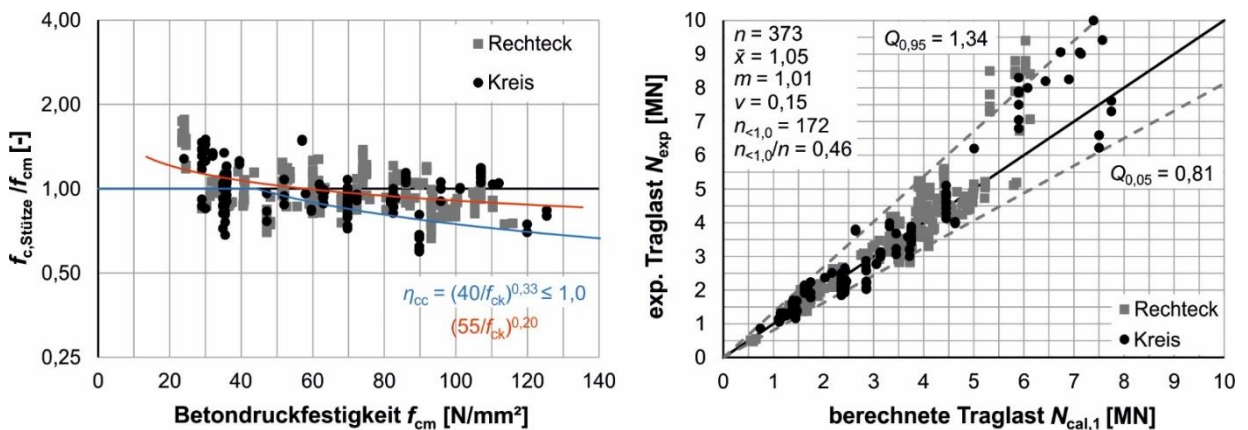


Bild 5-5: Darstellung des Verhältnisses $f_{c,Stütze}/f_{cm}$ über die Betondruckfestigkeit f_{cm} (links) und Vergleich der experimentellen und rechnerischen Traglasten (rechts)

Mit der integrierenden Erfassung der bauteilspezifischen Effekte mit dem Bauteilfaktor $\alpha_{cc,b}$ aus Gl. 5-5 (Methode 1) kann die Traglast der Stahlbetonstützen aus der Datenbank im Vergleich zu Bild 5-4 deutlich besser nachgerechnet werden. Eine konservativere Abschätzung wäre mit der Einführung eines weiteren Sicherheitsfaktors in Gl. 5-5 oder mit dem Faktor η_{cc} im neuen Eurocode 2 möglich [Moc-21].

5.5 Differenzierte Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 2)

5.5.1 Motivation

Die realen Tragmechanismen in Stahlbetonstützen können mit den vorgestellten Vorgehensweisen der integrierenden Erfassung (Methode 1) nur vereinfachend erfasst werden. Für eine differenziertere Erfassung müssen die bauteilspezifischen Effekte herausgearbeitet und mithilfe der Datenbank analysiert werden.

5.5.2 Prüfkörpergeometrie

Die Betondruckfestigkeit in zylindrischen Begleitkörpern unterscheidet sich von der einachsigen Druckfestigkeit eines schlanken Prismas. In [Grü-01] werden die Auswirkungen der Prüfkörpergeometrie (Maßstabseinfluss, Querschnittsform und Schlankheit) detailliert beschrieben. Die einaxiale Betondruckfestigkeit f_{1c} , als Bezugsbasis für die Bemessungsmodelle lässt sich mithilfe der Gl. 5-8 aus der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} berechnen [Rei-00].

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 5-8}$$

Es soll hier noch einmal erwähnt werden, dass dieser „Prismenfaktor“ über den Produktansatz aus Gl. 5-2 im deutschen Nationalen Anhang zum EC 2 [EC2-11] hinterlegt ist.

5.5.3 Sprödigkeit des Betons

Hochfeste Betone zeichnen sich durch eine erhöhte Sprödigkeit gegenüber normalfesten Betonen aus. Die Darstellung der auf die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} sowie die Bruchstauchung ε_{c1} bezogenen Spannungs-Dehnungslinien nach EC 2 [EC2-11] in Bild 5-6 (links) zeigt das verringerte inelastische Verformungsvermögen hochfester Betone gegenüber normalfesten Betonen (vgl. Plastizitätsfaktor k). Bild 5-6 (rechts) stellt das abnehmende Verhältnis von charakteristischer Druckfestigkeit f_{ck} zur mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} nach EC 2 [EC2-11] bzw. MC 10 [MC10-13] in Bezug auf die Betondruckfestigkeit dar und veranschaulicht einen weiteren Effekt im Hinblick auf die Verwendung von hochfesten Betonen.

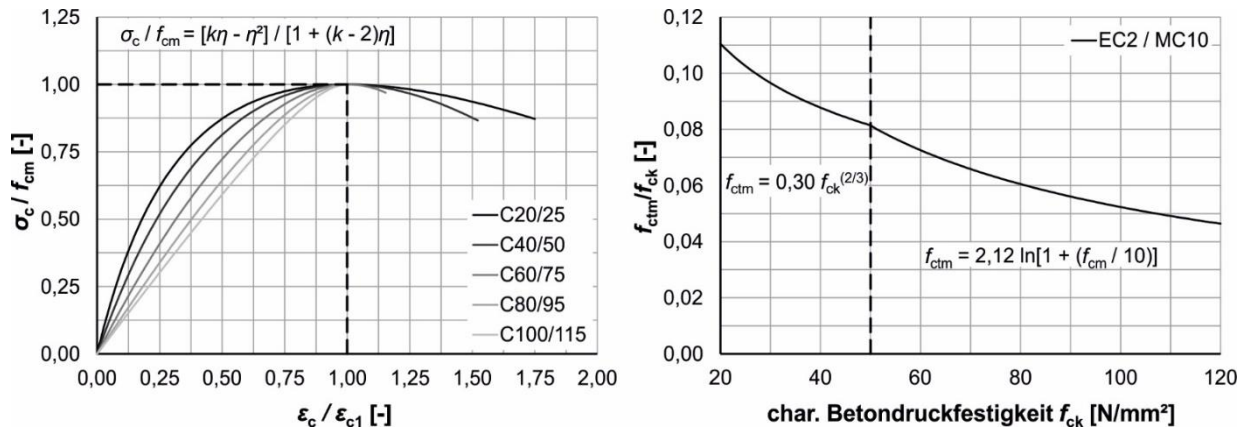


Bild 5-6: Bezogene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach EC 2 (links) und Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur Betondruckfestigkeit nach EC 2 [EC2-11] bzw. MC 10 [MC10-13] (rechts)

5.5.4 Bewehrung als „Störfaktor“

Im Folgenden werden zwei Effekte betrachtet, die für sich isoliert, aber auch in Kombination mit der zunehmenden Sprödigkeit hochfester Betone zu traglast-reduzierenden Effekten führen können.

Bild 5-7 (a) zeigt den Einfluss der unterschiedlichen Poissonzahlen von Beton ($\nu \approx 0,2$) und Stahllängsbewehrung ($\nu \approx 0,3$) auf das Querdehnungsverhalten einer Stützenecke. Bei gleicher Längsstauchung des Betons und der Längsbewehrung kommt es zu einer Querdehnungsdifferenz. Die im Vergleich zum Beton größere Querdehnung der Längsbewehrung führt zu Querzugspannungen entlang der Bewehrung. Dieser Effekt tritt verstärkt bei hohen Längsbewehrungsgraden sowie geringen Betondeckungen auf.

Bild 5-7 (b) zeigt den schematischen Verlauf der Spannungen in der Betondeckung bei einer druckbeanspruchten Stahlbetonstütze. An den Bügeln kommt es zu Umlenkungen der Längsdruckspannungen, die damit horizontale Zugspannungen hervorrufen und in Überlagerung zu einer Traglastreduktion führen. Der Effekt tritt bei hohen Querbewehrungsgraden, geringen Betondeckungen und ungünstigen Anordnungen der Bügelschlösser auf. In [Kho-18] vorgestellte Untersuchungen zu Spannungskonzentrationen an Querbewehrung bestätigen diesen Effekt.

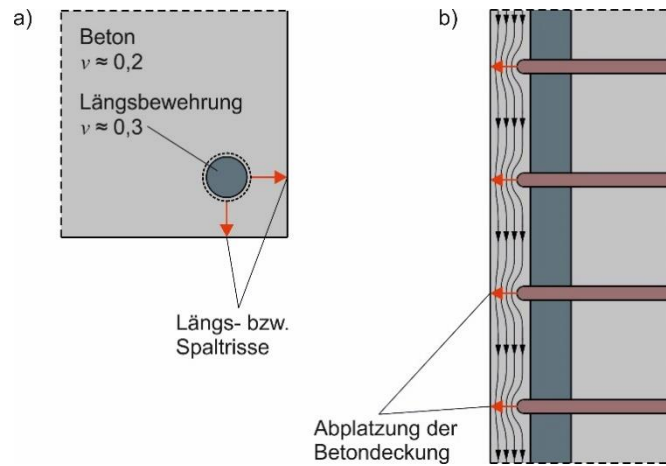


Bild 5-7: Bewehrungseffekte: unterschiedliche Querdehnung von Beton und Längsbewehrung (a), Umlenkkräfte an Bügeln (b)

5.5.5 Umschnürungswirkung der Bewehrung

Den im Abschnitt 5.5.4 skizzierten, festigkeitsmindernden Bewehrungseffekten wirkt die festigkeitssteigernde Wirkung einer Umschnürung entgegen. Durch die mit Laststeigerung zunehmende Querdehnung der Stahlbetonstütze wird die beispielsweise zur Stabilisierung der Längsbewehrung eingebaute Bügelbewehrung aktiviert und behindert die Querverformung. So entsteht ein mehraxialer Spannungszustand im von den Bügeln umschnürten Kernbeton, durch den sowohl größere Betondruckspannungen als auch Betonstauchungen aufgenommen werden können. Bild 5-8 zeigt den umschnürten Bereich für drei Stützenkonfigurationen. Auswertungen zur Größenordnung der Traganteile aus umschnürtem Betonkern sowie nicht umschnürter Betondeckung können [Emp-19b] entnommen werden.

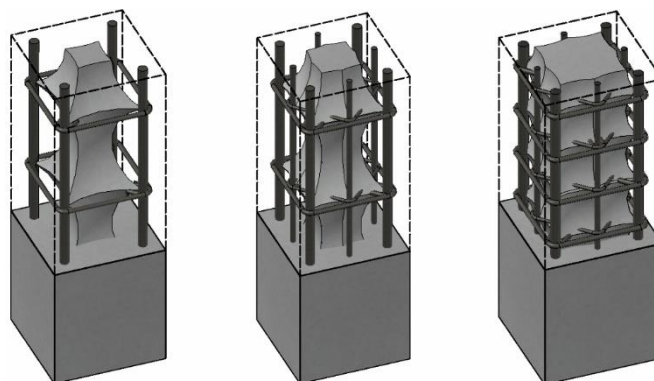


Bild 5-8: Schematische Darstellung des umschnürten Betonkerns bei Stahlbetonstützen mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen

Die Umschnürungswirkung der Bügelbewehrung wird jedoch bis zum Erreichen der Traglast nicht vollständig aktiviert. Erst im Nachbruchbereich führt eine große Querdehnung des Betonkerns infolge von Abplatzungen der Betondeckung zu Bügelspannungen bis hin zur Streckgrenze. Bild 5-9 zeigt die schematische Entwicklung der Bügelspannungen σ_{sw} über die zunehmende Stützenstauchung.

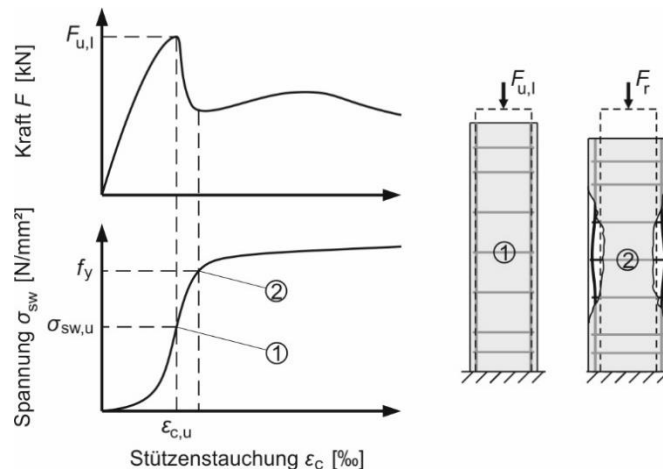


Bild 5-9: Entwicklung der Spannungen der Querbewehrung

Mit Bezug auf die Auswertung der Datenbank muss nun untersucht werden, wie groß die Bügelspannungen $\sigma_{sw,u}$ bei Erreichen der Traglast $F_{u,l}$ sind bzw. wie groß der Anteil der aktivierten Umschnürungswirkung an den Versuchstraglasten ist.

SHEIK und UZUMERI stellen 1982 fest, dass die Stahlspannung der Bügel bei Erreichen der Stützentraglast nicht die Streckgrenze erreichen und somit die Streckgrenze nicht ohne Weiteres für die Berechnung der Umschnürungsspannung verwendet werden kann [She-82]. Besonders bei hochfestem Beton soll vielmehr die tatsächliche Stahlspannung bei der Bruchstauchung des umschnürten Betons herangezogen werden.

CUSSON und PAULTRE weisen darauf hin, dass die bisherige Annahme, dass die Bügelspannung bei Stützentraglast der Streckgrenze entspricht, für normalfesten Beton ggf. noch zutreffen könnte, bei hochfestem Beton aber zu einem signifikanten Fehler führt. Experimentelle Untersuchungen in [Cus-95] ergaben, dass das Verhältnis von bei Traglast erreichten Bügelspannungen zur Streckgrenze $\sigma_{sw,u}/f_y$ bei Einsatz von hochfestem Beton und hochfesten Bügeln zwischen 28 % und 90 % liegt. Bei gering umschnürten hochfesten Stützen wurden auch nur vergleichsweise geringe Bruchstauchungen erreicht, sodass die Bügel nicht vollständig aktiviert werden und die Bügelspannungen weit unterhalb der Streckgrenze liegen. Lediglich für sehr stark umschnürte hochfeste Stützen mit Querbewehrungsgraden $\rho_w > 4,0 \text{ Vol.-%}$ konnte eine höhere Umschnürungswirkung aktiviert werden.

MÜLLER untersucht in [Mül-16] die Bügelspannungen für runde normal- und hochfeste Stahlbetonstützen. Dazu wurden experimentelle Untersuchungen an Stützen ohne Längsbewehrung und Betondeckung durchgeführt und Verhältnisse von $\sigma_{sw,u}/f_y \approx 0,40$ bis $0,90$ ermittelt. Die Versuche zeigen auch, dass die Aktivierung der Umschnürungswirkung mit zunehmender Betondruckfestigkeit abnimmt. Für ultrahochfesten Beton ermittelt STEVEN in [Ste-14b] Verhältnisse von $\sigma_{sw,u}/f_y \approx 0,30$ bis $0,40$ und damit Verhältniswerte, die noch unterhalb der aktivierbaren Bügelspannungen von hochfesten Stützen liegen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die aufgeführten Untersuchungen aufzeigen, dass der Grad der Bügelaktivierung maßgeblich von der verwendeten Betondruckfestigkeit sowie dem Querbewehrungsgrad abhängt.

Um die Bügelspannungen bei Erreichen der Traglast weitergehend zu quantifizieren, wird im Folgenden ein in [Emp-20c] vorgestelltes FE-Stützenmodell verwendet. Es handelt sich um ein mit dem Programm DIANA FEA [DIA-20] umgesetztes dreidimensionales FE-Modell. Für die Modellierung des Betons wird das elasto-plastische DRUCKER-PRAGER-Modell mit einfachem „tension cut-off“-Kriterium benutzt. Der Beton wird mit isoparametrischen CHX60-Elementen mit 20 Knoten mit einer Seitenlänge von 15 mm diskretisiert. Für die Längs- und Querbewehrung wurde das Konzept der in den Beton eingebetteten Bewehrung (embedded reinforcement) verwendet. Für detaillierte Informationen zu angesetzten Materialparametern wird auf [Emp-20c] verwiesen. Das FE-Modell wurde anhand der rechteckigen Stützenversuche in [Ste-14b] sowie der experimentellen Untersuchungen an runden Stahlbetonstützen in [Mül-16] validiert. Die berechneten Bügelspannungen entsprechen in guter Näherung den Versuchsergebnissen.

Bild 5-10 (a) zeigt das FE-Stützenmodell am Beispiel einer quadratischen Stütze mit der Seitenlänge von $a = 25$ cm und einer Betondruckfestigkeitsklasse C 60/75. Die Konturplots in Bild 5-10 (a) zeigen sowohl die Druckspannungen $\sigma_{c,zz}$ in der Mitte der Stütze bei Erreichen der Traglast sowie die dazugehörigen Bügelspannungen $\sigma_{sw,u}$. An den Druckspannungen ist deutlich zu erkennen, dass bei Erreichen der Traglast bereits eine gewisse Umschnürungswirkung und damit eine Erhöhung der Druckfestigkeit im Kernbeton aktiviert ist. Die Bügelspannungen erreichen die Streckgrenze von $f_y = 540$ N/mm² aber nicht. Aus den numerischen Berechnungen kann ein Verhältnis von etwa $\sigma_{sw,u}/f_y = 277/540 = 0,51$ abgeleitet werden.

Bild 5-10 (b) zeigt diese Auswertung für drei verschiedene Konfigurationen

- Typ A mit 4 Längsstäben ($\rho_l = 2,01$ %; $\rho_w = 0,66$ Vol. -%),
- Typ B mit 9 Längsstäben ($\rho_l = 4,02$ %; $\rho_w = 1,13$ Vol. -%) und
- Typ C mit 12 Längsstäben ($\rho_l = 6,03$ %; $\rho_w = 1,33$ Vol. -%)

in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Als Bügelabstand wurde mit $s_w = 150$ mm ein praxisüblicher Wert gewählt. Insgesamt bestätigen die eigenen numerischen Berechnungen, dass die Bügelspannungen bei Erreichen der Traglast mit zunehmender Betondruckfestigkeit sowie mit abnehmendem Querbewehrungsgrad abnehmen.

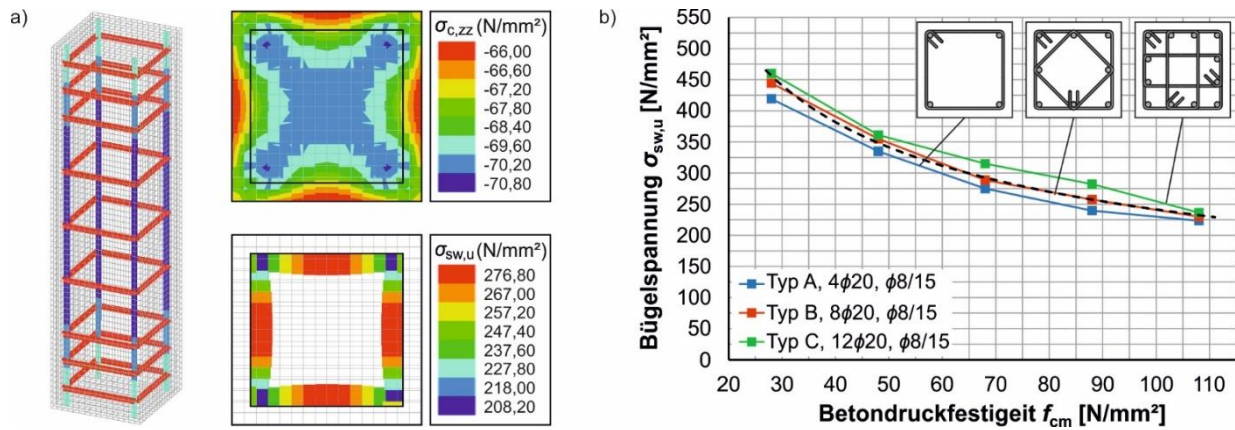


Bild 5-10: Untersuchungen zu Bügelspannungen: FE-Modell (a), Bügelspannungen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit (b)

Zur weiteren Berücksichtigung wird die in Bild 5-10 (b) gestrichelt dargestellte Trendlinie durch Gl. 5-9 in eine mathematische Funktion überführt, welche in vereinfachender Weise die bei Erreichen der Traglast aktivierte Bügelspannung $\sigma_{sw,u}$ in Abhängigkeit von der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} beschreibt.

$$\sigma_{sw,u} \approx f_y \cdot \left(\frac{20}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad \text{Gl. 5-9}$$

Das bereits in Bild 5-6 (links) aufgezeigte größere inelastische Verformungsvermögen normalfester Betone (Plastizitätsfaktor k) ermöglicht eine größere Querdehnung und damit eine Aktivierung höherer Bügelspannungen bei Erreichen der Traglast. Dieser Zusammenhang muss noch weitergehend betrachtet werden, aber nach aktuellem Stand der Untersuchungen ist der Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die aktivierten Bügelspannungen deutlich geringer als der Einfluss der Betondruckfestigkeit.

5.5.6 Auswertung der Datenbank

Für die differenzierte Erfassung der Bauteildruckfestigkeiten (Methode 2) werden alle drei Traganteile von Stahlbetonstützen betrachtet. Dazu wird in Gl. 5-10 eine erweiterte Bestimmungsgleichung der Traglast verwendet, welche die erhöhte Betondruckfestigkeit des umschnürten Betonkerns $f_{cc,Stütze}$ berücksichtigt.

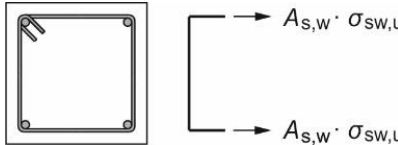
$$N_{cal} = \underbrace{A_s \cdot f_y}_{\text{Stahltraganteil}} + \underbrace{A_{c, \text{Betondeckung}} \cdot f_{c, \text{Stütze}}}_{\text{Traganteil der nicht umschn. Betondeckung}} + \underbrace{A_{c, \text{Kern}} \cdot f_{cc, \text{Stütze}}}_{\text{Traganteil des umschn. Betonkerns}} \quad \text{Gl. 5-10}$$

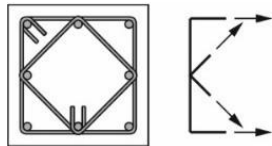
Zur Berechnung der Bauteildruckfestigkeit $f_{c,Stütze}$ werden die Zusammenhänge zur Berechnung der Betondruckfestigkeit unter einer mehraxialen Beanspruchung $f_{cc,u}$ nach EC 2 [EC2-11] angesetzt (Gl. 5-11, 5-12).

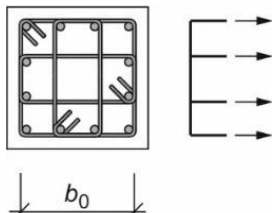
$$f_{cc,u} = f_{c,u} \cdot \left(1,0 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,u}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 5-11}$$

$$f_{cc,u} = f_{c,u} \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,u}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 5-12}$$

Die effektive Querdruckspannung σ_2 (Umschnürungsspannung) kann je nach Bügelkonfiguration nach den Gln. 5-13, 5-14 oder 5-15 berechnet werden.

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{sw,u}}{b_0 \cdot s_w} \quad \text{für } \begin{array}{c} \text{für} \\ \text{Diagramm} \end{array} \quad \text{Gl. 5-13}$$


$$\sigma_2 = \frac{(2 + 2\sqrt{2}/2) \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{sw,u}}{b_0 \cdot s_w} \quad \text{für } \begin{array}{c} \text{für} \\ \text{Diagramm} \end{array} \quad \text{Gl. 5-14}$$


$$\sigma_2 = \frac{4 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{sw,u}}{b_0 \cdot s_w} \quad \text{für } \begin{array}{c} \text{für} \\ \text{Diagramm} \end{array} \quad \text{Gl. 5-15}$$


Der Dividend in den Gln. 5-13, 5-14 und 5-15 beschreibt die Zugkraft in den Bügelschenkeln mit der Querschnittsfläche der Querbewehrung $A_{s,w}$ und der Spannung der Querbewehrung $\sigma_{sw,u}$. Diese wird im Folgenden nach Gl. 5-9 ermittelt, um damit den oben festgestellten Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Umschnürungswirkung zu berücksichtigen. Der Divisor beschreibt die zugehörige Fläche mit dem Achsabstand b_0 und dem Bügelabstand s_w .

Zuletzt muss die effektiv umschnürte Betonfläche $A_{c,Kern}$ berechnet werden. Dazu wird der Umschnürungsfaktor k_e in Gl. 5-16 herangezogen, welcher das Verhältnis der kleinsten effektiv umschnürten Fläche zur durch die Bügel umfassten Kernfläche $A_{c,Kern}$ beschreibt [Man-88b]. Der erste Faktor berücksichtigt dabei die effektiv umschnürte Betonfläche in der Bügelebene und ist vom horizontalen Abstand der rückverankerten Längsstäbe b_1 und dem horizontalen Achsabstand der Bügelschenkel b_0 abhängig. Der zweite Faktor des Produkts in Gl. 5-16 berücksichtigt die effektiv umschnürte Fläche in vertikaler Richtung und ist abhängig vom Bügelabstand s_w in vertikaler Richtung und dem Achsabstand der Bügelschenkel b_0 in horizontaler Richtung.

$$k_e = \left(1 - \frac{n \cdot (b_1^2/6)}{b_0^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{s_w}{2 \cdot b_0} \right)^2 \quad \text{Gl. 5-16}$$

Stellt man Gl. 5-10 nach der Bauteildruckfestigkeit $f_{c,Stütze}$ um und setzt die obenstehenden Formeln ein, ergeben sich die Gln. 5-17 und 5-18 zur Berechnung der Bauteildruckfestigkeit unter Berücksichtigung der Umschnürungswirkung.

$$f_{c,Stütze} = \frac{N_{exp} - N_{s,l} - 5 \cdot \sigma_2 \cdot k_e \cdot A_{c,Kern}}{A_c} \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 5-17}$$

$$f_{c,Stütze} = \frac{N_{exp} - N_{s,l} - 2,5 \cdot \sigma_2 \cdot k_e \cdot A_{c,Kern}}{1,125 \cdot A_c} \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 5-18}$$

Die mit den Gln. 5-17 und 5-18 ermittelten Ergebnisse der Auswertung der Datenbank sind in Bild 5-11 dargestellt. Dabei wurde auch der Prismenfaktor nach Abschnitt 5.5.2 berücksichtigt.

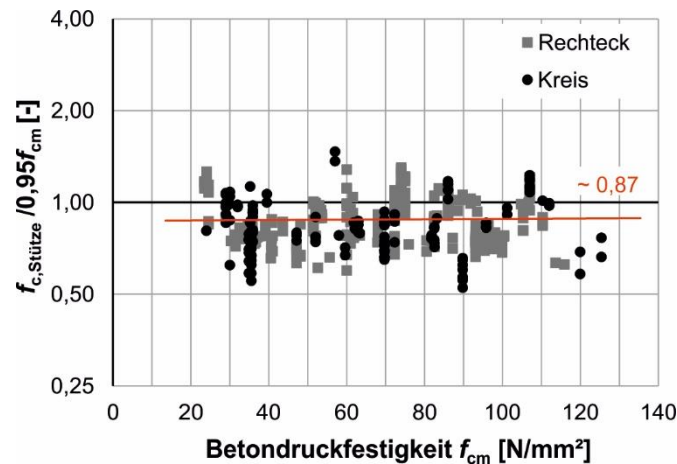


Bild 5-11: Darstellung des Verhältnisses $f_{c,Stütze}/0,95f_{cm}$ über die Betondruckfestigkeit f_{cm} bei Berücksichtigung der Umschnürungswirkung

Aus Bild 5-11 folgt, dass der Bauteilfaktor bei Eliminierung des Umschnürungseffekts keine Abhängigkeit mehr von der Betondruckfestigkeit ausweist und das Festigkeitsverhältnis $f_{c,Stütze}/(0,95 \cdot f_{cm})$ im Mittel konstant bei 0,87 liegt. Der im sogenannten Sprödigkeitsfaktor nach Gl. 5-7 aufgezeigte Zusammenhang stellt sich nicht mehr ein. Dies erscheint auch mechanisch plausibler, da sich die Sprödigkeit des Betons in erster Linie im Versagensmechanismus und damit im Nachbruchverhalten bzw. bei der Robustheit der Stützen auswirkt. Für die Traglast der Stützen scheinen die „störenden“ Einflüsse aus der Bewehrung einen relevanteren Einfluss zu haben.

Bild 5-12 (links) zeigt den Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf das Verhältnis $f_{c,Stütze}/(0,95 \cdot f_{cm})$. Der Trend deckt sich erkennbar mit dem in Abschnitt 5.5.4 beschriebenen Effekt, wonach größere Längsbewehrungsgrade zu größeren Querdehnungsdifferenzen zwischen Beton und Bewehrung und damit zu traglastreduzierenden Querspannungen führen. Bild 5-12 (rechts) stellt den Einfluss des Querbewehrungsgrades dar. Ein höherer Querbewehrungsgrad führt ebenfalls zu kleineren Verhältnissen $f_{c,Stütze}/(0,95 \cdot f_{cm})$. Hiermit wird der in Abschnitt 5.5.4 beschriebene Effekt anschaulich bestätigt, dass geringe Bügelabstände oder große Bügeldurchmesser zu vergleichsweise größeren Störungen im vertikalen Lastabtrag führen und damit eine Traglastreduktion bewirken können.

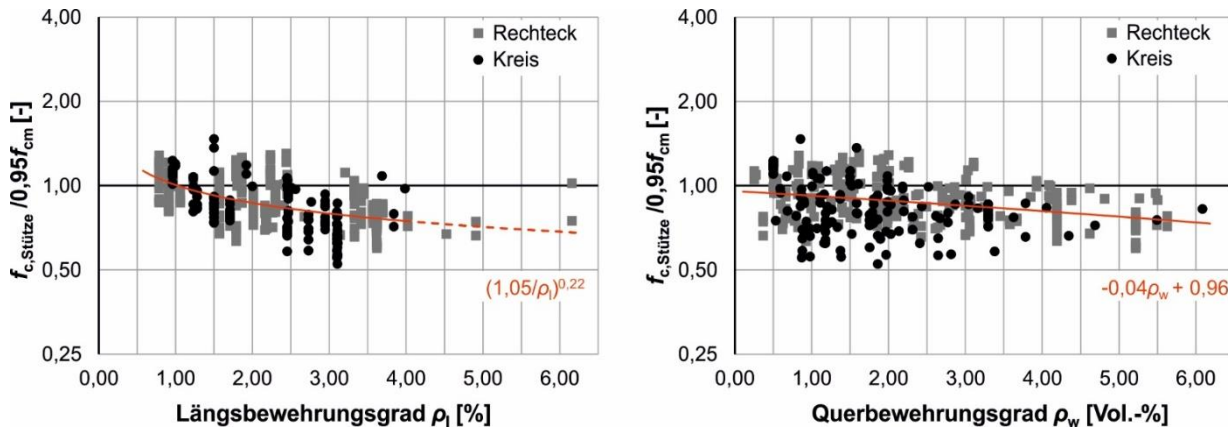


Bild 5-12: Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l (links) und des Querbewehrungsgrades ρ_w (rechts) auf das Verhältnis $f_{c,Stütze}/0,95f_{cm}$

5.6 Praxisgerechter Ansatz zur differenzierten Erfassung des Bauteilfaktors

Auf Grundlage der Erkenntnisse der vorangegangenen Abschnitte wird eine erste rechnerische Beziehung zur detaillierteren Erfassung der bauteilspezifischen Effekte vorgeschlagen, bei der die Einflüsse als Einzelfaktoren als Produkt überlagert werden (Gl. 5-19).

$$\alpha_{cc,b} = \prod_{i=1}^n \alpha_{cc,i} \tag{Gl. 5-19}$$

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen werden für eine praxisgerechte Festlegung der Einzelfaktoren folgende Zusammenhänge empfohlen:

- Die geometrischen Einflüsse auf die Bauteildruckfestigkeit werden über den „Prismenfaktor“ $\alpha_{cc,g} = 0,95$ erfasst, welcher bereits über den Produktansatz in Gl. 5-2 im deutschen Nationalen Anhang zum EC 2 [EC2/NA-11] hinterlegt ist.
- Das unterschiedliche Querdehnverhalten von Beton und Betonstahl wird durch den Faktor $\alpha_{cc,l}(\rho_l) \leq 1,0$ in Gl. 5-20 berücksichtigt.

$$\begin{aligned} \alpha_{cc,l} &= 1,00 && \text{für } \rho_l \leq 2,0 \% \\ \alpha_{cc,l} &= 0,85 && \text{für } 2,0 < \rho_l \leq 4,0 \% \\ \alpha_{cc,l} &= 0,75 && \text{für } 4,0 < \rho_l \leq 6,0 \% \end{aligned} \tag{Gl. 5-20}$$

Da in der Datenbank nur Stahlbetonstützen mit Längsbewehrungsgraden $\rho_l \leq 6,0\%$ betrachtet wurden, kann für den Bereich $\rho_l > 6,0\%$ auf Basis der Datenbank keine Aussage getroffen werden. Hier sind weitere Untersuchungen notwendig. Dies gilt auch für die Längsbewehrungsgrade $4,0 < \rho_l \leq 6,0\%$

(gestrichelt in Bild 5-12), für die der festgelegte Teilfaktor $\alpha_{cc,l} = 0,75$ in Gl. 5-20 nur auf wenigen Versuchsergebnissen basiert.

- Die in Abschnitt 5.5.4 beschriebenen festigkeitsreduzierenden Auswirkungen großer Querbewehrungsgrade greifen erst bei großen Querbewehrungsgraden. Für praxisübliche Querbewehrungsgrade $\rho_w \leq 2,0$ Vol.-% kann $\alpha_{cc,w} = 0,95$ angenommen werden. Für große Querbewehrungsgrade sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Bild 5-13 (links) stellt die nach Gl. 5-21 berechneten Traglasten der Stützen mit $\rho_w \leq 2,0$ Vol.-% den experimentell ermittelten Traglasten gegenüber und zeigt, dass mithilfe des vorgeschlagenen rechnerischen Ansatzes (Methode 2) eine sehr gute Vorhersage der Stützentraglasten aus der Datenbank und damit eine sichere und zuverlässige Berechnung durchgeführt werden kann.

$$N_{cal,2} = A_s \cdot f_y + A_{c,netto} \cdot \alpha_{cc,g} \cdot \alpha_{cc,l} \cdot \alpha_{cc,w} \cdot f_{cm} \quad \text{Gl. 5-21}$$

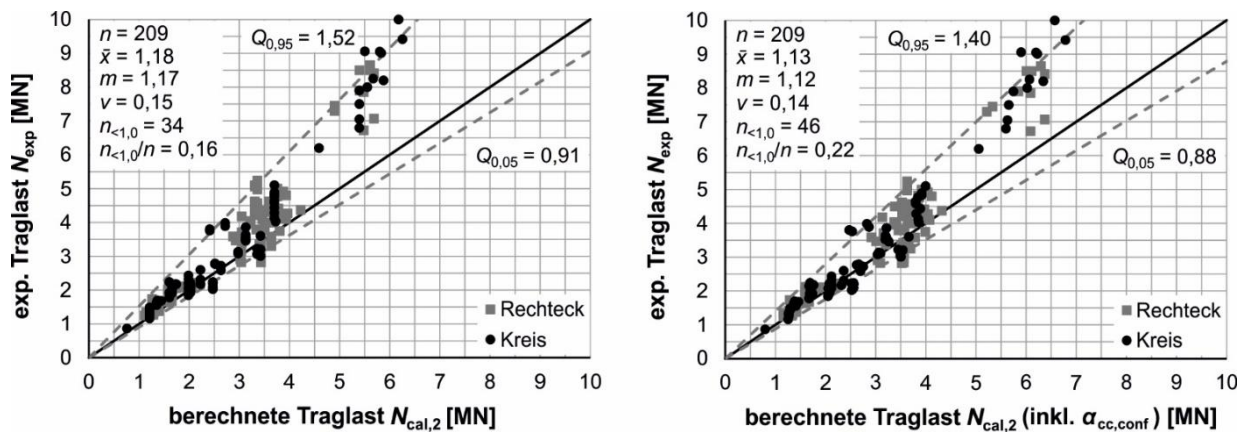


Bild 5-13: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Traglasten nach Gl. 5-20 (links) und mit Berücksichtigung des Teilfaktors $\alpha_{cc,conf}$ (rechts)

Bei Verwendung von Gl. 5-21 ist jedoch zu beachten, dass der festigkeitssteigernde Umschnürungseffekt nicht berücksichtigt wurde. Um einer zu großen Abminderung in der praktischen Anwendung entgegenzuwirken, kann im Produktansatz ein weiterer Teilfaktor für die Umschnürung $\alpha_{cc,conf} > 1,0$ berücksichtigt werden. Dieser kann z. B. analog zum Vorgehen im Abschnitt 5.5.6 ermittelt werden. Hierbei sollte bis zum Vorliegen weiterer Ergebnisse nur 25 % der Streckgrenze der Bügelbewehrung angesetzt und darauf geachtet werden, dass die Reduktionsfaktoren aus der Stützenlängsbewehrung durch den Umschnürungseffekt nicht überkompensiert werden, d. h. $\alpha_{cc,conf} < 1/(\alpha_{cc,l} \cdot \alpha_{cc,w})$. In Bild 5-13 (rechts) sind die experimentellen Traglasten den rechnerischen Traglasten $N_{cal,2}$ mit Berücksichtigung des Teilfaktors $\alpha_{cc,conf}$ dargestellt. Unter Einbezug von $\alpha_{cc,conf}$ können die Stützentraglasten weiterhin gut und sicher nachgerechnet werden.

Aktuell werden weitere Untersuchungen unter Einbezug größerer Längs- und Querbewehrungsgrade durchgeführt, um sowohl die oben genannten Faktoren zu validieren als auch die Extrapolation auf größere Bewehrungsgrade zu prüfen. Dabei nimmt mit steigenden Querbewehrungsgraden auch der Einfluss der Umschnürung auf die Traglast zu, sodass ein praxisnaher Teilfaktor für die Umschnürung $\alpha_{cc,conf}$ noch relevanter wird. Die Ergebnisse dazu werden in einem weiteren Beitrag vorgestellt.

5.7 Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Bemessung von Stahlbetonstützen ist die anzusetzende Betondruckfestigkeit f_{cd} aus der charakteristischen Kurzzeitdruckfestigkeit f_{ck} , dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c und dem Beiwert α_{cc} zu ermitteln. Der Beiwert α_{cc} setzt sich dabei aus den Teilfaktoren $\alpha_{cc,m}$ zur Erfassung von zeitabhängigen Dauerstandeinflüssen auf der Materialseite und $\alpha_{cc,b}$ zur Erfassung der bauteilspezifischen Effekte zusammen.

Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wurden mithilfe einer aufgebauten Datenbank aus nationalen und internationalen Stützenversuchen zwei Verfahren zur Bestimmung eines Bauteilfaktors $\alpha_{cc,b}$ untersucht. Folgende Erkenntnisse ergaben sich:

- Die integrierende („verschmierte“) Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 1) führt zu einem von der Betondruckfestigkeit abhängigen Bauteilfaktor $\alpha_{cc,b} = (55/f_{ck})^{0,2} \leq 1,0$. Dieser Ansatz ermöglicht eine gute Nachrechnung der Stützentraglasten, ohne jedoch die Tragmechanismen in Stahlbetonstützen wirklichkeitsgetreu zu erfassen.
- Der im neuen Eurocode 2 [EC2-21] vorgesehene verschmierte „Sprödigkeitsfaktor“ $\eta_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$ ist im Zusammenhang der Erfassung bauteilspezifischer Effekte konservativer.
- Bei der verschmierten Erfassung der bauteilspezifischen Effekte ist weiterhin zu beachten, dass die Bauteilfaktoren bisher nicht an Versuchen mit größeren Längs- und Querbewehrungsgraden validiert sind, wo erhebliche „Störmechanismen“ auftreten und ein einfacher, verschmierter Ansatz zu einer „unsicheren“ Bewertung der Traglast führen könnte.
- Der Produktansatz in Gl. 5-19 ermöglicht eine differenzierte und mechanisch konsistente Erfassung der bauteilspezifischen Effekte (Methode 2). Die zunehmende „Sprödigkeit“ höherfester Betone zeigt sich nicht über eine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit, sondern von den durch die Längs- und Querbewehrung induzierten Querspannungen („Störeinflüsse“). Zur Absicherung wären weitere Versuche, auch hinsichtlich größerer Bewehrungsgrade, wünschenswert.

- Wenn im Rahmen der praktischen Anwendung im Produktansatz nach Gl. 5-19 die Umschnürungswirkung der Bügelbewehrung berücksichtigt werden sollte, wird empfohlen, bis zum Vorliegen weiterer Ergebnisse nur 25 % der Streckgrenze der Bügelbewehrung anzusetzen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass beide Verfahren zur Berechnung eines Bauteilfaktors gute bis sehr gute Ergebnisse hinsichtlich der Nachrechnung der in der Datenbank erfassten Stahlbetonstützen liefern. Für zukünftig vermehrt eingesetzte Stützen aus hochfesten Betonen und bei Verwendung hoher Längsbewehrungsgrade und großen Stabdurchmessern muss eindeutig die Erfassung des Bauteilfaktors über den differenzierten Rechenansatz (Methode 2) empfohlen werden.

Darüber hinaus muss mit Bezug auf eine sichere und zuverlässige Bemessung von Stahlbetonstützen darauf hingewiesen werden, dass hierzu zwei Nachweise zu führen sind: zum einen der Nachweis zur Bestimmung der Traglast mit den oben beschriebenen Methoden, zum anderen der Nachweis einer ausreichenden Robustheit, in dem dann der Sprödigkeit des Betons und den damit verbundenen Versagensmechanismen im Nachbruchverhalten entgegengewirkt wird. Der Robustheitsnachweis kann über die in [Emp-19b] dargestellten Zusammenhänge geführt werden oder ersatzweise über die Einhaltung von Konstruktionsregeln [Emp-20c].

6 Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen

Titel	Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen
Autoren	Martin Empelmann, Henrik Matz
Veröffentlichungstyp	Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums	Beton- und Stahlbetonbau (Ernst & Sohn)
ISSN (Online / Print)	1437-1006 / 0005-9900
DOI	10.1002/best.201900048
Ausgabe	Jahrgang 114, Heft 11
Seiten	837-846
Erscheinungsjahr	2019
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat das Konzept des Aufsatzes mitentwickelt, das mechanische Modell mitkonzeptioniert und implementiert, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

6.1 Abstract

Ein robustes Tragwerk soll die Auswirkungen von unplanmäßigen Einwirkungen so begrenzen, dass diese in einem vertretbaren Verhältnis zur Ursache stehen. Ein schlagartiges Versagen oder ein progressiver Kollaps muss verhindert werden. Im Rahmen einer Gesamtanalyse ist die Kenntnis über das Verhalten der maßgebenden Einzelbauteile unverzichtbar. Während ein schlagartiges Zugversagen bei biegebeanspruchten Bauteilen durch die Mindestbiegezugbewehrung verhindert wird, kann ein robustes Bauteilversagen bei Stahlbetonstützen durch die derzeitigen Regelungen zur konstruktiven Durchbildung nicht in allen Fällen garantiert werden. Zur Beleuchtung dieses Defizits gibt der vorliegende Beitrag zunächst einen Überblick über die Robustheit von Stahlbetonstützen. Es wird ein Modell vorgestellt, mit dem das Trag- und Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen praxisnah abgebildet werden kann und mit dem eine einfache Einschätzung der Robustheit möglich ist. Anschließend werden an einem Beispiel Maßnahmen zur gezielten Beeinflussung der Robustheit von Stahlbetonstützen untersucht.

Stichworte: Robustheit; Last-Verformungs-Verhalten; Stahlbetonstützen; Druckglieder; Nachbruchverhalten; Umschnürung

Robustness of reinforced concrete columns

In a robust engineering structure, the damage caused by unplanned loads must be limited to a reasonable extent in order to avoid abrupt failure or progressive collapse. To achieve a robust structure, the key structural members must be considered in detail. While an abrupt tensile failure of components subjected to bending loads is prevented by the minimum bending reinforcement, a robust failure of reinforced concrete columns cannot be guaranteed by the current design requirements in all cases. To shed light on this problem, the present article provides a first overview on the robustness of reinforced concrete columns. A model is presented which can be used to simulate the load-bearing and post-cracking behaviour of reinforced concrete columns in a practical manner and enables a simple assessment of the robustness. Subsequently, necessary steps for attaining a robust behaviour of reinforced concrete columns are examined using a practical example.

Keywords: robustness; load-deformation-behaviour; reinforced concrete columns; compression members; post-cracking behaviour; confinement

6.2 Einleitung

Innovative Stützen aus Hochleistungsbetonen [Heg-94], [Emp-14a] haben ein großes technisches, architektonisches und ökonomisches Potenzial. Im Rahmen ihrer Verwendung ist dann aber auch eine Betrachtung ihrer Robustheit erforderlich. Grundsätzlich sollte ein robustes Stahlbetonbauteil nach dem Erreichen der Traglast noch eine Resttragfähigkeit aufweisen, die z. B. die Einleitung von evakuierenden Maßnahmen ermöglicht. Ein schlagartiges Versagen soll nach Eurocode 2 [EC2-11] bei biegebeanspruchten Bauteilen durch den Nachweis der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens (Robustheitsbewehrung) und bei druckbeanspruchten Traggliedern durch die Einhaltung von Regeln zur konstruktiven Durchbildung (Mindestlängsbewehrung, Bügelabstände etc.) verhindert werden.

Der vorliegende Beitrag gibt zunächst einen Überblick über die Robustheit als wichtigen Entwurfsparameter sowie über die verschiedenen Ansätze zur Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen. Anschließend wird ein praxisorientiertes Modell zur Erfassung des Trag- und Nachbruchverhaltens von zentrisch belasteten Stahlbetonstützen vorgestellt, zur besseren Einordnung an einer Beispielstütze angewendet und Möglichkeiten zur gezielten Beeinflussung der Robustheit identifiziert.

6.3 Robustheit

6.3.1 Definition des Begriffs „Robustheit“

Der Eurocode 1 definiert Robustheit als die „Eigenschaft eines Tragwerks, außergewöhnliche Einwirkungen so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in

keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen“ [EC1-10]. Auf die Bauteilebene bezogen bedeutet das unter anderem, dass ein Versagen von Bauteilen nicht schlagartig erfolgen darf, beziehungsweise dieses durch große Verformungen oder Rissbildungen angekündigt werden muss. Bild 6-1 zeigt auf der linken Seite ein robustes Versagen am Beispiel eines Biegebalkens. Durch die sichtbare Rissbildung sowie eine große Durchbiegung kann von einer Versagensvorankündigung ausgegangen werden. Auf der rechten Seite im Bild 6-1 ist ein sprödes und damit nicht robustes Versagen einer Stahlbetonstütze dargestellt, bei der die aufnehmbare Last nach Erreichen der Traglast $F_{u,I}$ schlagartig abfällt. In Kombination mit einer nicht ausreichenden Resttragfähigkeit $F_{u,II}$ kann es dann zu einer Kettenreaktion im Gesamttragwerk, einem sogenannten progressiven Kollaps kommen. In Bezug auf das Einzelbauteil Stütze ist deren Robustheit bzw. deren erforderliche Resttragfähigkeit $F_{u,II}$ an den Auslegungsprinzipien des Gesamttragwerks zu orientieren.

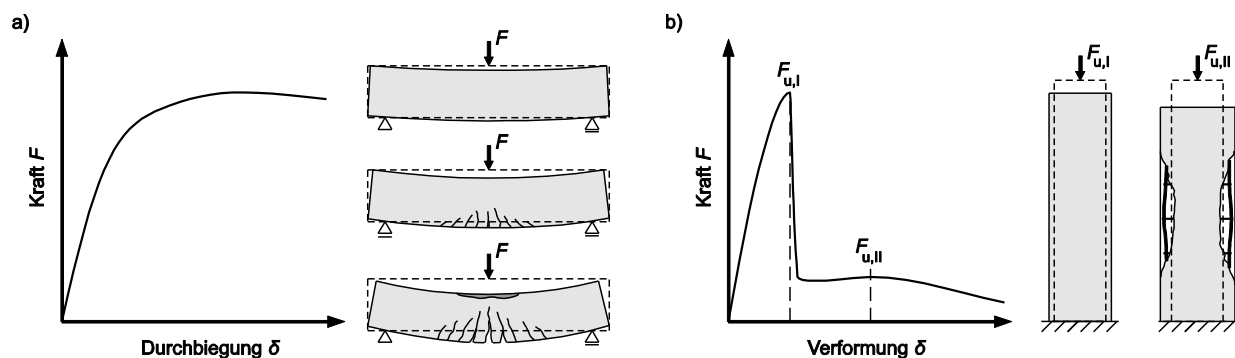


Bild 6-1: Last-Verformungs-Verhalten eines robusten Biegebalkens (a) und einer nicht robusten Stütze (b)

6.3.2 Klassifizierung von Tragwerken

Stützen in Hochhäusern, Tiefgaragen oder anderen wichtigen Bauwerken (z. B. Stadien, Versammlungshallen) müssen eine höhere Robustheit aufweisen als in untergeordneten Bauwerken (z. B. landwirtschaftliche Gebäude). Im Rahmen einer Klassifizierung von Tragwerken definiert die DIN EN 1990 [EC0-10] drei Schadensfolgeklassen (*engl.*: Consequence Classes, CC), aus welchen Strategien für außergewöhnliche Einwirkungen abgeleitet werden können. Die Schadensfolgeklassen in Tabelle 6-1 bewerten die Versagensfolgen und damit die Relevanz des Gebäudes. Je höher die Schadensfolgeklasse ist, desto größer werden im Falle eines Versagens die Folgen für Wirtschaft, Umwelt und Menschenleben.

Tabelle 6-1: Schadensfolgeklassen nach [EC0-10]

Schadensfolgeklassen	Merkmale	Beispiele
CC3	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Schäden	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen
CC2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen
CC1	Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr

Die VDI-Richtlinie 6200 [VDI-10] klassifiziert Gebäude neben den bereits erläuterten Schadensfolgeklassen aus [EC0-10] mithilfe der Robustheitsklassen RC 1 bis RC 4 (*engl.*: Robustness Classes, RC), welche das Gefährdungspotenzial für Leben und Gesundheit von Menschen differenzierter abschätzen. In Tabelle 6-2 werden die Robustheitsklassen vorgestellt, die neben der Relevanz des Gebäudes vor allem die statisch-konstruktive Durchbildung der Tragstruktur in Betracht ziehen. So spielt für die Einteilung in Robustheitsklassen die Art des Versagens (schlagartig oder mit Vorankündigung) eine große Rolle.

Tabelle 6-2: Robustheitsklassen nach [VDI-10]

Robustheitsklassen	Bauwerk / Nutzung	Beispiele
RC 1	Statisch bestimmte Tragwerke ohne Systemreserven, Fertigteilkonstruktionen ohne nachträgliche redundante Verbindungen, imperfektionsempfindliche Systeme, Tragwerke mit sprödem Verformungsverhalten	Einfeldträger, stützenstabilisierte Hallentragwerke ohne Kopplungen, schlanke Schalentragwerke, Tragwerke aus Glas
RC 2	Statisch unbestimmte Systeme mit Systemreserven, elastisch-plastisches Tragverhalten	Durchlaufträger, eingeschossige Rahmenkonstruktionen
RC 3	Konstruktionen mit großer Systemredundanz, Tragwerksverhalten und/oder Konstruktionen mit großen plastischen Systemreserven, fehlerunempfindliche Systeme	Mehrgeschossige Rahmenkonstruktionen, vielfach statisch unbestimmte Systeme, seilverspannte Konstruktionen
RC 4	Tragwerke, bei denen alternativ berücksichtigte Gefährdungsszenarien und Versagensanalysen ausreichende Robustheit zeigen	Bemessung für Stützensausfall, Bemessung auf Lastfall Flugzeugabsturz

Aus den Klassifizierungen der Tragwerke in Schadensfolge- und Robustheitsklassen folgen Anforderungen an das zu bemessende Bauteil. Die DIN EN 1991-1-7 sieht beispielsweise für die Schadensfolgeklasse CC 1 eine Einhaltung der Mindest-

bewehrung als ausreichend an, während bei einer Einteilung in CC 3 eine Risikoanalyse notwendig werden kann [EC1-10].

Zur weitergehenden Festlegung der vorgenannten Mindestbewehrung über den Eurocode 2 [EC2-11] kann bei biegebeanspruchten Bauteilen die Robustheitsbewehrung zur Vermeidung eines unangekündigten Zugversagens und bei Stahlbetonstützen die minimale Stützenlängsbewehrung in Kombination mit der Einhaltung der übrigen Konstruktionsregeln herangezogen werden. Allerdings zeigen verschiedene Versuche an Stahlbetonstützen, dass es insbesondere bei Verwendung von hoch- und ultra-hochfesten Betonen zu einem unerwünschten spröden Versagen ohne nennenswerte Resttragfähigkeit kommen kann [Oet-15].

6.4 Ansätze zur Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen

6.4.1 Trag- und Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen

Das Trag- und Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen setzt sich aus den Traganteilen von Beton und Längsbewehrung zusammen. Bis zum Erreichen der Traglast $F_{u,I}$ steigt die aufnehmbare Kraft einer Stahlbetonstütze, wie in Bild 6-1 (b) dargestellt, kontinuierlich und die Stütze ist äußerlich intakt. Das Erreichen der Primärtraglast $F_{u,I}$ kennzeichnet den Beginn des Versagens, welches im Allgemeinen mit Abplatzungen in der Betondeckung einhergeht. Dies führt zu einer Verringerung des Betonquerschnitts und damit des Betontraganteils sowie der aufnehmbaren Last. Im Nachbruchbereich muss dann der verbleibende (innere) Betonquerschnitt der Stütze zusammen mit der Längsbewehrung den Lastabtrag übernehmen.

Sowohl der verbleibende Beton- als auch der Längsbewehrungstraganteil sind im hohen Maße von der Bügelbewehrung abhängig. So beeinflusst der Bügelabstand maßgeblich die Knickform und Knicklänge der Längsbewehrung. Für den inneren Betontraganteil ergibt sich durch die Querbewehrung ein sogenannter Umschnürungseffekt aus der Behinderung der Querverformung des Betons. Im von den Bügeln umschnürten Beton entsteht ein mehraxialer Spannungszustand, durch den sowohl größere Betondruckspannungen als auch -stauchungen aufgenommen werden können.

6.4.2 Ansätze zur Beschreibung und Bewertung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen

Die Fachliteratur hält diverse qualitative Ansätze zur Abschätzung und Abbildung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen bereit, von denen aber nur wenige eine Bewertung der Robustheit zulassen. Im Folgenden werden die Ansätze zusammengefasst, die eine quantitative Bewertung des Nachbruchverhaltens ermöglichen.

TAVIO [TAV-08] führt zur Beschreibung der Duktilität von Stützen einen dimensionslosen Faktor D_c (ductility enhancement factor) ein, der als Verhältnis der

Dehnung $\varepsilon_{cc,85}$ bei 85 % der Traglast auf dem absteigenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Stahlbetonstütze gegenüber der Dehnung ε_{co} eines unbewehrten Prismas bei Erreichen seiner Traglast definiert ist (Gl. 6-1).

$$D_c = \frac{\varepsilon_{cc,85}}{\varepsilon_{co}} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Eine ähnliche Auswertung wird von PAULTRE & CUSSON in [Cus-94] vorgenommen. Der Quotient $\varepsilon_{C50C}/\varepsilon_{co}$ beschreibt dabei das Verhältnis zwischen der Dehnung ε_{C50C} , die bei einem Verlust von 50 % der Traglast nach dem Überschreiten der Maximallast erreicht wird, und der Dehnung ε_{co} , die zur Traglast des unbewehrten Prismas gehört.

Einen alternativen Ansatz liefern FOSTER & ATTARD [FOS-01], indem sie die Flächen unterhalb der Kraft-Dehnungs-Kurve auswerten. Die Duktilitätszahl I_{10} beschreibt dabei den Quotienten aus der Fläche unter der gesamten Kraft-Dehnungs-Kurve bis zur 5,5-fachen Bruchdehnung und der Fläche unter der Kraft-Dehnungs-Kurve bis zum Erreichen der Bruchdehnung. Eine Duktilitätszahl von 1,0 beschreibt dabei ein sprödes Versagen, während ein Wert von 10,0 ein ideal-plastisches Verhalten charakterisiert.

Einen Ansatz zur Bewertung des Nachbruchverhaltens bzw. der Robustheit von Stahlbetonstützen liefern STEVEN & EMPELMANN in [Ste-14a]. Der Robustheitsindex μ_{50} beschreibt dabei das Verhältnis der vertikalen Längenänderung der Stütze $\Delta l_{z,50}$ bei einer Resttragfähigkeit von 50 % der Traglast zur Längenänderung $\Delta l_{z,maxN}$ bei Erreichen der Höchstlast (Gl. 6-2). Eine Resttragfähigkeit von 50 % wurde deshalb gewählt, weil der Restquerschnitt damit nach Abzug der Teilsicherheitsbeiwerte nach EC 2 auf Einwirkungs- und Widerstandsseite immer noch ein Sicherheitsniveau hat, was in etwa der einfachen Sicherheit entspricht [Ste-14b].

$$\mu_{50} = \frac{\Delta l_{z,50}}{\Delta l_{z,maxN}} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Ein auf [Ste-14a] aufbauender Ansatz zur Bewertung der Robustheit von Stützen wird in [Emp-14b] von EMPELMANN & OETTEL über den $\beta_{1,33}$ -Faktor definiert (Gl. 6-3). Dabei beschreibt F_u die Traglast der Stütze und $F(w/w_u = 1,33)$ die Last, bei der eine Längsverformung von $\Delta l_z/\Delta l_{z,max} = 1,33$ erreicht wird.

$$\beta_{1,33} = \frac{F(w/w_u = 1,33)}{F_u} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Weist eine Stütze einen Faktor von $\beta_{1,33} \geq 0,5$ auf, gilt diese als robust. Darunter befindliche Werte werden als nicht robust bewertet. Für einen Faktor von $\beta_{1,33} > 1,0$ liegt ein verfestigendes Nachbruchverhalten vor, welches als duktil bezeichnet wird. Der Zusammenhang ist in Bild 6-2 qualitativ dargestellt.

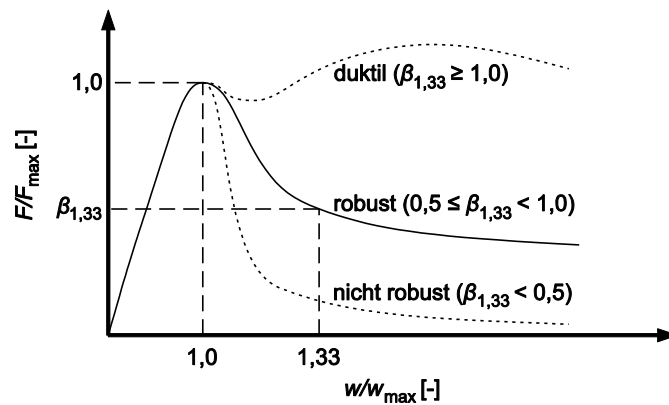


Bild 6-2: Ansatz zur Bewertung der Robustheit nach [Emp-14b]

Im Hinblick auf die in Abschnitt 6.3 angesprochene Analyse des Gesamttragwerks erscheint es sinnvoll, die Bewertung der Robustheit bzw. des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen an Last-Verformungs-Kurven zu koppeln, um hieraus bauteilspezifische Eingangswerte für weitergehende numerische Modelle (z. B. Auflagerfedern oder -verschiebungen von Deckensystemen) abzuleiten.

6.5 Modell für das Nachbruchverhalten von zentrisch beanspruchten Stahlbetonstützen

6.5.1 Allgemeines

Für das Modell zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von zentrisch beanspruchten Stahlbetonstützen werden die in Abschnitt 6.4.1 aufgeführten drei Traganteile betrachtet: die in Stützenlängsrichtung belastete, nicht umschnürte Betondeckung, der mehraxial belastete, umschnürte Betonkern und die Stützenlängsbewehrung. Die Anteile werden über parallel geschaltete Federn mit entsprechenden Kraft-Stauchungs-Beziehungen (Bild 6-3) abgebildet

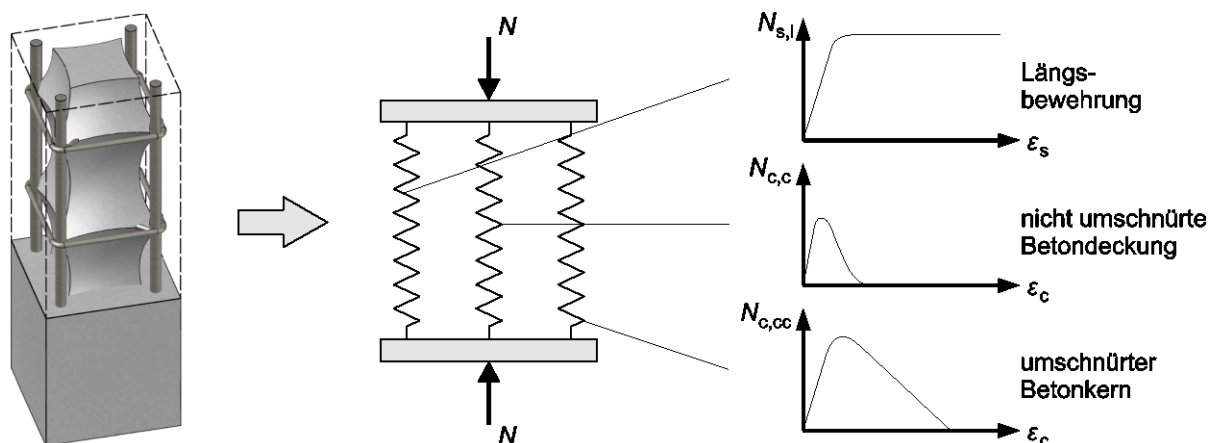


Bild 6-3: Rheologisches Modell für zentrisch gedrückte Stahlbetonstützen

6.5.2 Traganteil der Längsbewehrung

Das Verhalten von Betonstahl unter Druckbeanspruchung entspricht bis zur Fließgrenze in etwa dem Verhalten unter Zugbeanspruchung. Für das vorliegende Modell wird die Spannungs-Stauchungs-Beziehung von MANDER [Man-83] verwendet. Die in Bild 6-4 dargestellte Kennlinie zeichnet sich durch einen in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls E_s linear ansteigenden Ast bis zur Fließgrenze f_y aus. Der sich anschließende Verfestigungsbereich ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betonstahls f_t , der Bruchstauchung $\varepsilon_{s,u}$ und der Stauchung zu Beginn der Verfestigung $\varepsilon_{s,h}$ und kann mithilfe der Gl. 6-4 beschrieben werden.

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = f_t + (f_y - f_t) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}} \right)^j \quad \text{Gl. 6-4}$$

Der Exponent j kann analog zur Gl. 6-5 berechnet werden. $E_{s,h}$ ist dabei das Verfestigungsmodul von Betonstahl.

$$j = E_{s,h} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}}{f_t - f_y} \right) \quad \text{Gl. 6-5}$$

Berücksichtigt man das Knickverhalten der Längsbewehrung, ergeben sich in Abhängigkeit der Schlankheit der Betonstahlstäbe abweichende Kennlinien. Ein Ansatz zur Abbildung der Spannungs-Stauchungs-Beziehung von Betonstahl mit Berücksichtigung des Knickverhaltens wird von DHAKAL & MAEKAWA in [Dha-02a] formuliert (Bild 6-4). Der Ansatz definiert die Grenzstauchung $\varepsilon_{s,i}$ in Abhängigkeit der Dehnung ε_y bei Erreichen der Fließgrenze und des Knickbeiwertes λ_b analog zu Gl. 6-6. Der Knickbeiwert λ_b beschreibt eine normierte Knicklänge, in die das Verhältnis von Knicklänge l_0 und Stabdurchmesser ϕ_1 eingeht. Für die Übertragung des Ansatzes auf die Längsbewehrung einer Stahlbetonstütze kann die Knicklänge in guter Näherung durch den Bügelabstand s_w ersetzt werden (Gl. 6-7).

$$\varepsilon_{s,i} = \varepsilon_y \cdot (55 - 2,3 \cdot \lambda_b) \geq 7 \cdot \varepsilon_y \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$\lambda_b = \frac{s_w}{\phi_1} \sqrt{\frac{f_y}{100}} \quad \text{Gl. 6-7}$$

Die zur Grenzstauchung gehörende Stahlspannung kann mithilfe des Abminderungsfaktors β (Gl. 6-8) berechnet werden. Der hierin enthaltene Beiwert α quantifiziert die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls im Zustand des Fließens. Ein Wert von $\alpha = 1,0$ bedeutet dabei ein linear-elastisches, $\alpha = 0,75$ ein plastisches Verhalten. Gl. 6-9 beschreibt den Beiwert α rechnerisch.

$$\beta = \alpha \cdot (1,1 - 0,016 \cdot \lambda_b) \geq 0,2 \quad \text{Gl. 6-8}$$

$$0,75 \leq \alpha = 0,75 + \frac{\varepsilon_{s,u} - \varepsilon_{s,h}}{300 \cdot \varepsilon_y} \leq \frac{f_t}{1,5 \cdot f_y} \leq 1,0 \quad \text{Gl. 6-9}$$

Im Bereich zwischen Fließgrenze ε_y und Grenzstauchung $\varepsilon_{s,i}$ kann die Kennlinie mithilfe der Gl. 6-10 bestimmt werden, wobei $\sigma_s(\varepsilon_s)$ die Spannungs-Stauchungs-Beziehung ohne Knicken beschreibt. Das Phänomen des Ausknickens der Längsbewehrung wird damit maßgeblich über den Faktor β berücksichtigt.

$$\sigma_{s,k}(\varepsilon_s) = -\sigma_s(\varepsilon_s) \cdot \left(1 - (1 - \beta) \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon_{s,i} - \varepsilon_y} \right) \right) \quad \text{Gl. 6-10}$$

Für Stauchungen größer als die Grenzstauchung $\varepsilon_{s,i}$ wird folgender linearer Verlauf der Spannungs-Stauchungs-Beziehung in Gl. 6-11 verwendet.

$$\sigma_{s,k}(\varepsilon_s) = -\beta \cdot \sigma_s(\varepsilon_s) + 0,02 \cdot E_s \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_i) \leq 0,2 \cdot f_y \quad \text{Gl. 6-11}$$

Im Bild 6-4 sind die beschriebenen Spannungs-Stauchungs-Beziehungen sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung des Knickeinflusses für Betonstahl dargestellt. Durch die Berücksichtigung des Knickens liegt die Spannungs-Stauchungs-Beziehung nach DHAKAL & MAEKAWA unter der von MANDER.

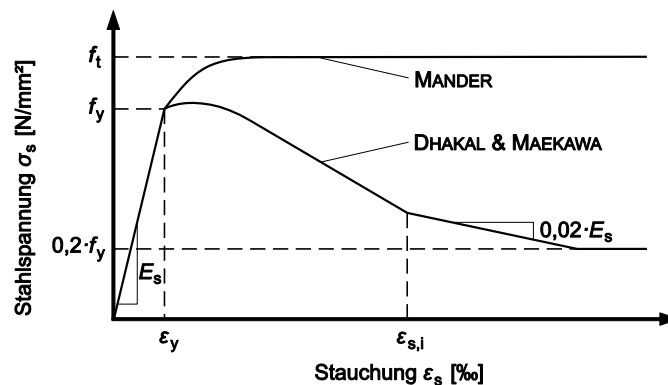


Bild 6-4: Spannungs-Stauchungs-Beziehung eines Betonstahlstabes nach [Man-83] und [Dha-02a]

6.5.3 Traganteil der nicht umschnürten Betondeckung

Der nicht umschnürte Teil des Betons wird durch eine einaxiale Spannungs-Stauchungs-Beziehung beschrieben. Hierzu wird der Ansatz des Model Code 1990 [MC90-93] verwendet. Bis zu einer Grenzdehnung $\varepsilon_{c,lim}$, die in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse vorgegeben ist, wird die Spannungs-Stauchungs-Beziehung nach Gl. 6-12 verwendet. E_c beschreibt dabei den Elastizitätsmodul des Betons, E_{c1} den Sekantenmodul, der die Steigung vom Koordinatenursprung zum Peak beschreibt. Die Bruchstauchung $\varepsilon_{c,u}$ wird mit 2,2 ‰ vorgegeben. Nach Überschreiten der Grenzdehnung $\varepsilon_{c,lim}$ kann Gl. 6-13 zur Beschreibung des entfestigenden Verhaltens verwendet werden. Der Beiwert ξ wird analog zur Gl. 6-14 berechnet. Im Bild 6-5 ist

die Kennlinie für nicht umschnürten Beton unter Druckspannung mitsamt den charakteristischen Parametern grafisch dargestellt.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = - \frac{\frac{E_c}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,u}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,u}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,u}}} \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 6-12}$$

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = - \left[\left(\frac{1}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}} \cdot \xi - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}}\right)^2}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,u}}\right)^2 + \left(\frac{4}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}} - \xi} \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,u}} \right]^{-1} \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 6-13}$$

$$\xi = \frac{4 \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}}\right)^2 \cdot \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) + 2 \cdot \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}} - \frac{E_c}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c,u}} \cdot \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) + 1 \right]^2} \quad \text{Gl. 6-14}$$

6.5.4 Traganteil des umschnürten Betonkerns

Durch die mehraxiale Druckbeanspruchung des umschnürten Betonkerns ergibt sich sowohl eine höhere Beanspruchbarkeit als auch eine größere Verformungsfähigkeit des Betons im Vergleich zum einaxial beanspruchten Beton. Die für die Umschnürungswirkung verantwortliche Querdruckbeanspruchung wird durch die Querbewehrung ermöglicht, welche im Wesentlichen nach Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit aktiviert wird. Die Querdruckspannung σ_2 wird vereinfacht über die Höhe und den Querschnitt der Stütze gleichmäßig verteilt angenommen, wodurch diese mithilfe der Gl. 6-15 ermittelt werden kann. Der Dividend beschreibt dabei die Zugkraft im Bügelschenkel mit der Querschnittsfläche der Querbewehrung $A_{s,w}$ und der Zugspannung der Querbewehrung σ_{sw} , während der Divisor die zugehörige Fläche mit dem Achsabstand b_0 und dem Bügelabstand s_w charakterisiert. Für die Zugspannung der Querbewehrung σ_{sw} kann nach [MC90-93] vereinfacht die Streckgrenze des Bewehrungsstahls angenommen werden.

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{sw}}{b_0 \cdot s_w} \quad \text{Gl. 6-15}$$

Für die mehraxiale Spannungs-Stauchungs-Beziehung wird der Ansatz des Model Code 1990 [MC90-93] verwendet. Die Bestimmungsgleichungen für die mehraxiale Druckfestigkeit $f_{cc,u}$ und die mehraxiale Bruchstauchung $\varepsilon_{cc,u}$ decken sich mit denen des EC 2 [EC2-11] und haben Gültigkeit für normalfeste und hochfeste Betone. Die mehraxiale Druckfestigkeit $f_{cc,u}$ wird abhängig von der Querdruckspannung σ_2 nach Gl. 6-16 beziehungsweise nach Gl. 6-17 berechnet. $f_{c,u}$ beschreibt dabei die bereits in Abschnitt 6.5.3 beschriebene einaxiale Druckfestigkeit.

$$f_{cc,u} = f_{c,u} \cdot \left(1,0 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,u}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 6-16}$$

$$f_{cc,u} = f_{c,u} \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,u}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05 \cdot f_{c,u} \quad \text{Gl. 6-17}$$

Die mehraxiale Bruchstauchung $\varepsilon_{cc,u}$ wird mithilfe der Gl. 6-18 ermittelt, wobei $\varepsilon_{c,u}$ die einaxiale Bruchstauchung nach Abschnitt 6.5.3 darstellt.

$$\varepsilon_{cc,u} = \varepsilon_{c,u} \cdot \left(\frac{f_{cc,u}}{f_{c,u}} \right)^2 \quad \text{Gl. 6-18}$$

Die den absteigenden Ast beschreibende Stauchung $\varepsilon_{cc,85}$ wird mit Gl. 6-19 erfasst.

$$\varepsilon_{cc,85} = \varepsilon_{c,85} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,u}} \quad \text{Gl. 6-19}$$

In Bild 6-5 ist der Verlauf der mit den Gln. 6-16 bis 6-19 beschriebenen Spannungs-Stauchungs-Beziehung für einen mehraxial beanspruchten Beton dargestellt.

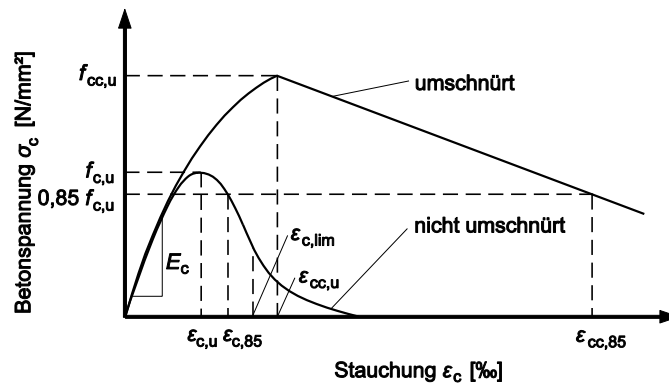


Bild 6-5: Spannungs-Stauchungs-Beziehung von einaxial und mehraxial beanspruchtem Beton nach [MC90-93]

6.5.5 Rheologisches Modell für Rechteckstützen

Für das rheologische Modell in Bild 6-3 werden die Spannungs-Stauchungs-Beziehungen aus den Abschnitten 6.5.2, 6.5.3 und 6.5.4 in Kraft-Stauchungs-Beziehungen umgerechnet. Während die dafür benötigte Fläche für den Traganteil der Längsbewehrung mit der Querschnittsfläche $A_{s,l}$ gegeben ist, wird für die Berechnung der wirksamen Flächen für die Traganteile des Betons ein Umschnürungsfaktor α eingeführt [MC90-93]. Der Umschnürungsfaktor α ist das Produkt aus den Reduktionsfaktoren α_n und α_s . Der Reduktionsfaktor α_n berücksichtigt die effektiv umschnürte Betonfläche in der Bügelebene und ist abhängig vom horizontalen Abstand der rückverankerten Längsstäbe b_1 und dem horizontalen Achsabstand der Bügelschenkel b_0 (Gl. 6-20).

$$\alpha_n = 1 - \frac{n \cdot (b_1^2/6)}{b_0^2} \quad \text{Gl. 6-20}$$

Der Reduktionsfaktor α_s berücksichtigt die effektiv umschnürte Fläche in vertikaler Richtung und ist abhängig vom Bügelabstand s_w in vertikaler Richtung und dem Achsabstand der Bügelschenkel b_0 in horizontaler Richtung (Gl. 6-21).

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_w}{2 \cdot b_0}\right)^2 \quad \text{Gl. 6-21}$$

Der Reduktionsfaktor $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ beschreibt das Verhältnis der kleinsten effektiv umschnürten Fläche zur durch die Bügel umfassten Kernfläche $A_{c,enc}$ der Stütze. Mithilfe des Umschnürungsfaktors α können die Betontraganteile durch die Gl. 6-22 rechnerisch beschrieben werden.

$$N_c = N_{c,c} + N_{cc,c} = \sigma_c(\varepsilon_c) \cdot (A_c - \alpha \cdot A_{c,enc}) + \sigma_{cc}(\varepsilon_c) \cdot \alpha \cdot A_{c,enc} \quad \text{Gl. 6-22}$$

Die gesamte von der Stütze aufnehmbare Last wird schließlich mithilfe der Gl. 6-23 ermittelt und setzt sich additiv aus dem Längsbewehrungstraganteil und dem Betontraganteil nach Gl. 6-22 zusammen.

$$N_{\text{gesamt}} = N_{s,l} + N_c = \sigma_s \cdot A_{s,l} + N_c \quad \text{Gl. 6-23}$$

6.5.6 Validierung mit Versuchsergebnissen

Zur Validierung des Modells wurden zunächst zwei Stützenversuche von STEVEN [Ste-14b] nachgerechnet. Die 60 cm hohen Stützenabschnitte haben einen quadratischen Querschnitt mit der Seitenlänge 20 cm. Die Stütze VK5 besteht aus einem normalfesten Beton C 25/30, einer Längsbewehrung von 4 $\phi 28$ und Bügeln mit einem Durchmesser von $\phi_{sw} = 8$ mm und einem Abstand von $s_w = 17$ cm. Die Stütze VK3 wurde aus einem hochfesten Beton C 80/95 hergestellt und hat abweichend von VK3 einen Bügelabstand von $s_w = 12$ cm.

Bild 6-6 zeigt die experimentell ermittelten und die mithilfe des rheologischen Modells generierten Kraft-Stauchungs-Beziehungen. Sowohl für die normalfeste als auch für die hochfeste Stütze kann die Traglast und das Nachbruchverhalten in guter Näherung abgebildet werden. Die Abweichungen in der Bruchstauchung beziehungsweise in der Steifigkeit vor Erreichen der Traglast sind auf die getroffenen Vereinfachungen des Modells zurückzuführen. Bei der Auswertung der Robustheit der Stützen mithilfe des $\beta_{1,33}$ -Faktors nach Gl. 6-3 können ebenfalls gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen erzielt werden. So ergibt sich für die Stütze VK5 aus der experimentellen Kraft-Stauchungs-Beziehung ein Wert von $\beta_{1,33,exp} = 0,90$ und aus der rechnerisch ermittelte Kurve ein Wert von $\beta_{1,33,cal} = 0,94$. In beiden Fällen wird die normalfeste Stütze also als robust eingestuft. Die für die hochfeste Stütze VK3 ermittelten Faktoren $\beta_{1,33,exp} = 0,39$ und $\beta_{1,33,cal} = 0,46$ charakterisieren die Stütze übereinstimmend als nicht robust. Die Validierung mit den Versuchsergebnissen zeigt,

dass das rheologische Modell in guter Näherung für die Erfassung des Trag- und Nachbruchverhaltens von gedungenen und weitgehend zentrisch belasteten Stahlbetonstützen verwendet werden kann.

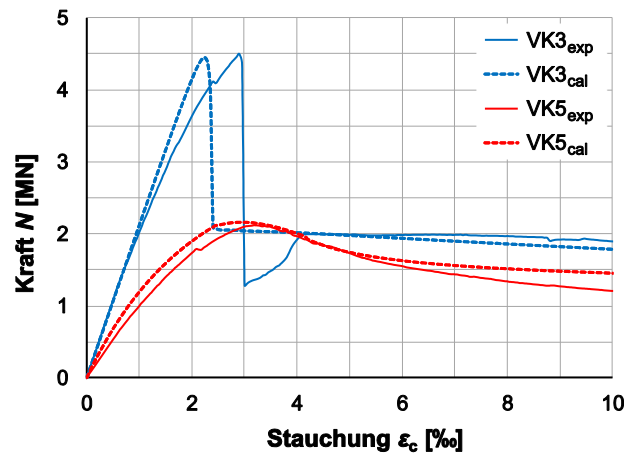


Bild 6-6: Validierung des rheologischen Modells mithilfe der Versuche aus [Ste-14b]

6.6 Bestimmung der Robustheit mithilfe des rheologischen Modells

6.6.1 Beispielstütze nach EC 2/NA

Am Beispiel einer zentrisch belasteten Innenstütze mit einer Länge von 2,85 m und einem quadratischen Grundriss mit der Seitenlänge von 35 cm (Bild 6-7) soll die Anwendung des rheologischen Modells untersucht werden. Die Stütze wird mit einer Normalkraft von $N_{Ed} = 3,5 \text{ MN}$ belastet. Die Konstruktionsregeln des EC 2/NA [EC2/NA-11] fordern mindestens vier Längsstäbe ($\phi_{min} = 12 \text{ mm}$) und die Einhaltung der Mindestbewehrung $A_{s,min}$ (Gl. 6-24). Für die Längsbewehrung werden 4 $\phi 20$ ($A_{s,l} = 12,6 \text{ cm}^2$) gewählt.

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{|N_{Ed}|}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{3,5 \text{ MN}}{435 \text{ MN/m}^2} \cdot 10^4 = 12,07 \text{ cm}^2 \quad \text{Gl. 6-24}$$

Der Bügeldurchmesser muss mindestens 6 mm und mindestens $0,25 \cdot \phi_l$ betragen. Hier wird ein Bügeldurchmesser von 8 mm verwendet. Für den Bügelabstand s_w wird der in Gl. 6-25 größte nach EC 2/NA [EC2/NA-11] zugelassene Abstand $s_{cl,tmax} = 240 \text{ mm}$ gewählt.

$$s_{cl,tmax} \leq \min \begin{cases} 12 \cdot \phi_l = 12 \cdot 20 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \\ a = 500 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 6-25}$$

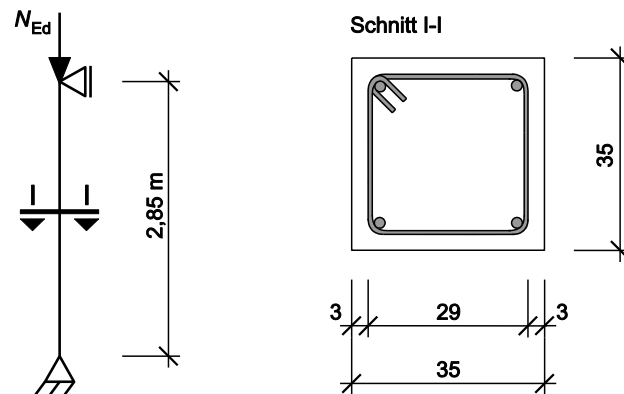


Bild 6-7: Statisches System und Querschnitt der Beispielstütze

6.6.2 Bewertung der Robustheit

Die Berechnung des Trag- und Nachbruchverhaltens für die Referenzkonfiguration ist in Bild 6-8 für einen normalfesten C 25/30 (a) und einen hochfesten C 80/95 (b) in Form der Kraft-Stauchungs-Beziehungen dargestellt. Die drei Traganteile sowie die maßgebenden Stauchungen ε_u bei Erreichen der Traglast und $1,33 \cdot \varepsilon_u$ zur Bewertung der Robustheit nach dem Ansatz von EMPELMANN & OETTEL [Emp-14b] aus Abschnitt 6.4.2 sind ebenfalls im Diagramm abgebildet. Für die normalfeste Stütze ergibt sich nach Gl. 6-3 ein Faktor von $\beta_{1,33} = 0,90$ und damit ein robustes Nachbruchverhalten. Die Auswertung der mit einem C 80/95 ausgeführten Stütze liefert $\beta_{1,33} = 0,22$, sodass die hochfeste Stütze, obwohl sie die konstruktiven Mindestanforderungen des EC 2/NA erfüllt, als nicht robust bezeichnet werden muss.

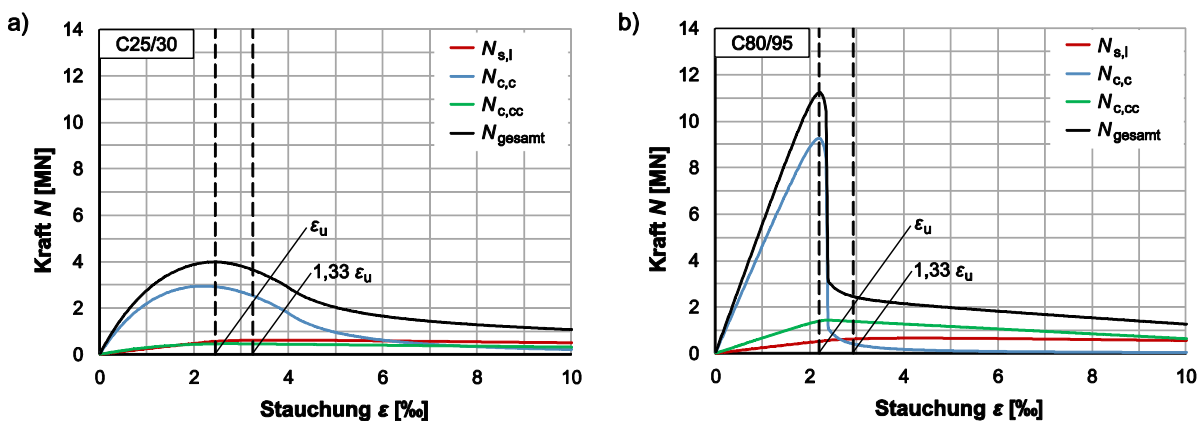


Bild 6-8: Berechnung des Trag- und Nachbruchverhaltens der Beispielstütze aus C 25/30 (a) und C 80/95 (b) mithilfe des rheologischen Modells

6.6.3 Parameterstudie und Beurteilung

Im Folgenden werden für die nicht robuste Stahlbetonstütze aus hochfestem Beton C 80/95 (Bild 6-8, b) die maßgebenden Stützenparameter verändert und deren Auswirkung auf das Trag- und Nachbruchverhalten analysiert. Die Auswertung der Robustheit erfolgt mithilfe der $\beta_{1,33}$ -Faktoren nach Gl. 6-3.

Den Einfluss der Querbewehrung zeigt Bild 6-9, wo sowohl die Bügelabstände (a) als auch der Bügeldurchmesser (b) variiert werden. Ein robustes Versagen ($\beta_{1,33} \geq 0,5$) kann für die vorliegende Stütze durch die alleinige Variation der Querbewehrung nicht erreicht werden. Es ist aber deutlich zu erkennen, dass eine Vergrößerung der Robustheit maßgeblich durch die Verringerung der Bügelabstände erreicht werden kann. So wird der $\beta_{1,33}$ -Faktor beispielsweise durch die Reduzierung der Bügelabstände von 24 cm auf 8 cm um etwa 80 % vergrößert, erreicht aber nicht die gewünschten $\beta_{1,33} = 0,5$. Die Vergrößerung des Bügeldurchmessers bei unverändertem Bügelabstand beeinflusst zwar die Höhe der Querdruckspannungen (Gl. 6-15), der $\beta_{1,33}$ -Faktor wird in diesem Beispiel aber nur geringfügig beeinflusst und bleibt weit von $\beta_{1,33} = 0,5$ entfernt.

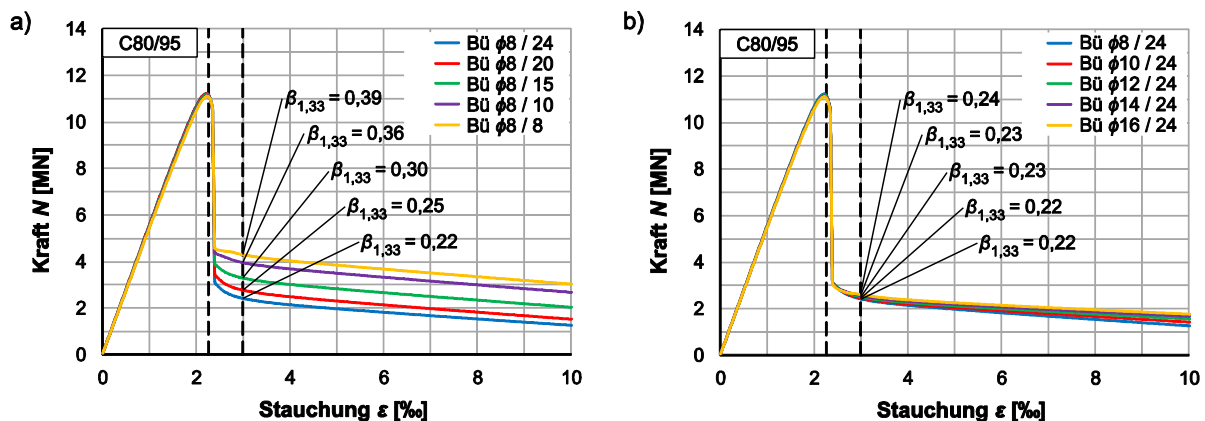


Bild 6-9: Trag- und Nachbruchverhalten der Beispielstütze bei Variation des Bügelabstands (a) und des Bügeldurchmessers (b)

Der Einfluss der Längsbewehrung auf das Trag- und Nachbruchverhalten der Beispielstütze wird in Bild 6-10 dargestellt. Für das vorliegende Beispiel werden die Stabdurchmesser der Längsbewehrung zwischen $\phi_1 = 20$ mm und $\phi_1 = 32$ mm variiert. Die Bügelbewehrung bleibt unverändert (Bü $\phi 8/24$). Es wird deutlich, dass neben einer Steigerung der Traglast auch eine Verbesserung der Robustheit eintritt. Durch die Verwendung des Stabdurchmessers $\phi_1 = 32$ mm anstelle von $\phi_1 = 20$ mm kann der $\beta_{1,33}$ -Faktor für das vorliegende Beispiel um etwa 40 % vergrößert werden; der Wert von $\beta_{1,33} = 0,5$ kann aber auch hier nicht erreicht werden.

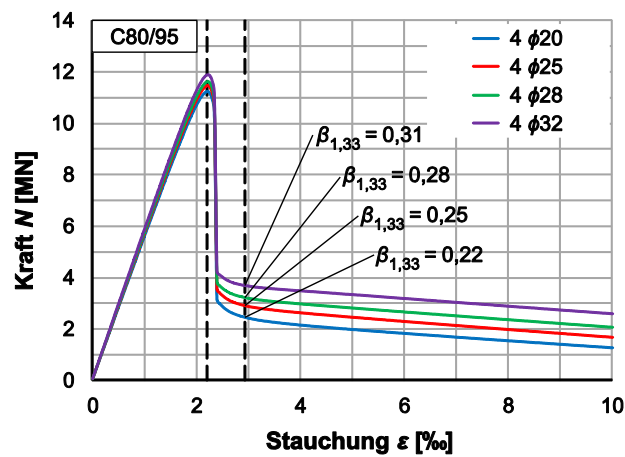


Bild 6-10: Trag- und Nachbruchverhalten der Beispielstütze bei Variation des Längsbewehrungsdurchmessers

Bild 6-11 zeigt die berechnete Kraft-Stauchungs-Beziehung für die betrachtete Stütze bei Verwendung von vier Längsstäben mit einem Stabdurchmesser von $\phi_l = 32$ mm ($A_{s,l} = 32,2$ cm²) und einer Bügelbewehrung von $\phi_w = 8$ mm und einem Abstand von $s_w = 8$ cm. Es ist gut zu erkennen, dass für die betrachtete Stütze aus hochfestem Beton durch Anpassung der Längs- und Querbewehrung jetzt ein robustes Bauteilverhalten generiert werden kann ($\beta_{1,33} = 0,51$). Hierfür sind jedoch deutlich größere Stabdurchmesser und kleinere Bügelabstände erforderlich, als es die Konstruktionsregeln des EC 2/NA derzeit verlangen.

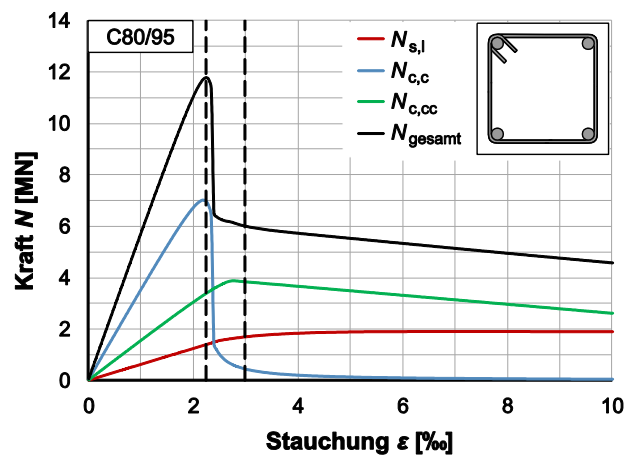


Bild 6-11: Trag- und Nachbruchverhalten der robusten Beispielstütze mit 4 Längsstäben (4 ϕ_{32} , Bügel $\phi_8/s_w = 8$)

Abschließend ist in Bild 6-12 eine mögliche Steigerung der Robustheit durch Anpassung der Anzahl der Längsstäbe aufgeführt. Die Beispielstütze enthält nun acht Längsstäbe mit einem Stabdurchmesser von $\phi_l = 20$ mm ($A_{s,l} = 25,1$ cm²), die alle durch die Verwendung von Zwischenbügeln rückverankert sind. Durch die gesteigerte Umschnürungswirkung in Querschnittsebene (Gl. 6-20) kann nun bei einem Bügelabstand von $s_w = 15$ cm ein $\beta_{1,33}$ -Faktor von 0,51 erreicht werden

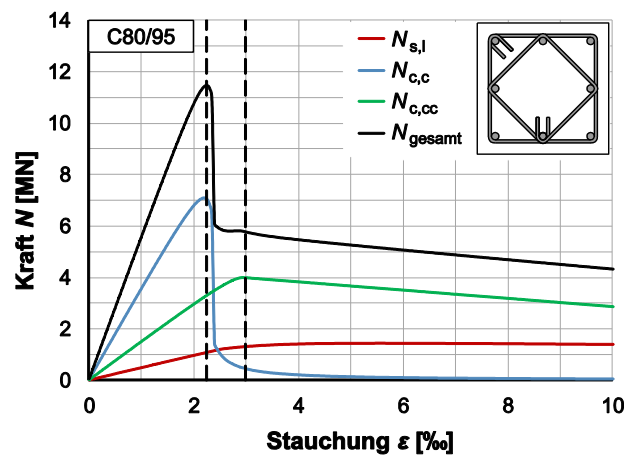


Bild 6-12: Trag- und Nachbruchverhalten der robusten Beispielstütze mit 8 Längsstäben ($8 \phi 20$, Bügel $\phi 8/s_w = 15$)

Die Beispielberechnungen für die gewählte Stütze unter Variation der maßgebenden Parameter zur konstruktiven Durchbildung zeigen erste Hinweise zur gezielten Steuerung der Robustheit von rechteckigen Stahlbetonstützen. Auf diese Weise wird auch sehr deutlich, dass eine Anpassung der konstruktiven Regeln für Stützen nach EC 2 insbesondere bei Verwendung von hochfestem Beton erforderlich ist, wenn ein robustes Bauteilverhalten gewünscht und sichergestellt werden soll. Anpassungen werden bei der Mindestlängsbewehrung $A_{s,min}$, der Mindestanzahl der Längsstäbe, dem maximalen Abstand zwischen rückverankerten Längsstäben und den maximalen Abständen der Querbewehrung $s_{cl,max}$ empfohlen.

6.7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Betrachtung der Robustheit eines gesamten Bauwerks ist die Kenntnis über das Verhalten der maßgebenden Tragglieder erforderlich. Die Einteilung von Tragwerken in Schadensfolge- und Robustheitsklassen ermöglicht den Baubeteiligten Festlegungen zur angestrebten Robustheit zu treffen. Im Rahmen dieses Beitrags wurde die Robustheit von Stahlbetonstützen thematisiert und Möglichkeiten zu deren Definition beschrieben. Dabei wurde der Ansatz mithilfe des $\beta_{1,33}$ -Faktors gewählt, der eine einfache, quantitative Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen ermöglicht. Grundsätzlich sollte aber in zukünftigen Untersuchungen auch eine Anpassung dieses Ansatzes und eine variable Festlegung, z. B. in Abhängigkeit der Schadensfolge- und Robustheitsklassen, bedacht werden.

Für die Beurteilung der Robustheit von nahezu zentrisch belasteten, gedrungenen Stahlbetonstützen wurde ein rheologisches Modell vorgestellt, das im Rahmen der Validierung eine gute Übereinstimmung mit Versuchswerten zeigte und auch problemlos in der Praxis angewendet werden kann. Anhand der Beispieluntersuchungen an einer Innenstütze wurde insbesondere bei Verwendung von hochfestem Beton ein deutlich nicht robustes Versagen identifiziert. Eine Parameterstudie zum Einfluss

wesentlicher Stützenparameter legt nachdrücklich eine Anpassung der Konstruktionsregeln für Druckglieder nach EC 2 nahe, wenn eine Äquivalenz zu normalfesten Betonen bzw. eine gewisse, performance-basierte Robustheit angestrebt wird.

Weiterführende Untersuchungen zur gezielten und quantifizierbaren Auslegung des Nachbruchverhaltens von gedrungenen sowie schlanken Stützen laufen derzeit am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig. Dazu werden neben weiteren modelltheoretischen Studien auch Auswertungen mit einer eigenen umfangreichen Datenbank zu Stützenversuchen sowie numerische Untersuchungen hinzugezogen.

7 Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen

Titel	Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen
Autoren	Martin Empelmann, Henrik Matz
Veröffentlichungstyp	Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums	Beton- und Stahlbetonbau (Ernst & Sohn)
ISSN (Online / Print)	1437-1006 / 0005-9900
DOI	10.1002/best.202000009
Ausgabe	Jahrgang 115, Heft 08
Seiten	566-575
Erscheinungsjahr	2020
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat einen wesentlichen Beitrag zum Konzept des Aufsatzes geleistet, das Finite-Elemente-Modell erstellt, numerische Simulationen durchgeführt, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

7.1 Abstract

Der Trend zu „leichten“, filigranen und ressourceneffizienten Tragwerken führt zu einer zunehmenden Struktur- und Materialoptimierung im Bauwesen. Parallel dazu gibt es eine Zunahme von Naturgefahren und sonstigen Bedrohungssituationen. Die verminderten Umlagerungsmöglichkeiten in Kombination mit der steigenden Gefahr von unplanmäßigen Einwirkungen können zu einer unzureichenden Tragwerksrobustheit führen. Ein Versagen des Gesamttragwerks aufgrund von Teilschäden muss verhindert werden. Die Robustheit der maßgebenden Einzelbauteile ist dabei von wesentlicher Bedeutung. Bei Stahlbetonstützen kann besonders bei Einsatz hochfester Betone trotz Einhaltung derzeitiger Regelungen zur konstruktiven Durchbildung ein robustes Verhalten nicht in jedem Fall sichergestellt werden. Der vorliegende Beitrag beschreibt zunächst unter Zuhilfenahme eines numerischen Stützenmodells das Tragverhalten sowie charakteristische Traganteile von Stahlbetonstützen. Ein praxisgerechtes mechanisches Modell wird vorgestellt, mit dem das Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen berechnet und die Robustheit bewertet werden kann. Anschließende Parameterstudien zeigen den Einfluss verschiedener Konstruktionsparameter auf die Robustheit und sind die Basis eines Diskussionsbeitrages für erste erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen.

Stichworte: Robustheit; Konstruktionsregeln; Stahlbetonstützen; Druckglieder; Umschnürung; Bügelabstand

Extended design rules for robust reinforced concrete columns

The trend towards lightweight, filigree and resource-efficient structures is leading to increasing structural and material optimization in civil engineering. Simultaneously, there is an increase of natural hazards and other threat situations. The reduced possibility of load redistribution in combination with the increasing risk of unplanned actions can lead to insufficient structural robustness. A failure of the entire structure due to partial failure must be prevented. The robustness of the decisive components is of major importance. For reinforced concrete columns, especially when using high-strength concrete, robust behaviour cannot be guaranteed in any case despite compliance with current regulations on structural design. This article describes the load-bearing behaviour and the load-bearing parts of reinforced concrete columns using a numerical model. A practical mechanical model is presented which allows the calculation of the post-cracking behaviour and thus the robustness of reinforced concrete columns. Following parameter studies show the influence of different parameters on the robustness and are the basis for the discussion of first extended design rules for robust reinforced concrete columns.

Keywords: robustness; detailing; reinforced concrete columns; compression members; confinement; stirrup spacing

7.2 Einleitung

Derzeitige Entwicklungen in der Forschung und Praxis des Stahlbetonbaus, wie beispielsweise der Einsatz hochfester und ultra-hochfester Betone [Ste-14a] oder additiver Fertigungstechniken [Klo-19], ermöglichen filigranes, materialsparendes und auch schnelles Bauen in hoher Qualität. Dem steht entgegen, dass optimierte Strukturen an Umlagerungsvermögen verlieren und Naturgefahren oder andere Bedrohungssituationen zu einer höheren Auftretenswahrscheinlichkeit von unplanmäßigen Einwirkungen führen. Um die Robustheit von Tragwerken dennoch sicher gewährleisten zu können, muss insbesondere die Resttragfähigkeit von Stahlbetonstützen im Nachbruchbereich kritisch untersucht werden. Untersuchungen am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig an normal- und hochfesten Stahlbetonstützen haben gezeigt, dass Stahlbetonstützen besonders bei Verwendung hochfester Betone (HPC) ein Defizit hinsichtlich ihrer Robustheit aufweisen [Emp-19b].

Der vorliegende Beitrag gibt zunächst einen kurzen Überblick über die Robustheit von Stahlbetonstützen und stellt ein numerisches Modell vor, welches das Tragverhalten sowie die dazugehörigen Traganteile von Stahlbetonstützen abbildet. Ein mechanisches Modell auf Basis der identifizierten Traganteile ermöglicht die Steuerung der Robustheit durch Anpassung der Konstruktionsparameter. Auf Basis einer Parameterstudie werden erste erweiterte Konstruktionsregeln formuliert, die ein robustes Verhalten von Stützen auch bei Verwendung von HPC ermöglichen können.

7.3 Robustheit von Stahlbetonstützen

Die Robustheit von Tragwerken wird im Eurocode 1 als die „Eigenschaft eines Tragwerks [definiert], Ereignisse wie Brand, Explosion, Anprall oder Folgen menschlichen Versagens so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen“ [EC1-10]. Die Erzielung eines robusten Systems kann durch eine Kombination verschiedener Maßnahmen erreicht werden. So können beispielsweise Redundanzen im Tragwerk geschaffen, verschiedene Versagensszenarios (z. B. Stützensausfall) berücksichtigt oder nicht erfassbare Einwirkungen konstruktiv abgedeckt werden [Har-07]. Eine wesentliche Voraussetzung für robuste Tragwerke sind robuste Einzelbauteile, die als Folge ihrer konstruktiven Durchbildung und der Auswahl von Materialien die Energie aus Einwirkungen ohne vollständiges Versagen absorbieren. Robuste Stahlbetonstützen müssen daher ein Versagen durch große Verformungen und Abplatzungen frühzeitig ankündigen. Bild 7-1 zeigt mögliche Tragwerksreaktionen bei unplanmäßiger Einwirkung beispielsweise in Form einer Explosion. Bei unplanmäßiger Überbelastung spröder Stahlbetonstützen kann sich das lokale Versagen durch große Teile des Bauwerks fortpflanzen (progressiver Kollaps). Robuste Stützen hingegen zeigen ein duktileres Materialverhalten, ermöglichen so eine weitere Lastaufnahme auch im Nachbruchbereich und können eine Kettenreaktion unterbinden.

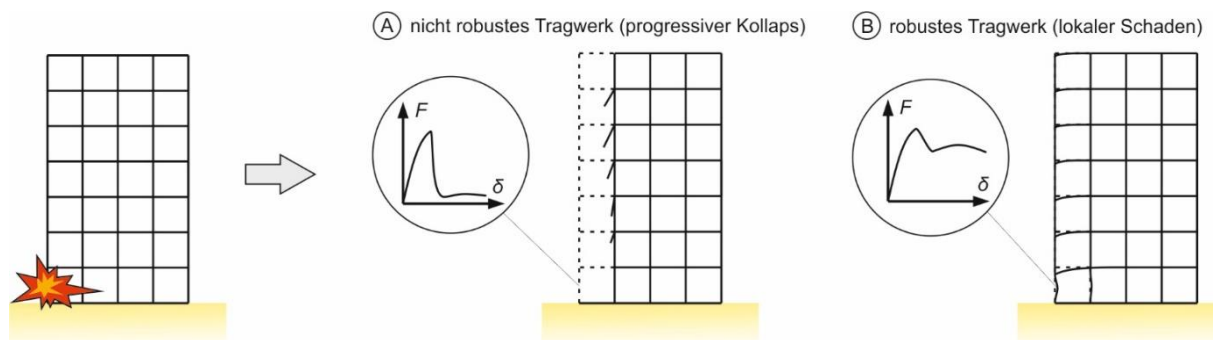


Bild 7-1: Reaktion des Tragwerks auf unplanmäßige Stützenbeanspruchung bei Verwendung spröder (A) und robuster (B) Stahlbetonstützen

Die Robustheit von Stahlbetonstützen kann z. B. über den Ansatz in [Emp-14b] mithilfe eines β_j -Faktors quantifiziert werden. Dabei beschreibt der β_j -Faktor in Gl. 7-1 das Verhältnis der zur Längsverformung $w_j = j \cdot w_u$ gehörenden Last F_j gegenüber der Traglast der Stütze F_u .

$$\beta_j = \frac{F_j}{F_u} \quad \text{Gl. 7-1}$$

Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wird in Anlehnung an [DIN-10] zunächst der Index $j = 1,33$ verwendet. Die Quantifizierung der Robustheit von Stützen ergibt sich damit analog zu Gl. 7-2.

$$\beta_{1,33} = \frac{F_{1,33}}{F_u} \quad \text{Gl. 7-2}$$

Für Stützen mit einem Faktor von $\beta_{1,33} \geq 0,5$ ergibt sich eine Einstufung als robuste Stütze. Stützen mit $\beta_{1,33} < 0,5$ werden als nicht robust bezeichnet. Für einen Robustheitsfaktor von $\beta_{1,33} > 1,0$ würde sogar ein verfestigendes Nachbruchverhalten vorliegen. Eine Resttragfähigkeit von 50 % wurde als ein anschaulicher Grenzwert gewählt, weil dann der Restquerschnitt nach Abzug der Teilsicherheitsbeiwerte nach EC 2 auf Einwirkungs- und Widerstandsseite (bzw. bei einem globalen Sicherheitsfaktor von $\gamma = 2,1$) noch ein Sicherheitsniveau aufweist, was in etwa der einfachen Sicherheit entspricht. Damit könnte die Stütze die einwirkenden Gebrauchslasten im Nachbruchbereich gerade noch abtragen.

Die Robustheit von Stahlbetonstützen kann über die konstruktive Durchbildung gesteuert werden. Aktuelle Regeln zur konstruktiven Durchbildung von Druckgliedern nach EC 2/NA [EC2-11] stellen für normalfeste Stützen ein robustes Bauteilverhalten weitestgehend sicher. Für HPC-Stützen konnte durch umfangreiche Versuchsreihen an hochfesten Stahlbetonstützen beispielsweise in [Hel-92] und [Cus-94] gezeigt werden, dass eine Anpassung der konstruktiven Regeln notwendig ist, wenn ebenfalls ein robustes Bauteilverhalten erzielt werden soll. Theoretische und numerische Untersuchungen in [Emp-20d] und [Mat-20] bestätigen die Annahme und geben erste Hinweise für die Anpassung der Konstruktionsregeln, um auch für hochfeste Stützen eine Robustheit von $\beta_{1,33} \geq 0,5$ sicherzustellen. Anpassungen werden bei der Mindestlängsbewehrung $A_{s,\min}$, der Mindestanzahl der Längsstäbe, dem maximalen Abstand zwischen rückverankerten Längsstäben und den maximalen Abständen der Querbewehrung $s_{cl,tmax}$ nahegelegt (Abschnitt 7.7).

7.4 Numerische Untersuchungen

7.4.1 FE-Modell zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Stahlbetonstützen

Um das Nachbruchverhalten von Stahlbetonstützen im Detail zu untersuchen und eine vertiefte Kenntnis über die mehrdimensionalen Spannungszustände in Stützen zu erhalten, wurde mit dem Programm DIANA FEA der Firma TNO [DIA-20] ein dreidimensionales FE-Stützenmodell entwickelt. Es handelt sich um ein geometrisch und physikalisch parametrisiertes FE-Modell, welches in Bild 7-2 (a) für eine Beispielkonfiguration dargestellt ist. Für die Diskretisierung wurden isoparametrische CHX60-Elemente mit 20 Knoten (Bild 7-2, b) mit einer Seitenlänge von 20 mm verwendet. Vergleichend wurden auch gröbere und feinere Elementdiskretisierungen gewählt, deren Einfluss jedoch vernachlässigbar war. Für die Längs- und Querbewehrung wurde das Konzept für in den Beton eingebettete Bewehrung (*engl.:*

embedded reinforcement) verwendet. Der Bewehrung wird also kein Volumen in der Stütze zugeordnet, stattdessen wird dem FE-Modell entsprechend der Anordnung der vorgesehenen Bewehrungselemente eine erhöhte Steifigkeit an entsprechenden Knoten hinzugefügt.

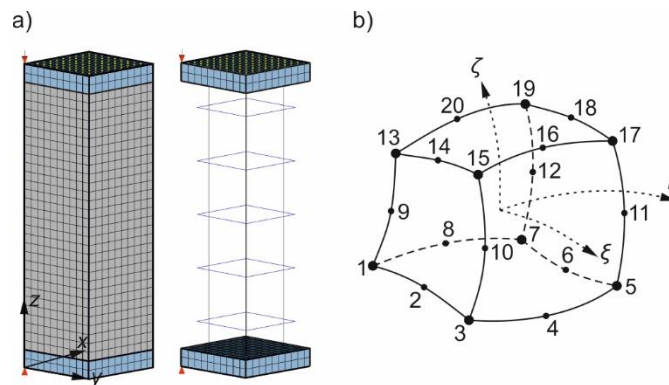


Bild 7-2: FE-Stützenmodell (a), CHX60-Element nach [DIA-20] (b)

Für die Bewehrung sowie die Lasteinleitungsplatten aus Stahl wurde die Fließbedingung von VON MISES mit Verfestigung nach Erreichen der Streckgrenze gewählt. Für die Modellierung des Betons wurde das vom Model Code 2010 [MC10-13] für mehraxiale Spannungszustände empfohlene elasto-plastische DRUCKER-PRAGER-Modell [Dru-52] verwendet. Das Zwei-Parameter-Modell zeichnet sich durch eine im Hauptspannungsraum kegelförmige Bruchfläche um die hydrostatische Achse mit Spitze im mehraxialen Zugbereich aus (Bild 7-3, a). Da das reine DRUCKER-PRAGER-Bruchkriterium die Betonzugfestigkeit deutlich überschätzt, wurde ein einfaches „tension cut-off“-Kriterium verwendet, welches sowohl im Hauptspannungsraum als auch in Deviatorebene in Bild 7-3 (a) und (b) erkennbar ist. Die DRUCKER-PRAGER-Fließfläche kann durch zwei Parameter beschrieben werden: die Kohäsion c sowie der innere Reibungswinkel ϕ . Um das Nachbruchverhalten einer Stütze abbilden zu können, wurde eine nichtlineare Beziehung zwischen einer internen Zustandsvariablen κ und der Kohäsion c analog zu Bild 7-3 (c) ermittelt (*engl.*: cohesion hardening). Diese wurde aus der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton nach [DIA-20] berechnet. Die Kohäsion c ergibt sich durch Gl. 7-3 mit den Parametern α_f und β nach Gln. 7-4 und 7-5.

$$c = \sigma_c \cdot \frac{1 - \alpha_f}{\beta} \quad \text{Gl. 7-3}$$

$$\alpha_f = \frac{2 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{Gl. 7-4}$$

$$\beta = \frac{6 \cdot \cos \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{Gl. 7-5}$$

Die interne Zustandsvariable κ ergibt sich aus der plastischen Betondehnung $\varepsilon_{pl} = \varepsilon_c - \varepsilon_{el}$ und dem Parameter α_g nach Gl. 7-7 wie folgt (Gl. 7-6):

$$\kappa = \frac{\sqrt{1 + 2 \cdot \alpha_g^2}}{1 - \alpha_g} \cdot \varepsilon_{pl} \quad \text{Gl. 7-6}$$

$$\alpha_g = \frac{2 \cdot \sin \psi}{3 - \sin \psi} \quad \text{Gl. 7-7}$$

Der Dilatanzwinkel ψ dient zur Beschreibung des Fließpotenzials, welches das Materialverhalten außerhalb des elastischen Bereichs charakterisiert, und ist als das Verhältnis von Volumendehnung zu Scherdehnung definiert. Während für Metalle überwiegend assoziierte Fließregeln ($\psi = \phi$) verwendet werden, sollten für poröse Werkstoffe wie Beton nicht-assozierte Fließregeln ($\psi < \phi$) angewendet werden [Kue-15]. Sowohl für den Dilatanzwinkel als auch den Reibungswinkel können nichtlineare Ver- bzw. Entfestungsverläufe eingegeben werden. Im Rahmen des vorliegenden Beitrages werden beide Winkel als konstant angenommen. Der Reibungswinkel ϕ kann in guter Näherung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vorgegeben werden. Experimentelle Untersuchungen in [Özt-16] zeigen, dass sich eine annähernd lineare Beziehung zwischen Reibungswinkel ϕ und Betondruckfestigkeit f_{cm} einstellt. Während normalfeste Betone einen Reibungswinkel von 27° und 33° haben, steigen diese bei hochfesten Betonen bis auf etwa 40° an. Der Dilatanzwinkel ψ ist bei Betonen deutlich geringer als der innere Reibungswinkel und ist nach [Ver-98] zwischen 0° und 20° groß. Im Folgenden wird ein konstanter Dilatanzwinkel von 15° verwendet.

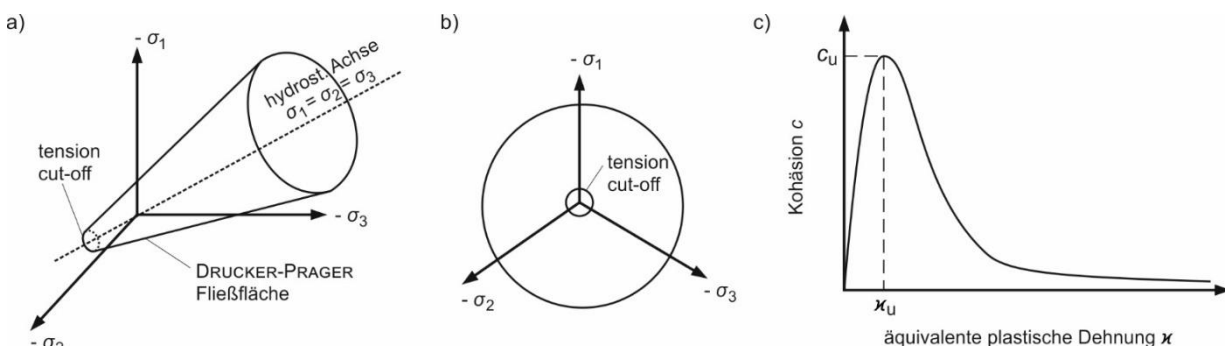


Bild 7-3: DRUCKER-PRAGER-Modell im 3D Hauptspannungsraum (a) und in der Deviatorebene (b), Verlauf der Kohäsion über die äquivalente plastische Dehnung (c)

Die numerischen Berechnungen wurden verformungsgesteuert mit einer zentrischen Verschiebung von zunächst 0,025 mm pro Lastschritt bis kurz vor Erreichen der Traglast durchgeführt, anschließend wurde die Belastungsrate auf 0,005 mm pro Lastschritt im Nachbruchbereich reduziert. Als Lösungsverfahren wurde ein iteratives Lösungsverfahren mit konstanter, linearisierter Steifigkeitsmatrix verwendet. Dieses Verfahren hat sich in vergleichenden Untersuchungen für das vorgestellte Modell als besonders effizient und robust erwiesen.

7.4.2 Nachrechnung von Stützenversuchen und erste Auswertungen mithilfe des FE-Modells

Um die Spannungsverhältnisse im Inneren von konventionell bewehrten Druckgliedern zu veranschaulichen und eine erste Validierung des FE-Modells vorzunehmen, wurden zunächst zwei Stützenversuche aus [Ste-14b] nachgerechnet. Die 60 cm hohen Stützenabschnitte haben einen quadratischen Querschnitt mit der Seitenlänge von $a = 20$ cm. Die Stütze VK 5 besteht aus einem normalfesten Beton C 25/30 ($f_{cm} = 30,3$ N/mm²), einer Längsbewehrung von 4 Ø28 und Bügeln mit einem Durchmesser von $\phi_w = 8$ mm und einem Abstand von $s_{cl,t} = 17$ cm. Die Stütze VK 3 ist baugleich zu Stütze VK 5, wurde jedoch aus einem hochfesten Beton C 80/95 ($f_{cm} = 90,9$ N/mm²) hergestellt und hat abweichend von VK3 einen Bügelabstand von $s_{cl,t} = 12$ cm.

Bild 7-4 stellt die experimentell ermittelten Kraft-Stauchungs-Beziehungen (durchgezogene Linien) den mithilfe des FE-Modells ermittelten Kurven (gestrichelte Linien) gegenüber. Für die hochfeste Stütze VK3 kann die Traglast und das Nachbruchverhalten in sehr guter Näherung abgebildet werden. Für die normalfeste Stütze VK5 wird die Kraft-Stauchungs-Beziehung in der numerischen Nachrechnung etwas überschätzt. Dies liegt zum Teil daran, dass ein Ausknicken der Längsbewehrung zwischen den Bügellagen mit dem FE-Modell nicht abgebildet wird. Ein weiterer Grund für eine Überschätzung kann das verwendete DRUCKER-PRAGER-Modell ohne Kappe sein, bei welchem sich der Kegel der Fließfläche im Druckbereich bis ins Unendliche fortsetzt (Bild 7-3, a).

Die Spannungsplots in Bild 7-4 zeigen an vier charakteristischen Punkten der Kraft-Stauchungs-Beziehung der Stütze VK3 die Spannungszustände im Inneren der Stütze. Diese zeigen die Druckspannungen in z-Richtung σ_{zz} im Bereich des mittleren Bügels der Stütze VK3. Während des zu Beginn nahezu linearen Anstiegs der Kraft-Stauchungs-Beziehung sind die Druckspannungen etwa konstant über den gesamten Querschnitt. Bei Erreichen der Traglast nehmen die Druckspannungen der Längsstäbe im Vergleich zum umliegenden intakten Beton bereits zu. Nach Erreichen der Traglast ist eine deutliche Umschnürungswirkung zu erkennen, die in Bild 7-4 durch Markierungen (durchgezogene Linien) hervorgehoben ist. Es ist erkennbar, dass der umschnürte Betonkern sowie die Längsbewehrung die Last im Nachbruchbereich abtragen und die nicht umschnürte Betondeckung zunehmend ihren Anteil am Lastabtrag verliert. Letzteres deckt sich mit den Versuchsbeobachtungen, wo es im Nachbruchbereich zu großflächigen Abplatzungen der Betondeckung kommt.

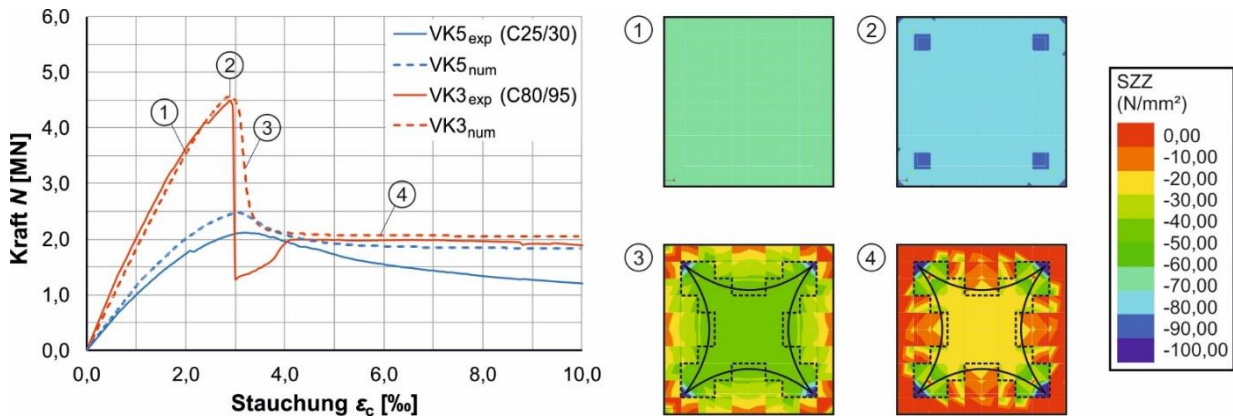


Bild 7-4: Validierung des FE-Modells (a), Konturplots der Druckspannungen σ_{zz} auf Höhe der mittigen Bügelage (b)

Die numerischen Untersuchungen erklären die Spannungsentwicklungen in einer Stahlbetonstütze bis in den Nachbruchbereich und zeigen, dass sich die aufnehmbare Stützenkraft aus drei Traganteilen – Längsbewehrung, nicht umschnürte Betondeckung und umschnürter Betonkern – zusammensetzt. Dazu sind in Bild 7-5 die drei numerisch ermittelten Traganteile für die zwei Beispielstützen grafisch dargestellt. Die Fläche des umschnürten Betonkerns umfasst dabei vereinfacht die in Bild 7-4 gestrichelt eingefassten Elemente. Auf eine detaillierte Auswertung der effektiven Flächen wird in [Emp-19b] eingegangen. Die Längsbewehrung beginnt unmittelbar nach Erreichen der Traglast zu fließen und nimmt für die dargestellten Konfigurationen im Nachbruchbereich den größten Teil der Last auf. Der Traganteil des umschnürten Betonkerns ist bei der Stütze VK3 aufgrund der kleineren Bügelabstände sowie der höheren Betondruckfestigkeit größer als bei VK5. Der Traganteil aus nicht umschnürter Betondeckung fällt bei Verwendung des HPC in der Stütze VK3 nach Erreichen der Traglast sehr stark ab, während der normalfeste Beton der Stütze VK5 ein deutlich gemäßigeres Nachbruchverhalten zeigt. Insgesamt konnten mit dem numerischen Modell wertvolle und weitergehende Erkenntnisse zu den Spannungszuständen im Innern von Stützen und den Tragmechanismen im Nachbruchbereich gewonnen werden.

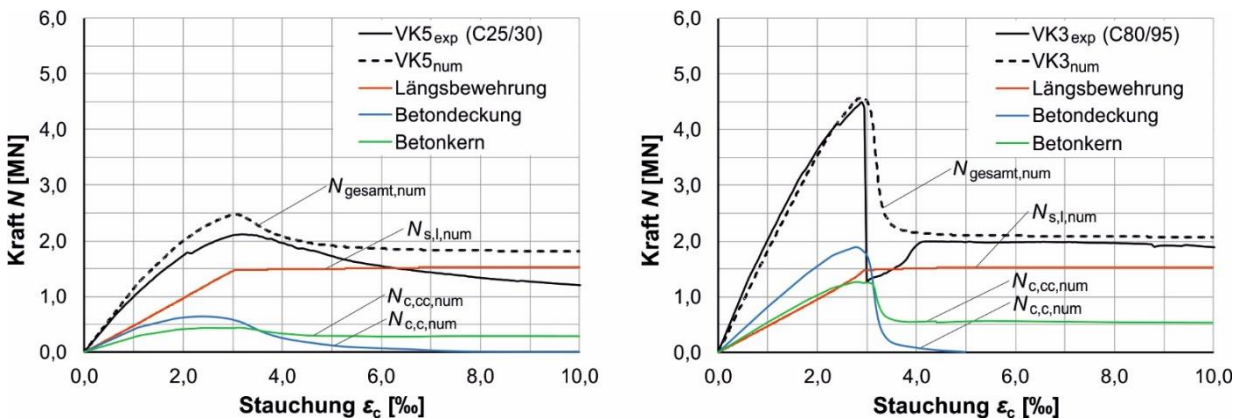


Bild 7-5: Darstellung der numerisch ermittelten Traganteile von Stahlbetonstützen am Beispiel der Stütze VK5 (links) und der VK3 (rechts)

7.5 Mechanisches Modell zur Berechnung der Robustheit

7.5.1 Allgemeines

Für das mechanische Modell werden die in Abschnitt 7.4.2 beschriebenen Traganteile für den Betonkern, die Betondeckung und die Längsbewehrung getrennt voneinander betrachtet. Die drei Anteile werden in parallel geschalteten Federn durch deren Last-Dehnungs-Beziehungen berücksichtigt und bilden basierend auf einem Gleichgewicht der Verformungen in Summe die Gesamtlast der Stütze (Gl. 7-8).

$$N_{\text{gesamt}}(\varepsilon) = N_{s,l}(\varepsilon_s) + N_{c,c}(\varepsilon_c) + N_{c,cc}(\varepsilon_c) \quad \text{Gl. 7-8}$$

Hierbei beschreibt $N_{s,l}(\varepsilon_s)$ die Last-Dehnungs-Beziehung der Längsbewehrung, $N_{c,c}(\varepsilon_c)$ die der nicht umschnürten Betondeckung und $N_{c,cc}(\varepsilon_c)$ die des umschnürten Betonkerns. Für die Kennlinie der Längsstäbe wird die Spannungs-Stauchungs-Beziehung nach MANDER [MAN-83] verwendet. Das Knickverhalten wird durch eine Abminderung der Spannungen nach DHAKAL & MAEKAWA [Dha-02a] berücksichtigt. Während für die nicht umschnürte Betondeckung die einaxiale Spannungs-Stauchungs-Beziehung verwendet wurde, wird der umschnürte Betonkern durch die mehraxiale Spannungs-Stauchungs-Beziehung des Model Code 1990 [MC90-93] beschrieben. Für eine ausführliche Beschreibung der Traganteile wird auf [Emp-19b] verwiesen. Mithilfe eines Umschnürungsfaktors, der das Verhältnis von umschnürter Fläche zu nicht umschnürter Fläche charakterisiert, können die Spannungs-Stauchungs-Beziehungen in Kraft-Stauchungs-Beziehungen umgerechnet werden.

7.5.2 Validierung des mechanischen Modells

Zunächst soll das mechanische Modell an denselben Stützenversuchen validiert werden, wie sie oben für das FE-Modell verwendet wurden. Bild 7-6 zeigt die experimentellen Kraft-Stauchungs-Beziehungen (durchgezogene Linie) und die mathematisch ermittelten Kurven (gestrichelte Linie) für die normalfeste Stütze VK5 (links) und die hochfeste Stütze VK3 (rechts). Die Traglast N_u mit entsprechender Bruchstauchung sowie die aufnehmbare Kraft und Stauchung im Nachbruchbereich können in guter Näherung abgebildet werden. Die Bewertung der Robustheit mit dem $\beta_{1,33}$ -Faktor nach Gl. 7-2 zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen des Versuchs. Für die normalfeste Stütze VK5 ergibt sich sowohl experimentell ($\beta_{1,33,\text{exp}} = 0,90$) als auch berechnet ($\beta_{1,33,\text{cal}} = 0,94$) ein robustes Nachbruchverhalten ($\beta_{1,33} \geq 0,5$). Die hochfeste Stütze VK3 erreicht trotz des verringerten Bügelabstands nur $\beta_{1,33,\text{exp}} = 0,39$ und kann damit nicht als robust eingestuft werden. Das mechanische Modell berechnet hierfür $\beta_{1,33,\text{cal}} = 0,46$, was zur gleichen Einschätzung führt. Weiterhin sind die drei Traganteile von Stahlbetonstützen analog zu Bild 7-5 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Traganteile im Nachbruchbereich sowohl in

Größenordnung als auch Verlauf sehr ähnlich einstellen. Die unterschiedlichen Einschätzungen der Traganteile bis zur Traglast sind hauptsächlich auf die vereinfachte Definition des Kernbetons in der numerischen Auswertung zurückzuführen.

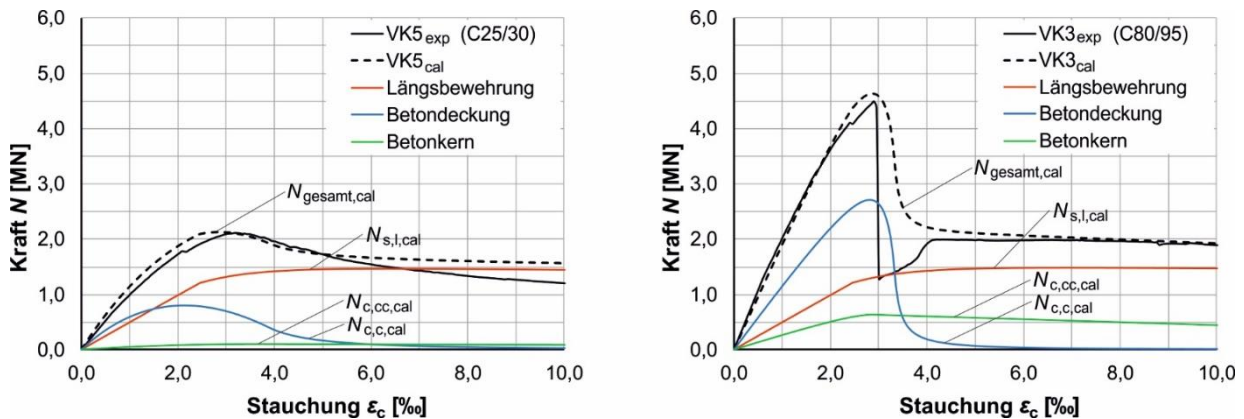


Bild 7-6: Validierung des mechanischen Modells sowie Darstellung der berechneten Traganteile für die Stütze VK 5 (links) und der VK3 (rechts)

7.5.3 Anwendung des mechanischen Modells an einer Stützendatenbank

Um die Güte des mechanischen Modells weitergehend zu überprüfen, wurde zunächst eine Stützendatenbank mit insgesamt 680 Stützenversuchen aufgebaut. Für die eigentliche Untersuchung wurde dann eine nach folgenden Auswahlkriterien reduzierte Datenbank verwendet:

- Stützenversuche mit Längs- und Bügelbewehrung
- Jede Buegelecke von mindestens einem Längsstab gehalten
- Stützen aus normal- und hochfestem Beton ohne Fasern
- Zentrische Lasteinleitung

Nach Filterung mit den oben genannten Kriterien verbleiben noch insgesamt 45 Stützenversuche ([Hel-92], [Cus-94], [Ste-14b], [Pau-05], [Sim-95]). Die Tests der Datenbank umfassen Betondruckfestigkeiten von $f_{cm} = 33,6 \text{ N/mm}^2$ bis $f_{cm} = 110,3 \text{ N/mm}^2$. Die Abmessungen der quadratischen Stützen liegen zwischen $a = 13,0 \text{ cm}$ und $23,5 \text{ cm}$. Weiterhin werden Längsbewehrungsgrade zwischen $\rho_l = 0,67 \%$ und $6,16 \%$ und Querbewehrungsgrade zwischen $\rho_w = 0,50 \text{ Vol.-%}$ und $4,96 \text{ Vol.-%}$ mit Hilfe der drei verschiedenen Bügelkonfigurationen Typ A, B und C untersucht, die auf der rechten Seite von Bild 7-7 dargestellt sind.

Die im Modell anzusetzende Druckfestigkeit konnte entweder auf Grundlage von Begleitkörperversuchen ermittelt werden oder musste, wenn nicht dokumentiert, aus den Stützenversuchen selbst zurückgerechnet werden. Die Unterschiede zwischen beiden Vorgehensweisen sind aufgrund geometrischer Effekte, unterschiedlicher Belastungsraten und weiteren Einflussgrößen teilweise groß. Um einheitliche Beurteilungen der Robustheit zu erhalten, wurden vereinfacht die aus den Stützenversuchen berechneten Druckfestigkeiten verwendet. Bild 7-7 zeigt den Vergleich der

rechnerisch sowie experimentell ermittelten Traglasten und $\beta_{1,33}$ -Faktoren sowie die statistischen Kennwerte für die Verhältnisse $N_{u,exp}/N_{u,cal}$ und $\beta_{1,33,exp}/\beta_{1,33,cal}$ (n = Anzahl der Wertepaare, m = Median, v = Variationskoeffizient, $Q_{0,95}$ = 95 %-Quantil, $Q_{0,05}$ = 5 %-Quantil). Die Gegenüberstellung der Traglasten zeigt, wie aufgrund der angenommenen Druckfestigkeiten zu erwarten, eine sehr gute Übereinstimmung ($m = 0,99$). Bei dem Vergleich der $\beta_{1,33}$ -Faktoren wird deutlich, dass auch hier eine relativ gute Übereinstimmung zwischen experimentellen bzw. numerischen Werten erzielt werden kann ($m = 1,07$). Die Stützen mit der Bügelkonfiguration Typ B ($m = 1,09$) oder Typ C ($m = 1,07$) mit acht bzw. zwölf rückverankerten Längsstäben weisen dabei etwas größere Abweichungen auf als die Stützen des Typs A mit vier Längsstäben ($m = 1,04$). Insgesamt zeigt die Anwendung des mechanischen Modells auf Stützenversuche aus der Fachliteratur auch im Nachbruchverhaltens eine gute Vorhersagegenauigkeit.

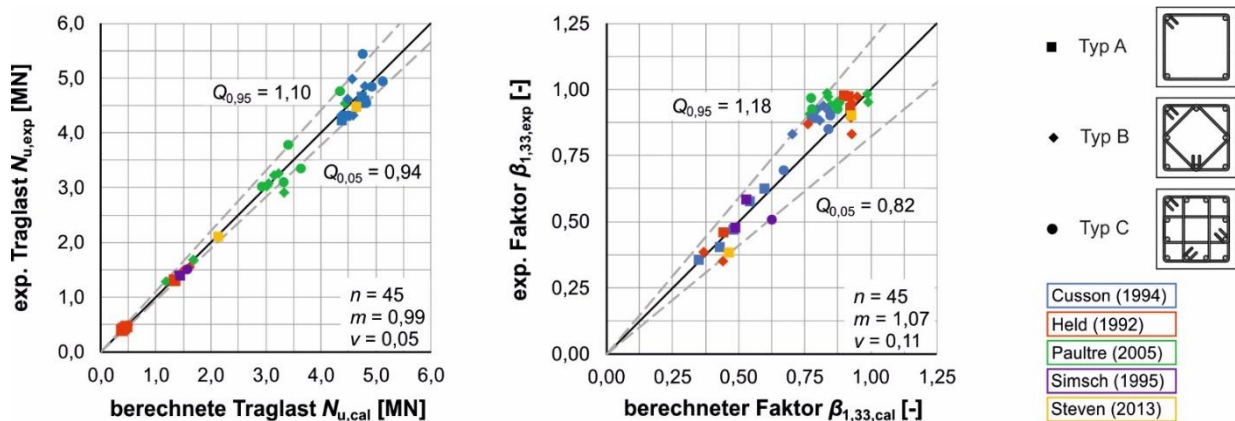


Bild 7-7: Anwendung des mechanischen Modells an der Stützendatenbank: Vergleich der Traglasten (links) sowie der $\beta_{1,33}$ -Faktoren (rechts)

7.6 Parameterstudie

Mit dem mechanischen Modell wird im Folgenden eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss einzelner Konstruktionsparameter darzulegen. Untersuchungen in [Emp-19b] und [Emp-20d] haben gezeigt, dass eine sehr effiziente Steuerung der Robustheit über die Anzahl der rückverankerten Längsstäbe sowie den Bügelabstand möglich ist. Bild 7-8 zeigt die qualitative Zunahme der Umschnürungswirkung durch Anpassung zuvor genannter Parameter. Im Folgenden konzentriert sich die Auswertung daher auf die Querbewehrung und die Frage, inwiefern die bestehenden Regeln zur konstruktiven Durchbildung von Stahlbetonstützen ein robustes Nachbruchverhalten sicherstellen.

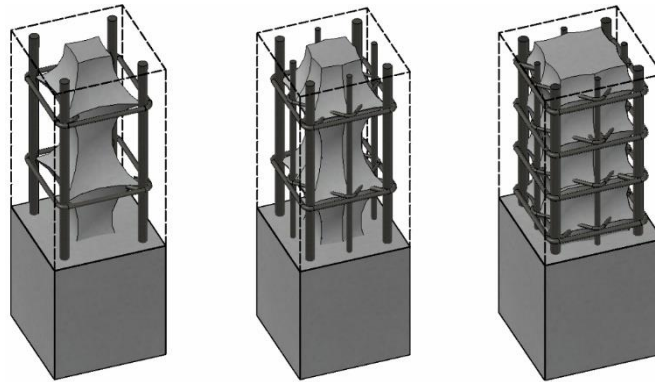


Bild 7-8: Umschnürter Betonkern von zentrisch belasteten Stahlbetonstützen

Die konstruktiven Vorschriften für die Querbewehrung sehen derzeit einen Mindestbügeldurchmesser von $\phi_{w,\min} = 6 \text{ mm}$ bzw. einem Viertel des maximalen Längsbewehrungsdurchmessers vor. Der maximale Bügelabstand $s_{cl,tmax}$ wird im Eurocode 2 nach Gl. 7-9 geregelt.

$$s_{cl,tmax} \leq \min \begin{cases} 20 \cdot \phi_1 \\ \min\{h, b\} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 7-9}$$

Der deutsche Nationale Anhang zum Eurocode 2 [EC2-11] regelt für den maximalen Bügelabstand strengere Bedingungen (Gl. 7-10).

$$s_{cl,tmax} \leq \min \begin{cases} 12 \cdot \phi_1 \\ \min\{h, b\} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Gl. 7-10}$$

Für die Parameterstudie werden zentrisch belastete, quadratische Stahlbetonstützen mit den Seitenlängen $a = 25 \text{ cm}$, $a = 35 \text{ cm}$ und $a = 45 \text{ cm}$ mit den möglichen Bügelkonfigurationen Typ A mit einer Anzahl von rückverankerten Längsstäben $n_1 = 4$, Typ B mit $n_1 = 8$ und Typ C mit $n_1 = 12$ (siehe Bild 7-7, rechts) betrachtet. Da der Bügeldurchmesser einen nur geringen Einfluss auf die Robustheit hat [Ste-14a], wird dieser konstant zu $\phi_w = 8 \text{ mm}$ gesetzt. Weiterhin wird ein Längsbewehrungsdurchmesser von $\phi_1 = 20 \text{ mm}$ verwendet, so dass stets die erste Bedingung der Gl. 7-9 bzw. Gl. 7-10 maßgebend wird. Bild 7-9 beschreibt daher den Einfluss des Verhältnisses $s_{cl,t}/\phi_1$ durch Variation des Bügelabstands $s_{cl,t}$ für eine Stütze mit der Seitenlänge $a = 25 \text{ cm}$ (links) und $a = 35 \text{ cm}$ (rechts). In Bild 7-10 wird dieser Zusammenhang für eine Seitenlänge von $a = 45 \text{ cm}$ dargestellt. Bei den Linien handelt es sich um Grenzlinien für Konfigurationen, die zu $\beta_{1,33} = 0,5$ führen. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Bügelabstand mit steigender Betondruckfestigkeit und der gleichzeitig zunehmenden Sprödigkeit des Betons deutlich kleiner werden muss, um $\beta_{1,33} = 0,5$ einzuhalten

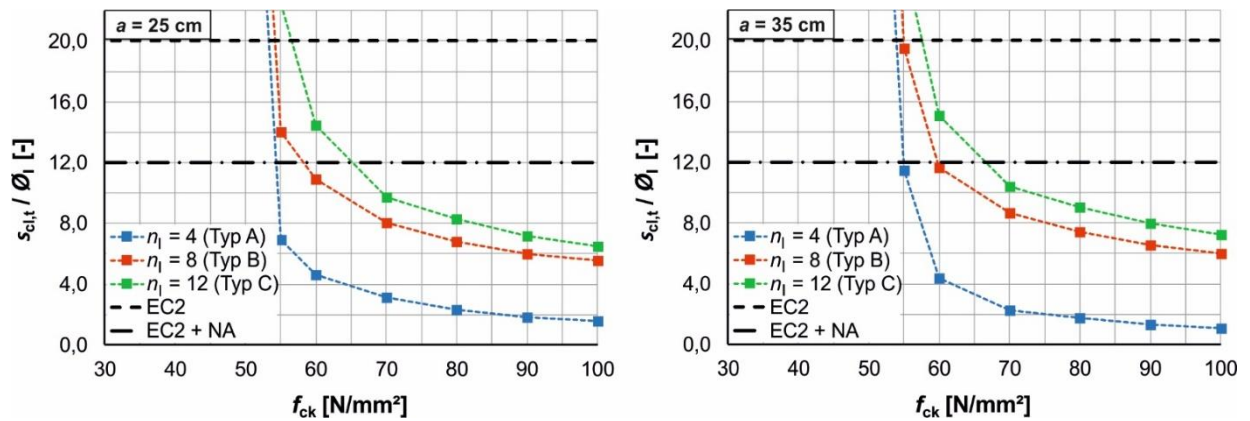


Bild 7-9: Erforderlicher Bügelabstand $s_{cl,t}/\phi_1$ für robuste Stahlbetonstützen mit der Seitenlänge $a = 25$ cm (links) und $a = 35$ cm (rechts)

Der Vergleich der Diagramme in Bild 7-9 und Bild 7-10 verdeutlicht außerdem, dass Stützen mit großen Abmessungen aufgrund des größeren Verhältnisses von Kernfläche zu Gesamtfläche etwas robuster sind und daher größere Bügelabstände ausreichen, um ein robustes Nachbruchverhalten zu generieren. Nach EC 2/NA sind für quadratische Stützen mit $a \geq 40$ cm immer mindestens acht Längsstäbe notwendig, sodass eine Auswertung des Typs A in Bild 10 entfällt, wobei anzumerken ist, dass es diese Begrenzung im EC 2 nicht gibt.

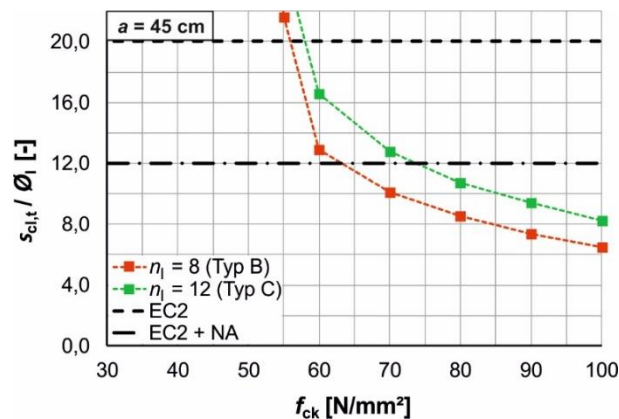


Bild 7-10: Erforderlicher Bügelabstand $s_{cl,t}/\phi_1$ für robuste Stahlbetonstützen mit der Seitenlänge $a = 45$ cm

7.7 Mögliche Anpassungen der Konstruktionsregeln für robuste Stützen

Die Parameterstudie zeigt, dass die konstruktiven Regeln nach EC 2/NA bei Verwendung hochfester Betone nicht in jedem Fall ausreichend sind, um ein robustes Bauteilverhalten ($\beta_{1,33} \geq 0,5$) sicherzustellen. Außerdem wird deutlich, dass eine diesbezügliche Erweiterung der Konstruktionsregeln für Stützen über eine Anpassung der Querbewehrung möglich ist. Bild 7-11 zeigt dies am Beispiel der Beispielstütze mit $a = 35$ cm und führt in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit zu einer stufenförmigen Anpassung der Bügelbewehrung. Während für normalfeste Betone $f_{ck} \leq 50$ N/mm² die bestehenden Regelungen nach Gl. 7-10 ausreichend sind, sollten für hochfeste

Betone $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$ sowohl ein Wechsel der Bügelkonfiguration (mindestens Typ B) als auch eine Staffelung des Bügelabstandes in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vorgenommen werden.

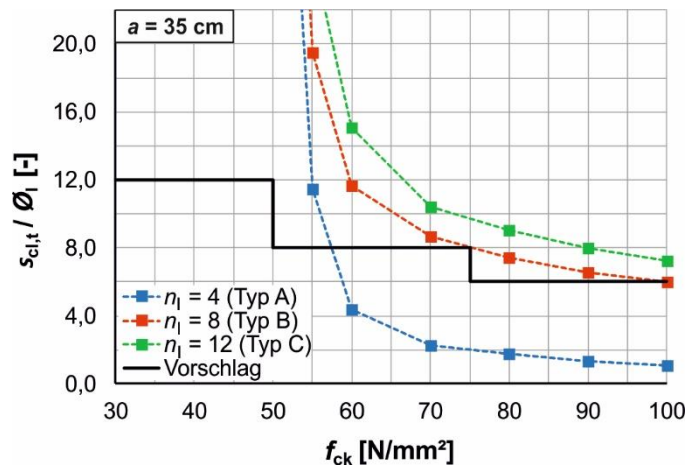


Bild 7-11: Vorschlag zur Anpassung der erforderlichen Bügelabstände für robuste Stahlbetonstützen

In der Tabelle 7-1 ist die vorgeschlagene Anpassung der Konstruktionsregeln für robuste Stützen ($\beta_{1,33} = 0,5$) zusammengefasst. Die im Vergleich zu bestehenden Regelungen des EC 2/NA [EC2-11] angepassten Parameter sind rot markiert.

Tabelle 7-1: Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stützen durch Anpassung der Querbewehrung

Betondruckfestigkeitsklasse	Längsbewehrung	Querbewehrung
$f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$	$\phi_{l,min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,min} = 4 \text{ Stäbe (Typ A)}$	$\phi_w \geq \begin{cases} 0,25 \cdot \phi_1 \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$ $s_{cl,t,max} \leq \begin{cases} 12 \cdot \phi_1 \\ \min\{h; b\} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$
$50 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} < 75 \text{ N/mm}^2$	$\phi_{l,min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,min} = 8 \text{ Stäbe (Typ B)}$	$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$ $s_{cl,t,max} \leq \begin{cases} 8 \cdot \phi_1 \\ 2/3 \cdot \min\{h; b\} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$
$75 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} < 100 \text{ N/mm}^2$	$\phi_{l,min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,min} = 8 \text{ Stäbe (Typ B)}$	$\phi_w \geq 8 \text{ mm}$ $s_{cl,t,max} \leq \begin{cases} 6 \cdot \phi_1 \\ 1/2 \cdot \min\{h; b\} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$

Bei Verwendung von Tabelle 7-1 ist zu beachten, dass sich aufgrund der Validierung des mechanischen Modells sowie der Parameterstudie die vorgenannten Vorschläge zunächst an quadratische Stützenquerschnitte mit zentrischer Belastung richten. Außerdem kann alternativ zur reinen Anpassung der Regeln für die Querbewehrung durch eine Erhöhung der Mindestlängsbewehrung $A_{s,min}$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit eine moderatere Anpassung der Bügelabstände erreicht werden.

7.8 Zusammenfassung und Ausblick

Für die Bewertung der Robustheit von Tragwerken ist die Kenntnis des Nachbruchverhaltens maßgebender Einzelbauteile von wesentlicher Bedeutung. Im Rahmen dieses Beitrages wird die Robustheit von Stahlbetonstützen untersucht. Ein numerisches Modell veranschaulicht zunächst das Tragverhalten sowie die wesentlichen Traganteile von Stahlbetonstützen. Darauf aufbauend wird ein praxisgerechtes mechanisches Modell vorgestellt und validiert, welches für eine Parameterstudie zum Einfluss der Querbewehrung auf die Robustheit verwendet wird. Letztere verdeutlicht, dass beim Einsatz von HPC Anpassungen der derzeitigen Konstruktionsregeln erforderlich sind, wenn robuste Stützen konstruiert werden sollen. Abschließend wird aufgezeigt, wie erweiterte Konstruktionsregeln zur Durchbildung der umschnürenden Querbewehrung für robuste Stützen formuliert werden könnten.

Grundsätzlich ist aber festzuhalten, dass die konstruktive Durchbildung von robusten Stützen über viele Wege erreichbar ist. So lassen sich beispielsweise sehr kleine Bügelabstände, die zu einem erhöhten Verlegeaufwand oder zu Einschränkungen der Verarbeitbarkeit bei der Betonage führen können, durch höhere Längsbewehrungsgrade oder auch eine hochfeste Längsbewehrung mit großen Stabdurchmessern kompensieren. Außerdem ist der Anwendungsbereich der erweiterten Konstruktionsregeln in Bezug auf die Schlankheit von Stützen zu beachten. Hierzu werden derzeit umfangreiche numerische Untersuchungen mit dem vorgestellten FE-Modell durchgeführt, worin untersucht werden soll, inwieweit die gegebenen Empfehlungen auch für Stahlbetonstützen mit exzentrischer Belastung und höheren Schlankheiten (bei denen HPC öfter zur Anwendung kommt) ausreichend sind. Dazu muss das Ausknicken der Längsbewehrung berücksichtigt werden und das FE-Modell an der Stützendatenbank validiert werden.

Übergeordnet ist in diesem thematischen Zusammenhang die Formulierung von Robustheitszielen im Rahmen eines „Performance Based Designs“ eine essentielle Grundbedingung. Die Festlegung $\beta_{1,33} \geq 0,5$ könnte z. B. zunächst für die Schadensfolgeklassen 1, 2a und 2b nach [EC0-10], die Gebäude mit bis zu 15 Stockwerken umfasst, verwendet werden. Für Gebäudetypen der Schadensfolgeklasse 3, für die im Versagensfall größere soziale und wirtschaftliche Schäden sowie eine große Gefahr für Menschenleben zu erwarten sind (Stadien, Hochhäuser, Bahnhöfe etc.), sollte ein größerer unterer Grenzwert für $\beta_{1,33}$ definiert werden, z. B. $\beta_{1,33} \geq 0,75$.

8 Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern

Titel	Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern
Autoren	Henrik Matz; Martin Empelmann
Veröffentlichungstyp	Aufsatz in Fachzeitschrift
Titel des Mediums	Beton- und Stahlbetonbau (Ernst & Sohn)
ISSN (Online / Print)	1437-1006 / 0005-9900
DOI	10.1002/best.202100039
Ausgabe	Jahrgang 116, Heft 09
Seiten	701-711
Erscheinungsjahr	2021
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat das Konzept des Aufsatzes entwickelt, die experimentellen Rohdaten ausgewertet, das FE-Modell erstellt, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

8.1 Abstract

Während die Vorfertigung von Betonbauteilen im Industriebau bereits seit einigen Jahren gängige Praxis ist, gewinnt die Fertigteilbauweise auch im Einsatz in Hochhäusern kontinuierlich an Bedeutung. Ausgeführte Bauvorhaben zeigen, dass sich hierdurch neben beschleunigten Baufortschritten auch hochwertige und wirtschaftliche Bauausführungen realisieren lassen. Ein weiterer Trend ist die Verwendung von hohen Längsbewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern, durch den geringere Stützenabmessungen und größere nutzbare Flächen generiert werden. Für Hochhäuser müssen die Fügstellen der Fertigteilstützen zur zuverlässigen Übertragung von hohen Normalkräften ausgebildet werden. Während das Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus normalfestem und hochfestem Beton bereits eingehend untersucht wurde, fehlen jedoch Untersuchungen und Erfahrungen mit stumpf gestoßenen Fertigteilstützen bei Verwendung von hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern. Im vorliegenden Bericht werden experimentelle Untersuchungen an stumpf gestoßenen hochbewehrten Stahlbetonstützen beschrieben und ausgewertet. Mithilfe eines FE-Modells wird das Tragverhalten von Stumpfstößen beschrieben und eine erste Parameterstudie zu Einflüssen auf die Tragfähigkeit von Stumpfstößen durchgeführt. Anhand dieser Auswertung wird die Übertragbarkeit vorhandener Regelungen bzw. Vorschläge bewertet.

Stichworte: Stumpfstoß; Stahlbetonstützen; Druckglieder; Fertigteilstützen; Hochhäuser; hohe Bewehrungsgrade; große Stabdurchmesser

Butt joints in precast columns using high reinforcement ratios and large bar diameters

While precast concrete elements are common practice in industrial construction for some years now, the use of precast concrete elements in high-rise buildings becomes increasingly popular. Completed construction projects show that, in addition to accelerated construction progress, this method also allows high quality and economical construction. A further trend is the use of high longitudinal reinforcement ratios and large bar diameters, which generates smaller column dimensions and more available floorspace. For high-rise buildings, the butt joints must be designed for reliable transmission of high normal stresses. While the load bearing capacity of butt-jointed precast columns made of normal-strength and high-strength concrete has already been investigated in detail, there is a lack of investigations and experience with butt-jointed precast columns using high reinforcement ratios and large bar diameters. In this paper, experimental investigations on butt-jointed reinforced concrete columns using high reinforcement ratios are presented and evaluated. Using an FE model, the load-bearing behaviour is described and a first parameter study on influences on the load-bearing capacity of butt joints is carried out. Based on this evaluation, the applicability of existing regulations and proposals is assessed.

Keywords: butt joints; reinforced concrete columns; compression members; prefabricated columns; high-rise buildings; high reinforcement ratios; large bar diameters

8.2 Einleitung

Als Reaktion auf die stadtentwicklungsbezogenen Herausforderungen gibt es auch in deutschen Großstädten einen Trend zu mehr Büro- und Wohnhochhäusern. Die Konstruktion von Hochhäusern mit Fertigteilstützen stellt dabei aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades im Werk und des damit einhergehenden schnellen Baufortschritts, der Modularisierung und der hohen Ausführungsqualität eine sehr vorteilhafte Bauweise dar. In den 2010er Jahren wurden bereits große Bauvorhaben z. B. die „Tanzen-Türme“ in Hamburg (2013), der „Taunusturm“ in Frankfurt (2013) [Bac-14b] und der „Omniurm“ in Frankfurt (2019) [Pfe-19] nach diesem Prinzip ausgeführt. Ein parallel ablaufender Trend ist die Minimierung von Stützenabmessungen, um die vermietbare Nutzfläche zu maximieren, eine möglichst flexible Raumnutzung zu ermöglichen, ein filigranes Erscheinungsbild zu generieren sowie ressourceneffizient zu bauen. Neben hochfesten Betonen sowie hochfestem Baustahl eignet sich hierbei der Einsatz von hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern.

Bei der Verwendung von Fertigteilstützen müssen die Verbindungspunkte, bei den es sich um ausgeprägte Diskontinuitätsstellen handelt, besonders untersucht werden. Im vorliegenden Beitrag sollen die Fügstellen bzw. Stöße von Fertigteilstützen unter

Verwendung hoher Längsbewehrungsgrade und großer Stabdurchmesser betrachtet werden. Da die Aussteifung in Hochhäusern in der Regel über Wandscheiben und Aussteifungskerne realisiert wird, werden im vorliegenden Bericht reine Druckstöße (Stumpfstöße) mit keinen oder nur geringen Biegemomenten behandelt. Es werden aktuelle experimentelle und numerische Untersuchungen an stumpf gestoßenen hochbewehrten Stahlbetonstützen vorgestellt, das Tragverhalten von Stumpfstößen beschrieben und die Übertragbarkeit vorhandener Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen untersucht und bewertet.

8.3 Stand der Technik

8.3.1 Allgemeines

In der Vergangenheit wurde bereits eine Vielzahl von Untersuchungen zu stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen durchgeführt. Im DAfStb-Heft 316 [Pas-80] ist der Stand der Technik bis etwa 1980 zusammengestellt. Das DAfStb-Heft 499 [Min-00] beinhaltet den aktualisierten Stand der Technik bis etwa 2000 und weiterhin umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton.

Generell können zwei „Bauweisen“ von Stumpfstößen unterschieden werden. Zwischen Mörtelschicht und Fertigteilstützen können sowohl Stahlplatten wie in Bild 8-1 (links) als auch Stirnflächenbewehrungen wie in Bild 8-1 (rechts) eingebaut werden. Die Stahlplatten bzw. die Stirnflächenbewehrungen werden zur Aufnahme der Querspannungen benötigt, die sich durch den im Vergleich zum Stützenbeton „weichen“ Vergussmörtel sowie den Spitzendruck unterhalb der Längsstäbe ausbilden. Während bei der Bauweise mit Stahlplatten ein Großteil des Traglastanteils der nicht durchgehenden Längsbewehrung über Spitzendruck über die Mörtelfuge übertragen wird, muss dieser bei der Ausführung mit Stirnflächenbewehrung über Verbundspannungen in den Kernbeton eingeleitet werden. Die Ausführungsvariante mit Stirnflächenbewehrung erfordert daher eine engere Verbügelung im Bereich des Stumpfstoßes.

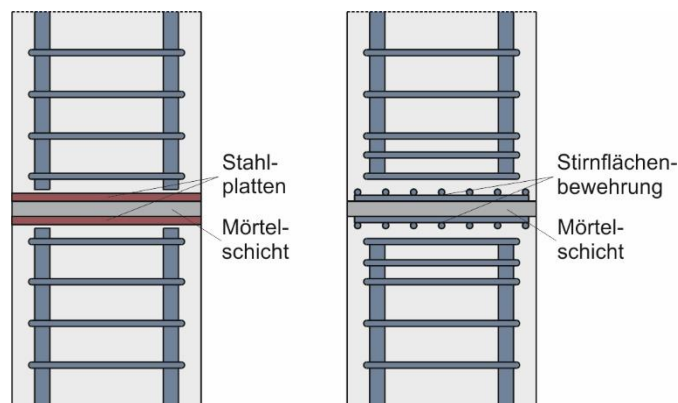


Bild 8-1: Ausführungsvarianten von Stumpfstößen: mit Stahlplatten (links) und mit Stirnflächenbewehrung (rechts)

8.3.2 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Bemessung von Stumpfstößen ist in DIN EN 1992-1-1 inkl. NA im Abschnitt 10.9.4.3 „Verbindungen zur Druckkraft-Übertragung“ geregelt [EC2-11], [EC2/NA-11]. Es werden grundlegende Regeln für Verbindungen zur Druckkraft-Übertragung vorgeschrieben. Die Tragfähigkeit von Stumpfstößen kann hiernach entweder nach Abschnitt 6.7 „Teilflächenbelastung“ oder auf Grundlage einer auf Versuchen gestützten genaueren Berechnung ermittelt werden. Es fehlen in der DIN EN 1992-1-1 somit detaillierte Regelungen zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Stumpfstößen. Für die Verwendung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen ist daher i.d.R. eine Zustimmung im Einzelfall bzw. eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung erforderlich.

Für die Bemessung von stumpf gestoßenen Stützen wird in Deutschland meist auf die Empfehlungen des DAfStb-Heftes 600 [DAfStb-12] zurückgegriffen. Die Tragfähigkeit wird analog zur Stützenbemessung additiv über den Traganteil des Betons sowie den der Längsbewehrung bestimmt, wobei je nach Ausführungsvariante zusätzlich ein Abminderungsfaktor κ zu berücksichtigen ist. Danach kann die Tragfähigkeit von Stumpfstößen wie in Gl. 8-1 ermittelt werden:

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \quad \text{Gl. 8-1}$$

Für die Stoßausbildung mit Stahlplatten (Bild 8-1, links) darf $\kappa = 1,0$ angenommen werden. Hiernach kann die gesamte Stützenkraft über den Stumpfstoß übertragen werden. Für die Ausführungsvariante mit Stirnflächenbewehrung (Bild 8-1, rechts) muss die Stützentragfähigkeit mit $\kappa = 0,9$ abgemindert werden. Die Abminderungsfaktoren gehen auf experimentelle Untersuchungen an Stumpfstößen mit Längsbewehrungsgraden $\rho_l \leq 6 \%$ und kleinen Stabdurchmessern $\varnothing_1 \leq 16 \text{ mm}$ in [Min-00] zurück.

8.3.3 Konstruktive Durchbildung

8.3.3.1 Randbedingungen

Im DAfStb-Heft 600 [DAfStb-12] werden Hinweise zur konstruktiven Durchbildung von Stumpfstößen gegeben, welche sich überwiegend aus den Untersuchungen in [Pas-80] und [Min-00] ergeben. So sollten aufgrund des begrenzten Umfangs der experimentell erfassten Stumpfstoßkonfigurationen folgende Randbedingungen eingehalten werden:

- Begrenzung des Stützenlängsbewehrungsgrads auf $\rho_l \leq 6 \%$
- Begrenzung der Mörteldicke auf $h_m \leq 20 \text{ mm}$

- Die Druckfestigkeit des Mörtels sollte die Druckfestigkeit des Stützenbetons nicht unterschreiten
- Sorgfältige Ausbildung der Mörtelfugen

Im Folgenden werden spezifische konstruktive Hinweise zu beiden Ausführungsarten zusammengefasst.

8.3.3.2 Ausführung mit Stahlplatten

Bei der konstruktiven Durchbildung eines Stumpfstoßes mit Stahlplatten sollte darauf geachtet werden, dass die Stahlplatten eine Stärke von mindestens $h_s = 10$ mm haben [Kön-00]. Die Längsbewehrungsstäbe aus den angrenzenden Fertigteilstützen sollten so nah wie möglich an die Stahlplatten herangeführt werden und mit den Stäben der angrenzenden Stahlbetonstütze in einer Flucht liegen. Die auf diese Weise direkt über die Fuge übertragenden Kräfte führen nach [DAfStb-12] zu keiner Beanspruchung aus der Endverankerung der Längsbewehrung, sodass eine engere Verbügelung im Bereich des Stoßes nicht notwendig ist (siehe Bild 8-1, links).

8.3.3.3 Ausführung mit Stirnflächenbewehrung

Bei der Stirnflächenbewehrung ist darauf zu achten, dass diese ohne Betondeckung direkt in die Stützenstirn eingebaut wird. Der Stabdurchmesser der Bewehrungsstäbe in den Stirnflächenmatten sollte möglichst klein gewählt werden ($\varnothing \leq 12$ mm) [Kön-01b]. Der Stababstand in der Stirnflächenmatte sollte $s = 50$ mm nicht überschreiten. Die Ermittlung der erforderlichen Stirnflächenbewehrung kann [Min-00] entnommen werden. Darüber hinaus sollte bei Stumpfstößen mit Stirnflächenbewehrung eine erhöhte Querbewehrung entlang der Verankerungslänge (siehe Bild 8-1, rechts) eingebaut werden, um die Beanspruchungen aus der Endverankerung der Längsbewehrung (Ringzugkräfte) aufzunehmen sowie die erforderliche Umschnürung des Kernbetons zu gewährleisten [Min-19]. Hierzu wird ebenfalls auf die Ausführungen in [Min-00] verwiesen.

Die genannten Regelungen und konstruktiven Hinweise für Stumpfstöße mit Stahlplatten bzw. Stirnflächenbewehrung gehen auf Untersuchungen in [Pas-80] und [Min-00] zurück. Bei diesen Untersuchungen wurden allerdings keine Auswirkungen von

- Längsbewehrungsgraden $\rho_1 > 6$ % und
- großen Stabdurchmessern $\varnothing_1 > 28$ mm oder Stabbündeln

untersucht. Neuere Untersuchungen und vor allem Anwendungen in der Praxis zeigen aber das Potenzial stumpf gestoßener Fertigteilstützen in Verbindung mit hohen Längsbewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern [Pfe-19], [Bac-14b].

8.3.4 Der Stumpfstoß in der Praxis

Die Fertigteilbauweise hat sich in den letzten Jahren im Hochhausbau international immer weiter durchgesetzt. Fertigteilstützen kamen u. a. im Dexia Tower in Brüssel, Belgien (2006), im Breaker Tower in Bahrain (2015) oder im Premier Tower in Melbourne, Australien (2020) zum Einsatz [Jon-19]. Auch in Deutschland werden Hochhäuser aufgrund des schnellen Baufortschritts und weiterer wirtschaftlicher Vorteile immer häufiger in Fertigteilbauweise errichtet. Die erstmalige Anwendung von Fertigteilstützen mit hochfestem Betonstahl erfolgte für das Bauvorhaben „Tanzende Türme“ in Hamburg. Es wurden große Stabdurchmesser $\varnothing_1 = 57,5$ mm sowie hohe Bewehrungsgrade von $\rho_1 = 13$ % eingesetzt. Die Ausbildung des Stumpfstoßes erfolgte mit einer einseitigen Stahlplatte [Bac-14a]. Der „Taunusturm“ in Frankfurt wurde ebenfalls mit vorgefertigten Stahlbetonstützen mit hohen Bewehrungsgraden $\rho_1 = 16$ % und großen Stabdurchmessern aus hochfestem Betonstahl ausgeführt. Die vermörtelten Stumpfstöße wurden dabei analog zu Bild 1 (links) mithilfe von Stahlplatten ausgebildet [Bac-14b]. Für das Bauvorhaben „Omniturm“ in Frankfurt wurden ultrahochfeste, vorgefertigte Schleuderbetonstützen eingesetzt. Auch hier kam hochfester Betonstahl, hohe Bewehrungsgrade von $\rho_1 = 15,5$ % sowie große Stabdurchmesser $\varnothing_1 = 50$ mm zum Einsatz [Pfe-19]. Die Stöße wurden hier, abweichend von oben genannten Bauvorhaben, ohne Mörtelfuge zwischen den Stahlplatten ausgeführt. Für größere Schiefstellungen kamen Stahleinbauteile zum Einsatz.

In allen drei beschriebenen Bauvorhaben kamen hohe Bewehrungsgrade und große Stabdurchmesser zum Einsatz. Die Beispiele zeigen, dass die Fertigteilbauweise sehr vorteilhaft gegenüber der herkömmlichen Ortbetonbauweise ist. Allerdings fehlen, mit Ausnahme der für die Erwirkung der Zustimmungen im Einzelfall durchgeführten Bauteilversuche [Bac-14b], experimentelle und numerische Untersuchungen zu stumpf gestoßenen Fertigteilstützen mit hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern. Die Übertragbarkeit der in Abschnitt 8.3.2 genannten Konstruktionshinweise ist bisher nicht grundlegend untersucht und belegt.

8.4 Experimentelle Untersuchungen

8.4.1 Allgemeines

Im Rahmen des IGF-Forschungsvorhabens 18821N/3 erfolgten am iBMB, Fachgebiet Massivbau der TU Braunschweig experimentelle Untersuchungen zu stumpf gestoßenen Stützen mit hohen Bewehrungsgraden, großen Stabdurchmessern und Stabbündeln [Emp-18a].

8.4.2 Versuchskörper

Insgesamt wurden sieben Bauteilversuche mit quadratischem Querschnitt mit einer Seitenlänge von $a = 28$ cm durchgeführt. Die Versuchskörperlänge betrug $L = 202$ cm. Der Referenzversuch S 7.7 hatte davon abweichend eine Stützenlänge von $L = 142$ cm. Die untersuchten Stützen gelten somit als gedrunen ($\lambda \leq \lambda_{\text{lim}} = 25$). Es wurde für alle Versuche ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C50/60 verwendet. Nähere Informationen zur Betonmischung und den Betoneigenschaften können [Emp-18a] entnommen werden. Die Konfiguration der einzelnen Versuchskörper ist in Tabelle 8-1 aufgeführt. Während es sich bei S 9.1 und S 7.7 um monolithische Referenzversuche handelte, wurden in den stumpf gestoßenen Konfigurationen drei Parameter variiert:

- In den Serien S 9.2, S 9.3 und S 9.6 wurden stumpf gestoßene Fertigteilstützen als Ausführung mit Stahlplatte untersucht (siehe Bild 8-1, links). In den Serien S 9.4 und S 9.5 wurde die Ausführungsvariante mit Stirnflächenbewehrung betrachtet (siehe Bild 8-1, rechts).
- In den Serien S 9.2 und S 9.4 wurde eine Mörteldicke von $h_m = 20$ mm untersucht. In den Serien S 9.3, S 9.5 und S 9.6 wurde die Mörteldicke auf $h_m = 40$ mm vergrößert.
- Im Versuch S 9.6 wurde abweichend von den Serien S 9.1 bis S 9.5 ($\rho_l = 12,8$ %) ein sehr hoher Bewehrungsgrad von $\rho_l = 25,6$ % unter Verwendung von 4er-Stabbündeln untersucht.

Tabelle 8-1: Konfiguration der Versuchskörper [Emp-18a]

Bezeichnung		S 9.1	S 9.2	S 9.3	S 9.4	S 9.5	S 7.7	S 9.6
Durchmesser Längsbewehrung \varnothing_l	[mm]	40	40	40	40	40	40	40
Anzahl Längsbewehrung n_{sl}	[Stk.]	8	8	8	8	8	16	16
Stahlanzahl je Bündel n_b	[Stk.]	-	-	-	-	-	4	4
Längsbewehrungsgrad ρ_l	[%]	12,8	12,8	12,8	12,8	12,8	25,6	25,6
Durchmesser Querbewehrung \varnothing_w	[mm]	10	10	10	10	10	10	10
Abstand Querbewehrung $s_{cl,t}$	[cm]	28	28	28	2,7/5,4/19,2	2,7/5,4/19,2	28	28
Ausführungsvariante Stoßstumpf	[-]	Referenz	Stahlplatte	Stahlplatte	Stirnflächenbewehrung	Stirnflächenbewehrung	Referenz	Stahlplatte
Mörteldicke h_m	[mm]	-	20	40	20	40	-	40

Als Längsbewehrung wurden Bewehrungsstäbe der Güte B 500 mit einem Stabdurchmesser $\varnothing_1 = 40$ mm verwendet, als Einzelstäbe in den Versuchen S 9.1 bis S 9.5 und als 4er-Stabbündel in S 7.7 und S 9.6. Die Bügeldurchmesser $\varnothing_w = 10$ mm sowie die Bügelabstände $s_{cl,t}$ in den Stützenabschnitten wurden auf Grundlage der in [Emp-14b] vorgeschlagenen Regelungen zur konstruktiven Durchbildung von Stützen mit großen Stabdurchmessern gewählt. Während für die Versuchskörper mit Stahlplatten keine erhöhten Anforderungen an die Verbügelung bestehen, wurde für die Versuchskörper mit Stirnflächenbewehrung eine erhöhte Querbewehrung im Bereich des Stumpfstoßes eingebaut. Die Stahlplatten der Güte S235 wiesen eine Stärke von $h_s = 10$ mm auf.

Unter Vernachlässigung von Umwelteinflüssen und Vorhaltemaßen wurde die Betondeckung c_{nom} auf Grundlage der Mindestbetondeckung zu $c_{min,b} = \varnothing_1 = 40$ mm gewählt. Auf eine Erhöhung der Betondeckung und Stababstände für die Serien mit Stabbündeln auf den Vergleichsdurchmesser \varnothing_n wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit verzichtet.

Die Stützen wurden waagrecht (liegend) analog zur Herstellung von hochbewehrten Fertigteilstützen betoniert. Das Verdichten des Betons erfolgte mit Außenrüttlern (Bild 8-2, links). Zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden zeitgleich mit der Betonage der Versuchskörper Begleitkörper hergestellt. Nach der Betonage wurden die Versuchs- und Begleitkörper mit Folie bedeckt, nach sieben Tagen ausgeschalt und anschließend bei Raumtemperatur in der Versuchshalle des iBMB gelagert. Die Einstellung der Mörteldicke sowie der Einbau des Mörtels erfolgte mithilfe eines Außengestells, in das die beiden Stützenabschnitte eingespannt wurden (Bild 8-2, Mitte, rechts). Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Mörtels wurden zeitgleich mit der Herstellung der Fuge Begleitkörper hergestellt.



Bild 8-2: Betonage der Stützenabschnitte (links), Gestell zur Einstellung der Mörteldicke (Mitte) und Vermörtelung des Stumpfstoßes (rechts) am Beispiel von S 9.3

Die aus den Begleitkörperprüfungen (jeweils drei Zylinder $\varnothing 15/30$ cm) abgeleiteten mittleren Materialeigenschaften des Betons sowie des Mörtels für die jeweiligen Versuchskörper sind in Tabelle 8-2 zusammengefasst. Für die Längsbewehrung wurden

drei Druckprüfungen durchgeführt, welche im Mittel eine Stauchgrenze von $R_{p,0,2} = 592 \text{ N/mm}^2$ und eine Druckfestigkeit von $R_m = 637 \text{ N/mm}^2$ ergaben. Nähere Informationen können [Emp-18a] entnommen werden.

Tabelle 8-2: Materialkennwerte des Betons und des Mörtels [Emp-18a]

Bezeichnung		S 9.1	S 9.2	S 9.3	S 9.4	S 9.5	S 7.7	S 9.6
Beton	Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	49,0	62,5	55,2	63,9	62,8	46,9	61,0
	E-Modul E_{cm} [N/mm ²]	38.000	40.700	39.200	39.400	39.700	-	37.800
	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	3,6	4,0	3,6	3,4	3,3	3,4	3,7
Mörtel	Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,M,cyl}$ [N/mm ²]	-	80,3	81,1	71,6	75,3	-	74,4
	E-Modul $E_{cm,M}$ [N/mm ²]	-	29.900	29.400	29.800	30.000	-	29.100
	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,M,sp}$ [N/mm ²]	-	2,9	3,3	3,3	3,1	-	3,0

8.4.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte in der 30 MN-Druckprüfmaschine. Die Versuche wurden unter einachsigen Längsdruck mit geringer Exzentrizität von $e_0 = 10 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Durchführung der Versuche erfolgte mit weggeregelter Belastungssteuerung. Der aufgebrauchte Maschinenweg wurde bis zu 60 % der erwarteten Höchstlast mit einer Wegzunahme von $0,025 \text{ mm/s}$ gesteigert, anschließend auf $0,005 \text{ mm/s}$ reduziert und bis zum Versuchsende beibehalten. Damit dauerten die Versuche bis zum Erreichen der Traglast zwischen neun (S 9.5) und dreizehn Minuten (S 9.1).

8.4.4 Versuchsergebnisse

Das Versagen der Versuchskörper S 9.2 und S 9.3 (Stahlplatte, $\rho_1 = 12,8 \%$) zeichnete sich durch die schlagartige Ausbildung vertikaler Risse sowie das Abplatzen einer großformatigen Betonlamelle des oberen bzw. unteren Stützensegments aus. Während die Mörtelfuge bei S 9.2 völlig intakt blieb (Bild 8-3, b), konnten bei S 9.3 nach Versuchsdurchführung leichte Abplatzungen des Mörtels sowie Deformationen der Stahlplatte beobachtet werden (Bild 8-3, c).

Das Versagen der Versuchskörper S 9.4 und S 9.5 (Stirnflächenbewehrung, $\rho_1 = 12,8 \%$) wurde hingegen durch die Ausbildung vertikaler Risse an den Ecken des Fugenbereichs eingeleitet und von kleineren Abplatzungen der Mörtelfuge begleitet. Ausgehend von der Fuge bildeten sich auch in den angrenzenden Stützenabschnitten

Längsrisse und großformatige Abplatzungen (Bild 8-3, d, e). Das Versagen der Serien S 9.4 und S 9.5 mit Stirnflächenbewehrung erfolgte duktiler als das Versagen der Versuche mit Stahlplatten.

Das Versagen des Versuchskörpers S 9.6 (Stahlplatte, $\rho_1 = 25,8 \%$) wurde analog zu den Versuchskörpern S 9.4 und S 9.5 durch die allmähliche Ausbildung vertikaler Risse an den Ecken des Fugenbereichs eingeleitet. Anschließend kam es allerdings zu schlagartigen Abplatzungen der Betondeckung in den Eckbereichen der Stützenssegmente. Nach Versuchsdurchführung war eine deutliche Deformation der Stahlplatte zu erkennen (Bild 8-3, g).

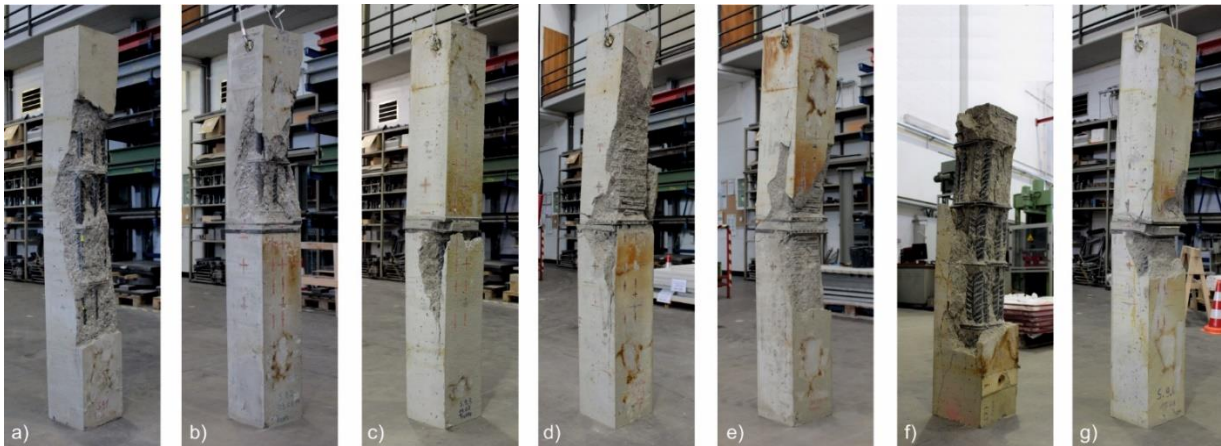


Bild 8-3: Versuchskörper nach dem Versuch: a) S 9.1; b) S 9.2; c) S 9.3; d) S 9.4; e) S 9.5; f) S 7.7; g) S 9.6

Für die Versuchskörper S 9.2 und S 9.3 wurden über vertikale Dehnungsmessstreifen maximale Betonstauchungen von $\varepsilon_c = -3,4 \text{ ‰}$ bzw. $\varepsilon_c = -3,3 \text{ ‰}$ gemessen. Diese Werte waren etwas größer als die an gleicher Stelle gemessene Stauchung $\varepsilon_c = -2,8 \text{ ‰}$ der Referenzstütze S 9.1 und legen die Vermutung nahe, dass das Versagen der genannten Stützen durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit hervorgerufen wurde. Für die Versuchskörper S 9.4 und S 9.5 wurden mit $\varepsilon_c \leq -2,4 \text{ ‰}$ hingegen deutlich kleinere Betonstauchungen gemessen, weshalb angenommen werden kann, dass das Versagen in diesen Fällen durch das Überschreiten der Tragfähigkeit des Stumpfstoßes eingeleitet wurde.

In Tabelle 8-3 sind zusammenfassend die Traglasten der Versuchskörper $F_{u,exp}$, die Bewertung des Fugenzustandes nach dem Test sowie bezogene Traglasten aufgeführt. Die Referenztraglast $F_{u,Ref}$ entspricht dabei für die Versuche S 9.2 bis S 9.5 der Traglast der Referenzstütze S 9.1. Für die Auswertung des Versuchs S 9.6 wird auf die Traglast der Referenzstütze S 7.7 zurückgegriffen. Bei der Bewertung der Stumpfstöße mithilfe der bezogenen Traglast $F_{u,exp}/F_{u,Ref}$ müssen die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten aus Tabelle 8-2 mitberücksichtigt werden. Eine bessere Auswertung liefert der Vergleich der experimentell ermittelten Traglast mit der berechneten Traglast $F_{u,cal}$. Die rechnerische Traglast $F_{u,cal}$ entspricht der in Abhängigkeit der Exzentrizität

berechneten Traglast der monolithischen Stütze ohne Stumpfstoß und wird mithilfe nichtlinearer Berechnungen unter Berücksichtigung der in Begleitkörpern gemessenen Betoneigenschaften ermittelt. Für die Spannungs-Dehnungs-Linie sowie die Betonbruchstauchung wurden die Zusammenhänge für nichtlineare Verfahren nach EC 2 verwendet [EC2-11].

Tabelle 8-3: Versuchsergebnisse und -beobachtungen [Emp-18a]

Bezeichnung		S 9.1	S 9.2	S 9.3	S 9.4	S 9.5	S 7.7	S 9.6
Traglast $F_{u,exp}$	[kN]	6.499	6.568	6.063	5.768	5.239	9.811	7.725
Zustand der Fuge	[-]	-	intakt	leicht beschädigt	beschädigt	beschädigt	-	stark beschädigt
Bezogene Traglast $F_{u,exp}/F_{u,Ref}$	[-]	1,00	1,01	0,93	0,89	0,81	1,00	0,79
Rechn. Traglast $F_{u,cal}$	[kN]	6.445	7.295	6.845	7.385	7.315	9.860	10.232
$\eta_{bj} = F_{u,exp}/F_{u,cal}$	[-]	1,01	0,90	0,88	0,78	0,75	0,99	0,75

Die monolithischen Referenzstützen S 9.1 ($F_{u,exp}/F_{u,cal} = 1,01$) und S 7.7 ($F_{u,exp}/F_{u,cal} = 0,99$) können unter Ansatz der an Begleitkörpern gemessenen Beton- und Stahleigenschaften sehr genau nachgerechnet werden.

Die Nachrechnung der stumpf gestoßenen Stützen zeigt, dass die experimentelle Traglast in allen Versuchen deutlich unterhalb der rechnerischen Traglast liegt. Die stumpf gestoßenen Stützen mit Stahlplatten erreichen mit $\rho_1 = 12,8\%$ (S 9.2, S 9.3) 90 % bzw. 88 % der rechnerischen Traglast. Mit Stahlmattenbewehrung (S 9.4, S 9.5) werden 78 % und 75 % erreicht. Im Falle des Versuchskörpers S 9.6 (Stahlplatte, $\rho_1 = 25,8\%$) ist das Verhältnis der Tragfähigkeiten mit $F_{u,exp}/F_{u,cal} = 0,75$ sogar erheblich kleiner. Die von 20 mm auf 40 mm vergrößerten Mörteldicken führen sowohl bei S 9.3 als auch bei S 9.5 zu einer Reduzierung der Traglast von etwa 3 %.

In Abgrenzung zu den Abminderungsfaktoren κ in [DAfStb-12], die eine Abminderung in Abhängigkeit der Bauart einbeziehen, wird im Folgenden ein Traglastfaktor η_{bj} verwendet, der eine Abminderung der Traglast in Abhängigkeit der Ausführung eines Stumpfstoßes mit Stahlplatten berücksichtigt (Gl. 8-2).

$$\eta_{bj} = \frac{F_{u,exp}}{F_{u,cal}} \quad \text{Gl. 8-2}$$

Die experimentellen Untersuchungen zeigen:

- Die stumpf gestoßenen Fertigteilstützen erreichen nicht die für monolithische Stützen berechneten Traglasten. Für einen Bewehrungsgrad von $\rho_1 = 12,8\%$

und eine Querdehnungsbehinderung mittels Stahlplatten ergibt sich ein Traglastfaktor von $\eta_{bj} \approx 0,90$. Bei der Ausführung des Stumpfstoßes mit Stirnflächenbewehrung ergibt sich ein Faktor von $\eta_{bj} \approx 0,78$.

- Eine Erhöhung der Mörteldicke auf $h_m = 40$ mm führt zu einer Verringerung der Traglast. Eine Erhöhung der Mörteldicke von 20 mm auf 40 mm führt zu einer Reduzierung der Traglast von etwa 3 %.
- Eine weitere Erhöhung des Längsbewehrungsgrades auf $\rho_1 = 25,8$ % führt zu einer weiteren Reduzierung der Traglast von 13 %.
- Die Empfehlungen zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von Stumpfstößen des DAfStb-Heftes 600 [DAfStb-12] sind bei den untersuchten Längsbewehrungsgraden $\rho_1 = 12,8$ % und $\rho_1 = 25,8$ % sowie bei Verwendung von großen Stabdurchmessern nicht uneingeschränkt gültig.

Mithilfe von numerischen Untersuchungen soll der Einfluss des Längsbewehrungsgrades sowie der Mörteldicke im Folgenden genauer untersucht werden. Aufgrund der höheren praktischen Relevanz (siehe Abschnitt 8.3.4) wird dabei die Ausführungsvariante mit Stahlplatten ausgewertet.

8.5 Numerische Untersuchungen

8.5.1 Modell

Um das Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen darzustellen sowie die Auswirkung unterschiedlicher Parameter zu untersuchen, wird mit dem Programm DIANA FEA [DIA-20] ein dreidimensionales FE-Modell entwickelt. Dem Modell liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Ein Druckversagen der Mörtelschicht ist bei dünnen Fugen ($h_m \leq 20$ mm), bei Verwendung hochfester Vergussmörtel ($f_{cm,Mörtel} > f_{cm,Beton}$) und einwandfreier Verdichtung aufgrund der effektiven Querdehnungsbehinderung und dem daraus folgenden mehraxialen Spannungszustand sehr unwahrscheinlich.
- Die Stahlplatten können direkt unterhalb der Bewehrungsstäbe punktuell fließen [Min-00]. Am Rand der Bewehrungsstäbe liegt die Stahlspannung aber schon wieder deutlich unterhalb der Fließgrenze. Ein Zugversagen der Stahlplatten kann ausgeschlossen werden.
- Das Versagen stumpf gestoßener Fertigteilstützen tritt immer in den angrenzenden Stützen auf (siehe Abschnitt 8.4.4). Durch Verformungen des Systems „Stahlplatte-Mörtel-Stahlplatte“ bzw. Eindrückungen der Längsstäbe in den Stumpfstoß kommt es zu Spannungsumlagerungen der Längsbewehrung in den angrenzenden Beton. Während der Betonkern aufgrund der Bügelumschnürung eine erhöhte Druckfestigkeit aufweist, kommt es in der Beton-

deckung bei Erreichen der einaxialen Betondruckfestigkeit zu Abplatzungen, die das Versagen einleiten (Bild 8-4).

Den Annahmen folgend ergibt sich das in Bild 8-4 dargestellte vereinfachte Modell zur Berechnung von vermörtelten Stumpfstößen mit Stahlplatten unter zentrischer Lasteinleitung. Aufgrund der vertikalen Symmetrieachse wird nur die obere Stütze abgebildet. Die Mörtelschicht wird durch die Federsteifigkeit K_n in Gl. 8-3 beschrieben.

$$K_n = \frac{E_{cm,M}}{h_m/2} \quad \text{Gl. 8-3}$$

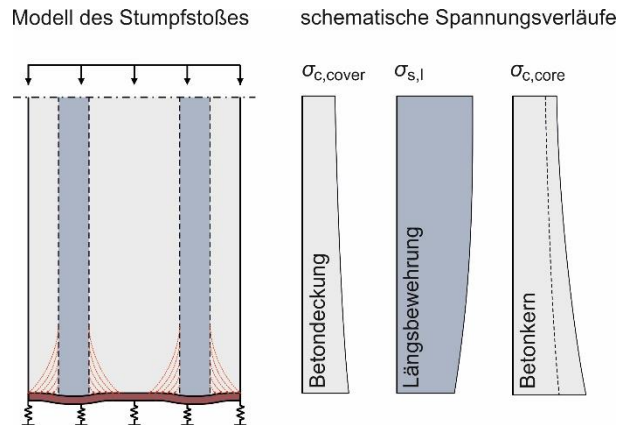


Bild 8-4: Modell des Stumpfstoßes mit Stahlplatten

Das geometrisch und physikalisch parametrisierte FE-Modell ist in Bild 8-5 (links) für die Konfiguration S 9.2 dargestellt. Für die Diskretisierung der Stahl- und der Betonstruktur werden isoparametrische CHX60-Elemente mit 20 Knoten verwendet. Die Seitenlänge der Elemente beträgt durchschnittlich 15 mm. Aufgrund der im Verhältnis zur verschmiert betrachteten Betonstruktur großen Stabdurchmesser werden die Längsstäbe als Volumenelemente diskretisiert (Bild 8-5, rechts). Vereinfachend werden die Bügel sowie die exzentrische Lasteinleitung nicht im Modell berücksichtigt.

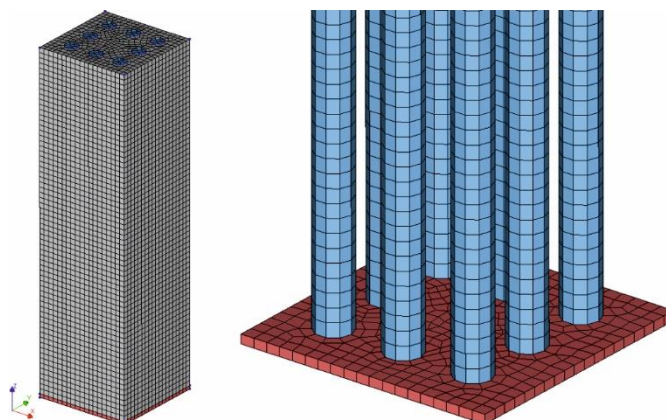


Bild 8-5: FE-Modell der stumpf gestoßenen Stahlbetonstütze: Gesamtes Modell (links) und Detail mit ausgeblendetem Beton (rechts)

Für die Beschreibung des Materialverhaltens der Stahlplatten sowie der Bewehrung wird ein elastoplastisches Materialmodell mit der Fließbedingung nach VON MISES unter Berücksichtigung von isotroper Verfestigung nach Erreichen der jeweiligen

Streckgrenze gewählt. Das Materialmodell wird mithilfe von Druckversuchen an den Längsstäben aus [Emp-18a] kalibriert. Der Verbund zwischen der Bewehrung wird vereinfacht durch eine starre Kopplung zwischen Stahl und Beton modelliert.

Als Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons wird die Beziehung der DIN EN 1992-1-1 [EC2-11] für nichtlineare Berechnungen verwendet. Diese wird dazu mit den in den Begleitkörperprüfungen ermittelten Werten (Druckfestigkeit, Bruchstauchung, E-Modul) modifiziert. Die Beschreibung des Materialverhaltens des Betons erfolgt mithilfe des verschmierten Rissmodells „Total Strain Based Crack Model“ der Software DIANA [DIA-20]. Zur vereinfachenden Berücksichtigung der aufgrund der Querdehnungsbehinderung der Stahlplatte erhöhten Druckfestigkeit des Betons in direkter Nähe der Stahlplatte wird das Materialmodell entsprechend VECCHIO & COLLINS [Vec-93] durch eine Erhöhung der Verformbarkeit und Belastbarkeit modifiziert.

8.5.2 Nachrechnung der Bauteilversuche

Um die Spannungsverhältnisse im Inneren der Stumpfstöße sowie die Eindrückungen der Längsstäbe in die Stahlplatten zu veranschaulichen, wurden zunächst die drei stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen mit Stahlplatten aus Abschnitt 8.4.2 nachgerechnet. In Bild 8-6 sind die Verformungen der Stahlplatten dargestellt. Es wird deutlich, dass die Eindrückungen der Längsstäbe in den Stumpfstoß von S 9.2 und S 9.3 nach S 9.6 zunehmen. Die Verformungen vergrößern sich einerseits durch die erhöhte Mörteldicke und damit nachgiebigere Lagerung zwischen S 9.2 ($h_m = 20$ mm) und S 9.3 sowie S 9.6 ($h_m = 40$ mm). Andererseits führen die in S 9.6 verwendeten Stabbündel zu einem deutlich vergrößerten Stahltraganteil und damit zu vergrößerten punktuellen Druckkräften, die sich in die Stahlplatte und die Federlagerung eindrücken.

Nach der Modellvorstellung in Bild 8-4 bedeuten vergrößerte Eindrückungen auch größere Spannungsumlagerungen von den Längsstäben in den umliegenden Beton. Hierdurch wird die Betondruckfestigkeit in der Betondeckung früher erreicht und es kommt zu Abplatzungen der Betondeckung.

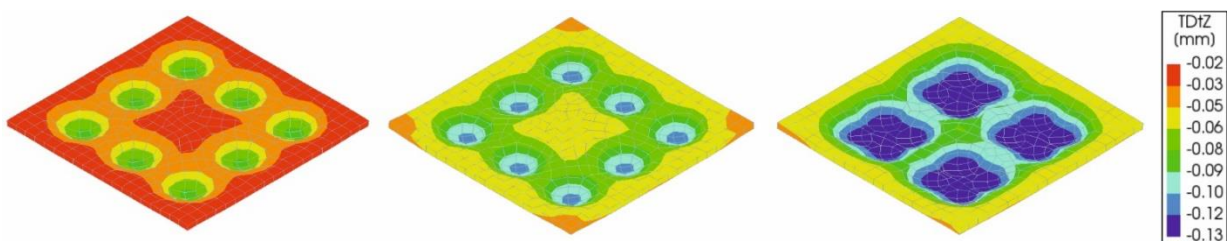


Bild 8-6: Verformungen der Stahlplatten bei Erreichen der Traglasten für S 9.2 (links), S 9.3 (Mitte) und S 9.6 (rechts)

Bild 8-7 zeigt die Hauptspannungen in z-Richtung (Stützenlängsrichtung) der drei nachgerechneten Versuche bei Erreichen der jeweiligen Traglast. Zunächst wird deutlich, dass die Betondruckspannungen aufgrund der beschriebenen Spannungs-

umlagerungen über den Bereich einer Einleitungslänge in Richtung der Stahlplatten zunehmen. Weiterhin kann der Abbildung die erhöhte Betondruckfestigkeit unmittelbar oberhalb der die Querdehnung behindernde Stahlplatte entnommen werden. Das Versagen tritt durch Überschreitung der Betondruckfestigkeit in der Betondeckung ein. Dieses Verhalten deckt sich mit den Beobachtungen der Bauteilversuche, bei denen das Versagen durch lamellenartige Abplatzungen in der Betondeckung eingeleitet wurde (Abschnitt 8.4.4).

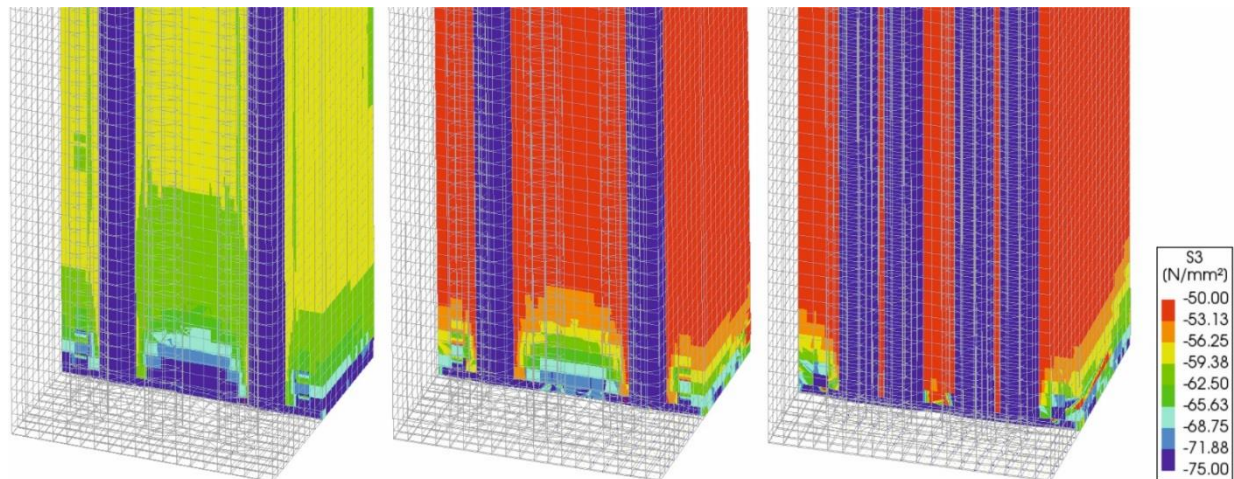


Bild 8-7: Druckspannungen bei Erreichen der Traglasten für S 9.2 (links), S 9.3 (Mitte) und S 9.6 (rechts)

Für die drei nachgerechneten Versuche können nun analog zu den experimentell erzielten Traglasten $F_{u,exp}$ numerisch berechnete Traglasten $F_{u,num}$ ermittelt werden, mit denen wiederum ein Traglastfaktor η_{bj} nach Gl. 8-2 berechnet werden kann. Die Referenztraglast $F_{u,cal}$ kann ohne exzentrische Belastung mithilfe nichtlinearer Berechnungen analog zu Abschnitt 8.4.4 ermittelt werden. Es ergeben sich folgende Ergebnisse aus den Nachrechnungen mithilfe des FE-Modells:

- Versuch S 9.2: $F_{u,num} = 8347,1 \text{ kN}$,
Traglastfaktor $\eta_{bj} = 8347,1 \text{ kN}/8945 \text{ kN} = 0,93$ ($\eta_{bj} = 0,90$ im Experiment)
- Versuch S 9.3: $F_{u,num} = 7431,6 \text{ kN}$,
Traglastfaktor $\eta_{bj} = 7431,6 \text{ kN}/8235 \text{ kN} = 0,90$ ($\eta_{bj} = 0,88$ im Experiment)
- Versuch S 9.6: $F_{u,num} = 9775,6 \text{ kN}$,
Traglastfaktor $\eta_{bj} = 9775,6 \text{ kN}/12765 \text{ kN} = 0,77$ ($\eta_{bj} = 0,75$ im Experiment)

Die numerischen Berechnungen bestätigen verringerte Traglastfaktoren bei vergrößerten Längsbewehrungsgraden oder erhöhten Mörteldicken. Die mit dem FE-Modell errechneten Traglastfaktoren weichen geringfügig von den aus den experimentellen Untersuchungen resultierenden Traglastfaktoren ab. Das liegt zum einen am vereinfachten Materialmodell nach VECCHIO & COLLINS, welches mehraxiale Spannungszustände nicht in der Güte wie z. B. das Betonmodell nach Drucker-Prager erfassen kann; zum anderen wurde die Bügelbewehrung nicht erfasst.

Aktuell werden Untersuchungen mit komplexen FE-Modellen durchgeführt, welche auf die genannten Vereinfachungen verzichten und die getroffenen Annahmen bewerten. Dazu werden weitere Problemstellungen (z. B. hochfester Stahl, unterschiedliche Bewehrungskonfigurationen beider Stützen) beleuchtet. Die Ergebnisse dazu werden in einer weiteren Veröffentlichung präsentiert.

8.5.3 Parameterstudie

Für die Parameterstudie wird ein Beton C 50/60 ($f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 37.000 \text{ N/mm}^2$) und ein Mörtel mit einem Elastizitätsmodul von $E_{cm,M} = 30.000 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Weiterhin wird eine quadratische Stütze mit der Seitenlänge $a = 28 \text{ cm}$ und acht Längsstäben mit einem Durchmesser von 40 mm entsprechend den Bauteilversuchen betrachtet.

Bild 8-8 (links) zeigt den Traglastfaktor η_{bj} in Abhängigkeit der Mörteldicke h_m . Der Trend deckt sich mit den Beobachtungen bei den Bauteilversuchen. Je steifer die Mörtelfuge ist (hoher E-Modul bzw. geringe Mörteldicke), desto kleiner sind die Verformungen des Stumpfstoßes und damit die Umlagerungen der Druckspannungen aus den Längsstäben in den umgebenden Beton. Je steifer der Stumpfstoß ausgebildet ist, desto größer ist der Traganteil der Längsbewehrung, der auf direktem Wege über Spitzendruck über den Stumpfstoß geleitet wird.

Bild 8-8 (rechts) zeigt den Traglastfaktor η_{bj} in Abhängigkeit der Stahlplattendicke h_s . Hier führen dickere Stahlplatten (sowie höhere Stahlgüten) zu geringeren Traglastfaktoren. Ab einer Stahlplattenstärke von etwa $h_s = 20 \text{ mm}$ ist nur noch eine sehr geringe Zunahme der Traglast zu erwarten.

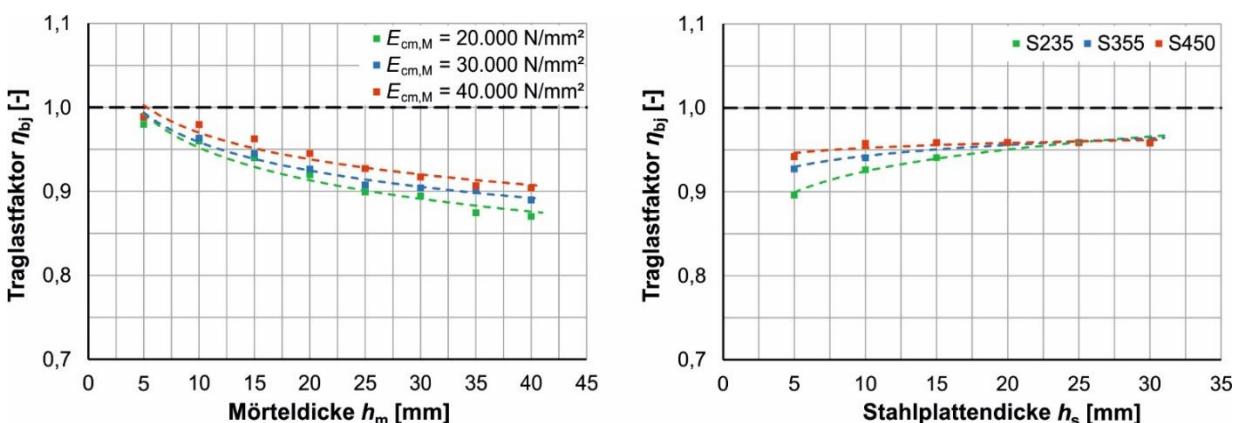


Bild 8-8: Traglastfaktor in Abhängigkeit der Mörteldicke (links) und der Stahlplattendicke (rechts)

Bild 8-9 zeigt den Einfluss vergrößerter Längsbewehrungsgrade auf den Traglastfaktor η_{bj} . Für das Diagramm wurde eine Stützenkonfiguration entsprechend des Bauteilversuchs S 9.2 verwendet, bei der unter Anpassung der Durchmesser der Längsstäbe ($\varnothing_1 = 16, 20, 25, 28, 32, 40, 43, 50 \text{ mm}$) der Bewehrungsgrad variiert wurde. Dabei wurde zunächst die Betondeckung bei $c_{nom} = 40 \text{ mm}$ belassen (grüne Linie). Die

blauen Punkte kennzeichnen Stützenkonfigurationen mit einer angepassten Betondeckung von $c_{\text{nom}} = \phi_1$.

Das Diagramm zeigt, dass für geringe Bewehrungsgrade bis etwa $\rho_1 = 6,0\%$ ein Traglastfaktor von $\eta_{\text{bj}} \approx 0,98$ bis 1,00 erreicht wird. Aufgrund der nur geringen Abweichung von der monolithischen Stahlbetonstütze kann bis zu derartigen Bewehrungsgraden in Übereinstimmung mit DAfStb-Heft 600 [DAfStb-12] auf eine Abminderung der Traglast verzichtet werden, wenn die Stahlplatten mindestens 10 mm und die Mörtelschicht maximal 20 mm stark sind. Weiterhin muss die Druckfestigkeit des Mörtels größer als die des Betons sein.

Mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad $\rho_1 > 6,0\%$ übernimmt der Stahl einen größeren Traganteil der Stütze. Die numerischen Untersuchungen zeigen deutlich, dass es bei sonst gleichbleibender Konfiguration mit zunehmendem Längsbewehrungsdurchmesser zu einer größeren Spannungsumlagerung oberhalb des Stumpfstoßes und somit einer früheren Überlastung der Betondeckung kommt. Bei Verwendung hochbewehrter Fertigteilstützen mit großen Stabdurchmessern wird die Traglast der monolithischen Stütze nicht mehr erreicht und muss mit einem Traglastfaktor η_{bj} abgemindert werden. Weitere differenzierte Untersuchungen zum Einfluss des Stabdurchmessers und des Längsbewehrungsgrades werden derzeit durchgeführt.

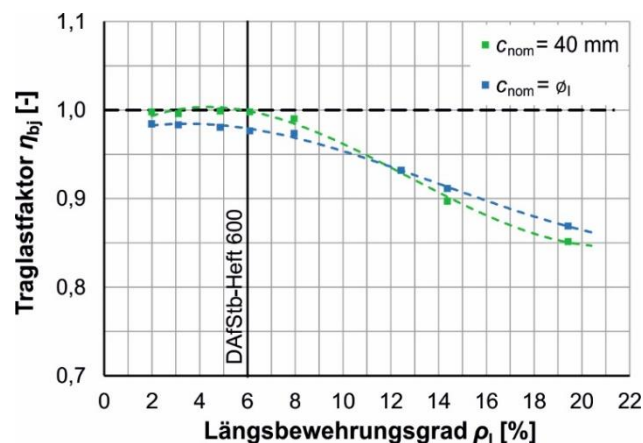


Bild 8-9: Traglastfaktor in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigen in Übereinstimmung mit den Bauteilversuchen, dass die Traglast stumpf gestoßener Fertigteilstützen mit hohen Längsbewehrungsgraden unter Verwendung großer Stabdurchmesser unterhalb der Traglast der monolithischen Stützen liegt. Mithilfe des numerischen Modells ergibt sich ein Traglastfaktor η_{bj} werden, welche in die Bemessung stumpf gestoßener Fertigteilstützen einfließen könnte. Derzeit kann aber noch kein durchgängiger Ansatz zur Berechnung des Traglastfaktors in Abhängigkeit der Detailausbildung des Stumpfstoßes (vgl. Bild 8-1, links) angegeben werden. Hierzu sind zusätzliche Untersuchungen unter Einbezug weiterer Parameter (Stützenabmessungen, Betondruckfestigkeitsklasse, Bewehrungskonfiguration etc.) notwendig.

8.6 Zusammenfassung und Ausblick

Immer häufiger werden national und international Hochhäuser mit Fertigteilstützen errichtet. Die Ausbildung des Druckstoßes zweier Fertigteilstützen mithilfe von Stumpfstößen hat sich dabei als geeignet erwiesen. Für normal- und hochfeste Fertigteilstützen mit geringen Längsbewehrungsgraden liegen Untersuchungen vor. Stumpfstöße bei hochbewehrten Fertigteilstützen unter Verwendung großer Stabdurchmesser wurden jedoch bisher (mit Ausnahme der für die Erwirkung der Zustimmungen im Einzelfall durchgeführten Bauteilversuche [Bac-14b]) weder experimentell noch numerisch ausreichend untersucht.

Die im vorliegenden Beitrag vorgestellten experimentellen Untersuchungen zu stumpf gestoßenen Fertigteilstützen mit hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern führen zu folgenden Erkenntnissen:

- Stumpf gestoßene Fertigteilstützen mit hohem Bewehrungsgrad und großen Stabdurchmessern erreichen nicht die Traglasten der monolithischen Stützen. Für einen Bewehrungsgrad von $\rho_1 = 12,8\%$ und einer Querdehnungsbehinderung mittels Stahlplatten ergibt sich für die durchgeführten Bauteilversuche ein Traglastfaktor von $\eta_{bj} \approx 0,90$. Bei der Ausführung des Stumpfstoßes mit Stirnflächenbewehrung ergibt sich ein Faktor von $\eta_{bj} \approx 0,78$.
- Bei Erhöhung des Längsbewehrungsgrades auf $\rho_1 = 25,8\%$ kann bei vorliegender Konfiguration mit Stahlplatten nur 75 % der für die monolithischen Stützen berechneten Traglast aufgenommen werden.
- Das Versagen tritt durch die Überschreitung der Betondruckfestigkeit in der Betondeckung unmittelbar oberhalb des Stumpfstoßes auf.

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen wurde ein numerisches Modell entwickelt, mit dem die Bauteilversuche (Stumpfstoß mit Stahlplatten) nachvollzogen sowie erste Parameterstudien zu Einflüssen auf die Tragfähigkeit von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen durchgeführt werden können. Folgende Schlussfolgerungen ergeben sich aus den numerischen Untersuchungen:

- Maßgeblich für die Tragfähigkeit von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen ist die Steifigkeit des Stumpfstoßes. Durch reduzierte Mörteldicken, vergrößerte E-Moduln des Mörtels oder vergrößerte Stahlplattendicken kann die Tragfähigkeit des Stumpfstoßes erhöht werden.
- Für Längsbewehrungsgrade $\rho_1 \leq 6,0\%$ kann nach jetzigem Stand der eigenen Untersuchungen der Empfehlung des DAfStb-Heftes 600 [DAfStb-12] zugestimmt werden, nach dem die Traglast bei Stumpfstößen mit Stahlplatten gegenüber monolithischen Stützen nicht abgemindert werden muss.

- Für Längsbewehrungsgrade $\rho_1 > 6,0 \%$ und große Stabdurchmesser ergeben sich in Übereinstimmung mit den experimentellen Untersuchungen Traglastfaktoren η_{bj} , um die die Traglast des Stumpfstößes abgemindert wird.

Weitere experimentelle und numerische Untersuchungen sowie differenzierte Parameterstudien sind für die Festlegung der anzusetzenden Traglastfaktoren erforderlich. Es sind zudem Untersuchungen zum Tragverhalten von Stumpfstößen bei horizontalen Lasten z. B. aus außergewöhnlichen Einwirkungen und bei Einspannmomenten erforderlich. Bisher wurden lediglich Studien an Stumpfstößen durchgeführt, bei denen die obere und untere Stahlbetonstütze eine identische Bewehrungskonfiguration aufweist. Die für den Hochhausbau typische Verjüngung der Stahlbetonstützen mit angepassten Bewehrungsanordnungen über die Höhe führen zu „indirekten Lastdurchleitungen“ (Längsstäbe stehen nicht immer in einer Flucht übereinander). Auch dies muss vertieft betrachtet werden.

9 Butt Jointing of Prefabricated Concrete Columns

Titel	Butt jointing of prefabricated concrete columns
Autoren	Henrik Matz; Martin Empelmann
Veröffentlichungstyp	Article in Open Access Journal
Titel des Mediums	CivilEng (MDPI)
ISSN (Online / Print)	2673-4109
DOI	10.3390/civileng3040063
Ausgabe	Vol. 3, Iss. 4
Seiten	1108-1125
Erscheinungsjahr	2022
Status	publiziert
Der Verfasser dieser Arbeit hat das Konzept des Aufsatzes entwickelt, die numerischen Simulationen durchgeführt, die Ergebnisse dargestellt und diskutiert sowie das Manuskript verfasst.	

9.1 Abstract

In response to housing shortages in densely inhabited urban areas, there is a search for structural engineering solutions for serial and modular construction. Prefabricated concrete columns can make an important difference. Using industrial manufacturing processes it is possible to produce highly loadable, durable and true-to-size columns that enable accelerated construction progress and dismantling or reuse of the components at the end of the structure's economic life. However, there are challenges in designing the detachable connection between highly loaded columns due to an undesired reduction of the load-bearing capacity on the one hand and a high sensitivity to geometrical deviations on the other hand. To investigate the load-bearing and deformation behaviour of butt-jointed columns, large-scale component tests as well as three-dimensional numerical analyses using the finite element method were carried out. The analyses show that measures to increase the stiffness of the joint, such as thicker steel plates, lower mortar thickness etc., lead to an increase of the ultimate load. It could also be demonstrated that butt-jointed columns are very sensitive to unevenness of the end faces. Finally, the investigations allow first conclusions on the design and detailing of detachable compression connections between prefabricated concrete columns.

Keywords: butt joints, reinforced concrete columns, prefabrication, compression members, concrete compression struts, grouted joints, high reinforcement ratios, high-rise buildings

9.2 Introduction

The prefabrication of reinforced concrete compression members is very advantageous for many reasons, such as, for example, the rapid construction progress, modularisation or the high quality and thus durability of the concrete components. Prefabrication also plays an important role in terms of sustainability, as components can be replaced or reinstalled in other structural surroundings once the end of the framework's economic lifecycle is reached.

Designing detachable joints is a complex issue in prefabricated compression members, where high requirements exist concerning a high load-bearing capacity, tolerance compensation and fast production etc. The dimensioning of these joints depends on the forces to be transmitted and other boundary conditions.

Butt joints have proven to be suitable for connections that are mainly subjected to vertical forces. This also means that butt joints may not be used in areas with potential seismic activity. Recent studies on column-column joints subjected to seismic or other horizontal loads can be found in [Hu-17], [Tul-16], [Yu-19], [Rav-18], [Nza-18]. In Germany, prefabricated columns for high-rise buildings have been a major application of butt joints since the 2010s. Well-known examples are the “Tanzende Türme” in Hamburg (2013), the “TaunusTurm” in Frankfurt (2013) [Bac-14b] and the “OmniTurm” in Frankfurt (2019) [Pfe-21]. Figure 9-1 (left) shows the “Four” high-rise project that is currently under construction in Frankfurt. Taking the corresponding columns in Figure 9-1 (right) as an example, exceptional details of the trend towards high-performance columns can be recognised. These include the application of high-strength concrete and high-strength steel as well as the structural design with high reinforcement ratios and large bar diameters. This development leads to a reduction of column dimensions in order to maximize the rentable floorspace, to generate a filigree appearance and to build in a resource-efficient way [Oet-18].

A key focus in the design of prefabricated concrete columns is on butt joints characterising a significant region of both discontinuity and transmission of high vertical forces. This paper focuses on the joints of prefabricated columns using high longitudinal reinforcement ratios and large bar diameters. New detailed evaluations of the force and deformation behaviour of butt joints from large-scale experimental tests are presented. Based on the findings, numerical mesoscale models were derived idealising the load-bearing behaviour and providing insights into the failure modes of butt joints. The models allow first parameter studies on influences on the ultimate load of butt-jointed precast columns and reveal important factors to be taken into account for the design of butt joints.



Figure 9-1: FOUR high-rise project in Frankfurt: precast columns installed in high-rise structure (left); reinforcement cage and finished column at SACAC AG in Lenzburg, Switzerland (right) [Emp-21]

9.3 State of the Art

Joints are usually the weakest point in prefabricated concrete columns. In the past, a number of designs were investigated for optimal force transmission via butt joints, e.g. elastomeric bearings [Mül-82], glued joints [Müh-12], grouted joints [Bar-06], [Vam-91], [Emp-20e], [Som-72], [Str-96] or end-face-reinforced joints [Sal-02], [Min-00], [Pas-80]. In Germany, tolerance-compensating grouted butt joints with steel plates as lateral strain restraints have been established for prefabricated columns that are predominantly loaded centrally [Ste-18], [Kön-03], [Sch-13] (cf. Figure 9-2 (left)).

The absence of design and detailing rules in Eurocode 2 makes application difficult [EC2-04]. In Germany, for each high-rise project with prefabricated butt-jointed columns, an individual approval has to be applied. In this context, the recommendations of the German commentary on Eurocode 2 are mostly referred to [Fin-16]. Thus, the design load of butt-jointed columns can be determined according to Equation 9-1 by adding the load-bearing parts of concrete and steel in the same way as for the regular column design and introducing the factor κ for quantifying the influence of the butt joint.

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}) \quad \text{Eq. 9-1}$$

In analogy to the design of monolithic columns, the confinement effect of the transverse reinforcement can be neglected for simplification. A more detailed consideration of the strength-increasing confinement effect in reinforced concrete columns can be achieved,

for example, using the basic approaches in [She-82], [MC90-93], [Raz-99], [Mar-82], [Man-88b] or novel approaches in [Kim-21], [Ami-22], [Sad-18], [Li-20], [Cha-21].

For butt joints with steel plates, $\kappa = 1.0$ is given in the German commentary on Eurocode 2 [Fin-16]. This means that according to [Fin-16] the application of butt joints with steel plates does not lead to a reduction of the ultimate load of the respective monolithically manufactured, reinforced concrete column.

The background and confirmation of Equation 9-1 is provided by the research of Paschen, Minnert and Bachmann [Bac-14b], [Min-00], [Pas-80]. They state that the total load of the longitudinal reinforcement bars is transferred through the joint via peak pressure (cf. Figure 9-2 (centre)) [Bac-14b]. Due to the multiaxial compression stress state between the steel plates, the mortar is able to transfer the high stresses of the longitudinal bars through the butt joint. Figure 9-2 (right) shows experimental investigations on mortar discs with different thicknesses conducted by Bachmann [Bac-14b] and supplementary investigations carried out at iBMB, which prove the high load-bearing capacity of mortar layers. The lower the height-width ratio of the mortar discs, the higher the mortar compressive strength due to multi-axial compression stress states. According to Minnert and Bachmann [Bac-14b], [Min-00], the forces transmitted directly through the joint do not lead to any bond stresses between the longitudinal reinforcement and the concrete. As a result, no time-independent stress redistribution between steel and concrete is to be expected. Closer stirrup spacing to provide increased confinement of the concrete core compared to the adjacent column is therefore not required. It is important to emphasise that this approach is based on low- and normal-reinforced concrete columns [Min-00].

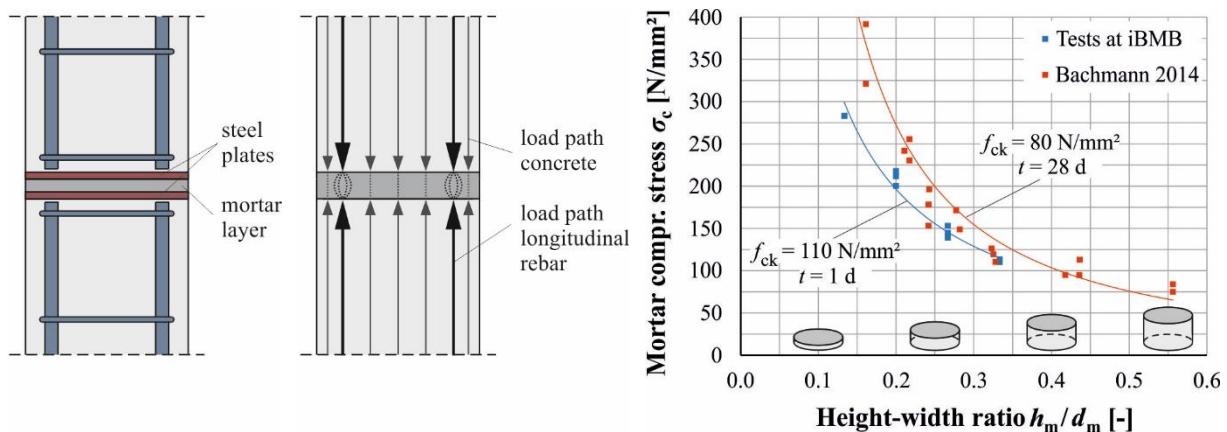


Figure 9-2: Butt joint with steel plates (left); model for force transmission according to [Ste-18] (centre); mortar compressive strength depending on height-width ratio [Bac-14b] (right)

The experimental investigations leading to a factor $\kappa = 1.0$ were carried out on butt-jointed reinforced concrete columns with longitudinal reinforcement ratios $\rho_1 \leq 6\%$ and small bar diameters $\phi_1 \leq 16 \text{ mm}$ [Min-00]. The applicability is additionally limited to:

- Mortar thickness $h_m \leq 20$ mm,
- Steel plate thickness $h_s \geq 10$ mm and
- Compressive mortar strength $f_{cm,m} \geq f_{cm,c}$.

The list above is according to the German commentary on Eurocode 2 [Fin-16]. The high-reinforced concrete columns commonly used in high-rise construction are not considered by the investigations in [Min-00] and recommendations in [Fin-16]. However, initial investigations in [Mat-22b], [Mat-21b], [Wol-21] already indicate that the recommendation $\kappa = 1.0$ is no longer valid for high reinforcement ratios and large bar diameters.

9.4 Large-Scale Tests

For the investigation of butt-jointed reinforced concrete columns with high longitudinal reinforcement ratios and large bar diameters, five large-scale component tests were carried out at iBMB, TU Braunschweig. In addition to two monolithically manufactured reference columns S 9.1 and S 7.7, three butt-jointed column configurations shown in Figure 9-3 will be considered in detail.

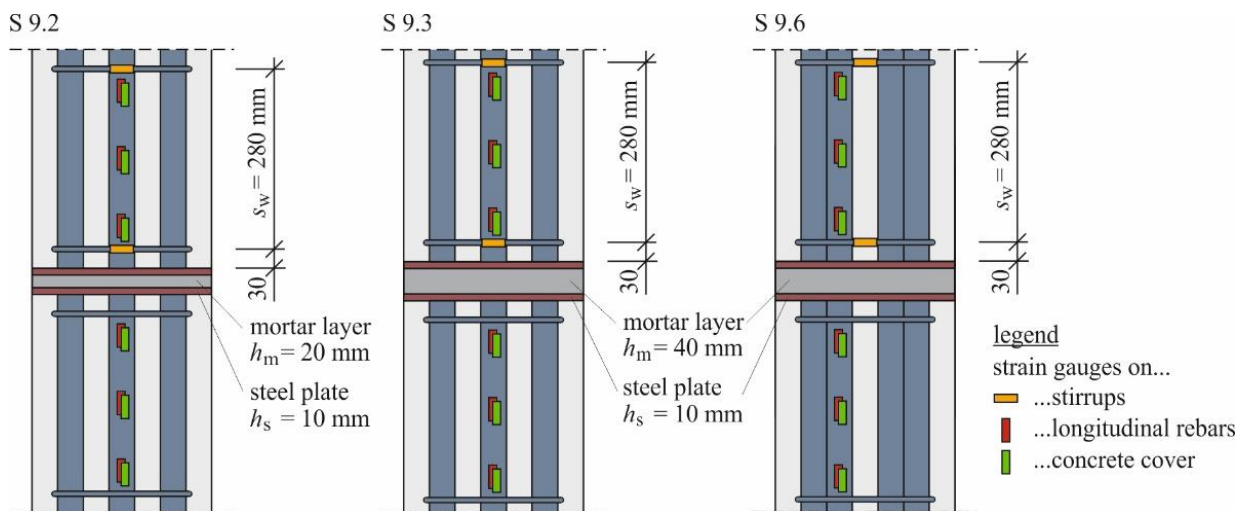


Figure 9-3: Configurations of the test specimens S 9.2, S 9.3 and S 9.6

The component tests had a length of $h = 202$ cm and a square cross-section with a side length of $a = 28$ cm. For all tests, concrete C50/60 as well as reinforcing steel B500 with bar diameter $\phi_1 = 40$ mm were used. For the jointed columns, the longitudinal reinforcement ratio varies between $\rho_1 = 12.8\%$ and $\rho_1 = 25.6\%$ and the mortar thickness varies between $h_m = 20$ mm and $h_m = 40$ mm. In accordance with the recommendations [Fin-16], the stirrup spacing was chosen to be $s_w = 28$ cm as specified in Eurocode 2 [EC2-04]. The corresponding configurations as well as the properties of concrete, mortar and longitudinal reinforcement are summarised in Table 9-1.

Table 9-1: Configurations of the test specimens and material properties of concrete, mortar and longitudinal reinforcement

		References		Butt-jointed columns			
		S 9.1	S 7.7	S 9.2	S 9.3	S 9.6	
Longitudinal bar diameter ϕ_l	(mm)	40	40	40	40	40	
Number of longitudinal bars n_{sl}	(-)	8	16	8	8	16	
Reinforcement ratio ρ_l	(%)	12.8	25.6	12.8	12.8	25.6	
Stirrup diameter ϕ_w	(mm)	10	10	10	10	10	
Distance between stirrups $s_{cl,t}$	(mm)	280	280	280	280	280	
Mortar thickness h_m	(mm)	-	-	20	20	40	
Concrete	Compressive strength f_{cm}	(N/mm ²)	49.0	46.9	62.5	55.2	61.0
	Young's modulus E_{cm}	(N/mm ²)	38,000	-	40,700	39,200	37,800
Mortar	Compressive strength f_{cm}	(N/mm ²)	-	-	80.3	81.8	74.4
	Young's modulus E_{cm}	(N/mm ²)	-	-	29,900	29,400	29,100
Steel	Compressive yield strength $R_{p,0.2}$	(N/mm ²)	592	592	592	592	592
	Compressive strength R_m	(N/mm ²)	637	637	637	637	637

The tests were performed in a 30 MN testing machine with a low eccentricity $e_0 = 10$ mm and a path-controlled load application. Figure 9-4 shows the assembled column S 9.3 in the testing machine just before testing. Detailed information on the test specimens, experimental procedure as well as further tests on butt joints with end-face reinforcement can be found in [Mat-21b], [Mat-22b].

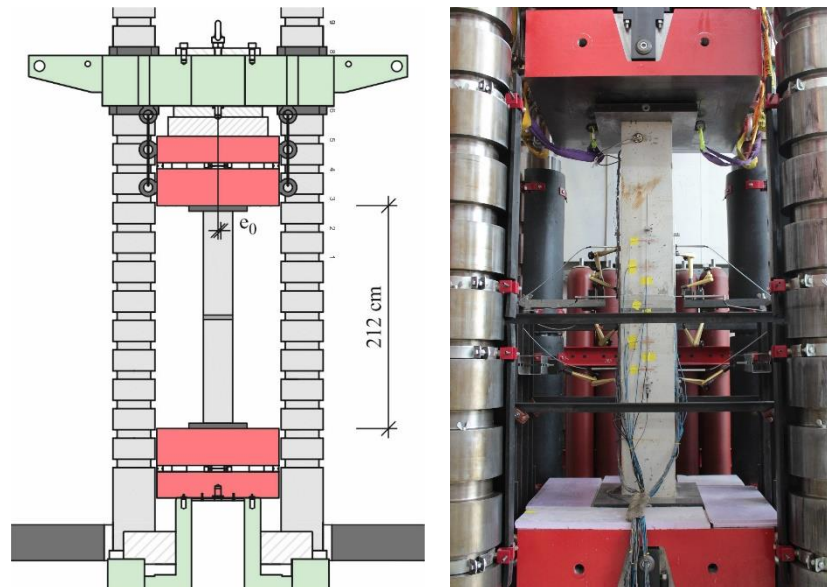


Figure 9-4: Experimental setup: schematic draft of 30 MN testing machine with butt-jointed column (left); installed large-scale test S 9.3 before testing (right)

The failure of the test specimens S 9.2 and S 9.3 ($\rho_1 = 12.8\%$) was characterised by the abrupt formation of vertical cracks as well as concrete spalling of the upper and lower column segment, respectively. While the mortar joint in S 9.2 remained more or less intact (Figure 9-5, left), severe spalling of the mortar and deformation of the steel plate could be observed in S 9.3 (Figure 9-5, middle). The formation of vertical cracks at the corners of the joint area initiated the failure of the test specimen S 9.6 ($\rho_1 = 25.6\%$). Subsequently, sudden spalling of the concrete cover in the corner areas of the column segments occurred. The steel plates surrounding the mortar layer deformed significantly during the failure process (Figure 9-5, right).



Figure 9-5: Test specimens after failure: S 9.2 (left), S 9.3 (middle) and S 9.6 (right)

Table 9-2 shows the measured ultimate load values $F_{u,exp}$ of the large-scale tests. The calculated ultimate load $F_{u,cal}$ of the monolithically manufactured column is determined by nonlinear calculations taking into account the eccentricity and the concrete properties measured on concrete cylinders. The influence of different stress rates between the cylinders $\dot{\sigma} = 0.6 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ and the columns $\dot{\sigma} \approx 0.1 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ was

taken into account by reducing the concrete compressive strength with the factor 0.97 calculated according to Model Code 1990 [MC90-93]. The influence of the test specimen's geometry was captured in a simplified way using the reduction factor 0.95 according to [Mat-21a], [Emp-20b], [Wol-22]. Component-specific effects according to [Mat-21a], [Moc-21] resulting from the column configuration are not taken into account in the calculation in order not to affect the influence of the joint on the one hand and to obtain an ultimate load calculation by analogy with Eurocode 2 on the other hand.

The utilisation factor η_{bj} in Equation 9-2 represents the ratio of the experimental load $F_{u,exp}$ and calculated load $F_{u,cal}$, with the latter corresponding to the ultimate load of a monolithic column.

$$\eta_{bj} = \frac{F_{u,exp}}{F_{u,cal}} \tag{Eq. 9-2}$$

Table 9-2: Comparison of experimentally and mathematically determined ultimate loads

		References		Butt-jointed columns		
		S 9.1	S 7.7	S 9.2	S 9.3	S 9.6
Experimental ultimate load $F_{u,exp}$	(kN)	6499	9811	6568	6063	7725
Calculated ultimate load $F_{u,cal}$	(kN)	6445	9860	7295	6845	10,232
Reduction factor η_{bj}	(-)	1.01	0.99	0.90	0.88	0.75

The evaluation of the reduction factor η_{bj} shows that the ultimate load of the monolithically manufactured columns can be calculated in very good accordance. However, with $\eta_{bj} < 1.00$, the jointed columns show a reduction in load-bearing capacity and a premature failure, respectively. The test results indicate that with higher longitudinal reinforcement ratios or greater mortar thicknesses only reduced ultimate loads can be transmitted through the butt joint. For an investigation of the causes, also with regard to future specifications, research on the stress and deformation behaviour of the butt joint is essential.

9.5 Deformations of the Steel Plate

9.5.1 Experimental Findings

As part of the large-scale component tests, intensive evaluations were carried out on the deformations in the region of the butt joint. First, the visible deformations of the steel plates are presented (Figure 9-6 (left)), which were detached manually from the columns after conducting the tests and sandblasted to remove mortar and concrete residues. Subsequently, all steel plates were analysed with the 3D laser scanner GOM

Scan 1 of Carl Zeiss GOM Metrology (Figure 9-6 (middle)). While Figure 9-6 shows the corresponding deformations of the lower steel plate of S 9.3, Figure 9-7 shows the deformations of the upper steel plate of S 9.2 and the lower steel plate of S 9.6.

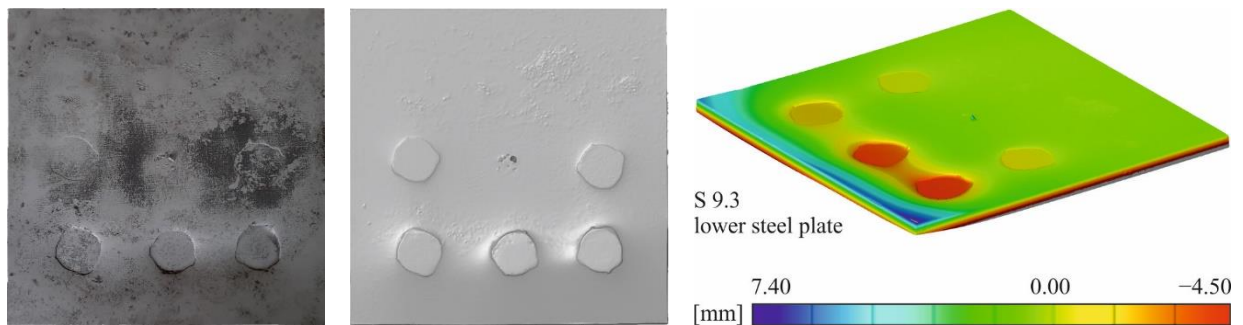


Figure 9-6: Lower steel plate of component test S 9.3: photography (left); 3D laser scan (middle); measured deformations (right)

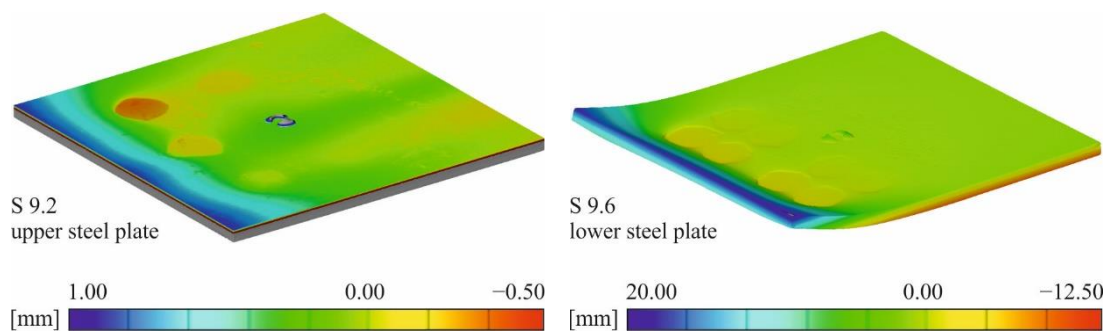


Figure 9-7: Three-dimensional laser scans: upper steel plate of S 9.2 (left) and lower steel plate of S 9.6 (right)

Figure 9-6 and Figure 9-7 clearly display indentations of the longitudinal bars into the steel plate as well as bended edges in the area of the spalled concrete cover. The asymmetric deformation is caused by the eccentric load application in the large-scale tests (see Section 9.4). The indentations into the steel plates correspond to the post-cracking stage and therefore vary, nevertheless giving a good impression of the scale of the indentations. For the lower steel plate of S 9.3, for example, a maximum indentation of 4.5 mm can be observed.

Since only one side of the jointed column has failed in the tests S 9.2 and S 9.3, the nearly intact column ends can be used to estimate the deformations approximately at the point of ultimate load. Figure 9-8 and Figure 9-9 show the evaluations of 3D laser scan measurements for these two respective steel plates. The deformation is analysed in a cross-sectional cut around the bearing point of a highly stressed longitudinal bar. An excerpted detail reveals the indentations of the longitudinal bars into the steel plates.

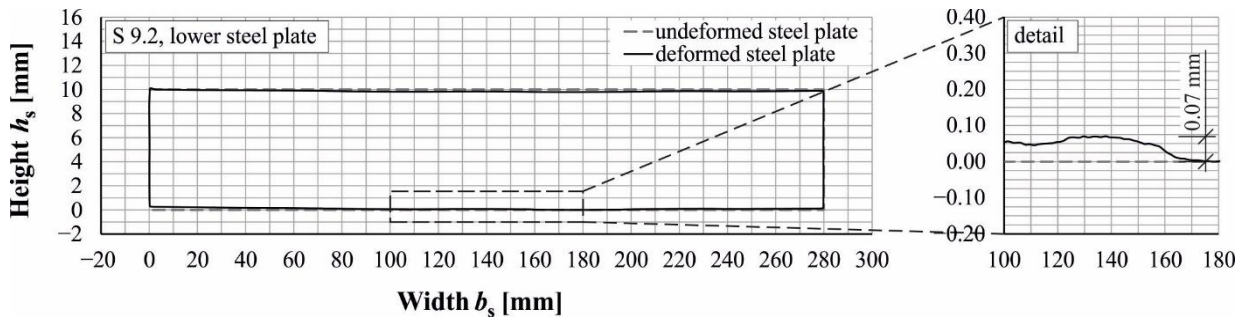


Figure 9-8: Deformations of the lower steel plate of S 9.2

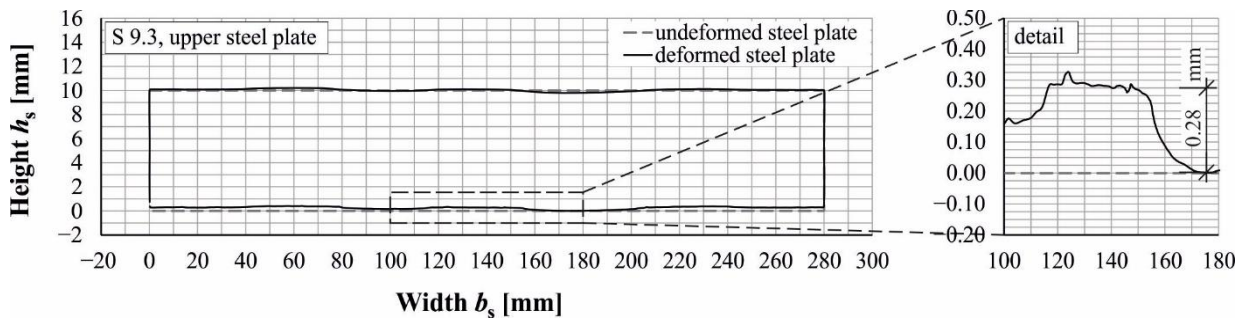


Figure 9-9: Deformations of the upper steel plate of S 9.3

The evaluations show a maximum indentation of about 0.07 mm for the lower steel plate of S 9.2 and an indentation of about 0.28 mm for the upper steel plate of S 9.3. The difference between these values possibly represents the influence of the mortar thickness in the butt joint, as the size of the mortar layer is the most important distinction between the test setups S 9.2 and S 9.3. In the following, numerical analyses are presented examining the correlation between mortar thickness and indentations of rebars into the steel plates in detail.

9.5.2 Numerical Investigations

A three-dimensional finite element (FE) model evaluated with the software Diana FEA version 10.6 [DIA-20] shown in Figure 9-10 (left) is used to approximate the indentations into the steel plates numerically. The model describes the load-deformation behaviour of a steel plate with continuous elastic spring support and non-uniformly distributed loading. The surface load covers the mean concrete compressive strength f_{cm} and the yield strength of the longitudinal reinforcement f_y within discrete areas. An eccentric load application in analogy to the tests is omitted in the numerical investigations for simplification. The spring stiffness $k = E_{cm,m}/(h_m/2)$ of the two-dimensional elastic support represents the compressed mortar layer within the butt joint. The steel plate is modelled with ideal elastic-plastic material behaviour. The side length of the steel plate $a = 28$ cm, the concrete compressive strength class C50/60 and the steel grade B500 are implemented from the component tests.

The discretisation of the steel plate is realised with eight-node isoparametric solid brick elements with an average side length of 2.5 mm. The force-controlled load application induces deformations within 25 uniform load steps. The Newton-Raphson method is

used for the iteration procedure in association with convergence criteria regarding the balance of forces and displacements as well as a maximum number of iterations $n = 20$.

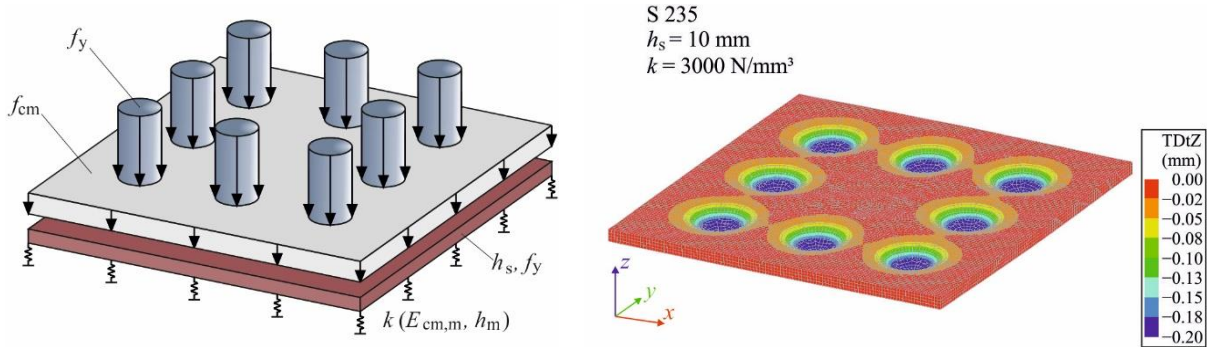


Figure 9-10: FE model of elastically supported steel plate (left); exemplary deformation plot (right)

Figure 9-11 (left) shows the indentations into the steel plate depending on the mortar thickness determined by numerical simulations. In addition, the grade and the thickness of the steel plate are varied. The resulting diagram in Figure 9-11 (left) displays the influence of all three parameters. The indentations of rebars into the steel plate are reduced with decreasing mortar thickness. The same context applies for increasing thickness of steel plates and increasing steel grades. As a complementary output of the parameter studies, Figure 9-11 (right) reveals that an increase of the steel force in the longitudinal reinforcement using larger bar diameters or higher steel strength leads to greater indentations. The solid grey line shows that the combination of high-strength reinforcing steel with diameters $\phi_1 > 32$ mm and a steel plate S235 with $h_s = 10$ mm results in a type of disproportionate failure mode.

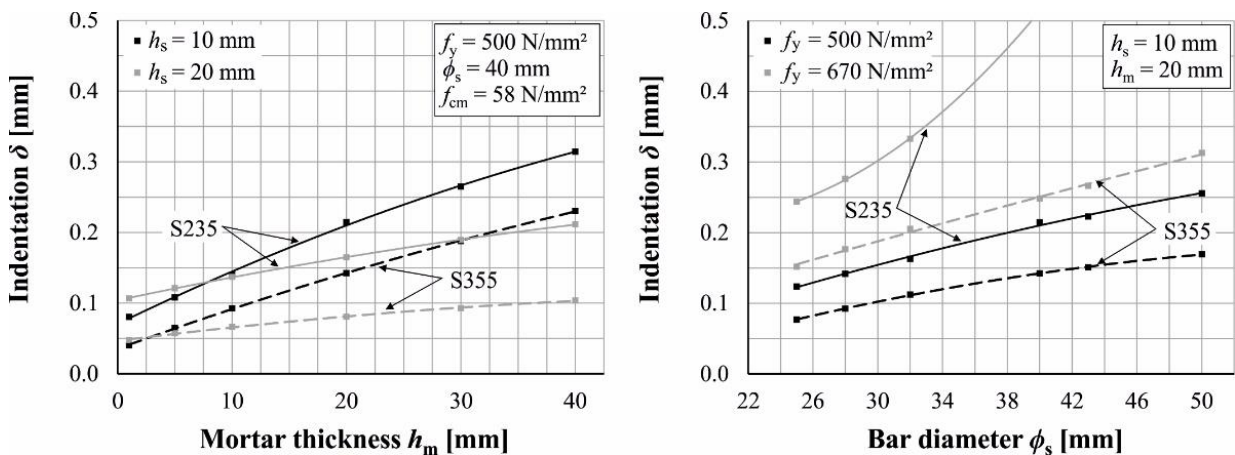


Figure 9-11: Indentations in relation to mortar thickness (left) and in relation to longitudinal bar diameter (right)

The experimentally determined indentations (see Figure 9-8 and Figure 9-9) are slightly smaller than the values from the FE simulation since premature failure occurred in the tests and neither the concrete compressive strength nor the steel yield strength were reached across the whole cross-sectional area. Another reason for the numerical

overestimation is the elastic modelling of the mortar support. In reality, the mortar voids compact simultaneously increasing the stiffness of the mortar with growing deformation. Nevertheless, the model provides an insight into the main influences on the indentations into the steel plate, which are the amount of applied peak pressure as well as the resistance of the mortar layer and of the steel plate itself.

9.6 Stress Redistribution in Column End Regions

9.6.1 Experimental Findings

The indentations of the longitudinal rebars into the steel plate investigated in Section 9.5 lead to relative displacements between concrete and steel. Such relative displacements activate bond stresses and therefore stress redistributions from the longitudinal reinforcement to the surrounding concrete.

Figure 9-12 and Figure 9-13 show the evaluations of the strain gauges attached on the longitudinal reinforcement and on the concrete cover for the tests S 9.2 and S 9.3, respectively, along the column axis and over the course of the test regime, up to reaching the ultimate load. The locations of the strain measurements are indicated in Figure 9-4.

Figure 9-12 (left) reveals that the compressive strains in the concrete cover increase continuously along the column towards the butt joint. Figure 9-12 (right) shows that the steel strains decrease accordingly. The redistribution of compressive stresses parallel to the bar axis becomes visible starting at a distance of about 25 cm apart from the steel plates. The ultimate compressive concrete strain can be calculated according to EC2 [EC2-04] using the formulation $\varepsilon_{c1} = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31}$ resulting in 2.52 ‰ for S 9.2. In the upper column segment, the compressive strain in the concrete cover reaches the ultimate strain of the concrete ε_{c1} at about 90 % of the ultimate load. Failure occurs above the butt joint due to exceeding the concrete compressive strength and spalling of the concrete cover.

The steel strains in Figure 9-12 (right) display that the yield strain $R_{p,0.2}/E_s = 592 \text{ N/mm}^2 / 200,000 \text{ N/mm}^2 = 2.96 \text{ ‰}$ is not reached before the ultimate load. Only one strain gauge in the failing upper column segment denotes the yield strength according to the spalling of the concrete cover.

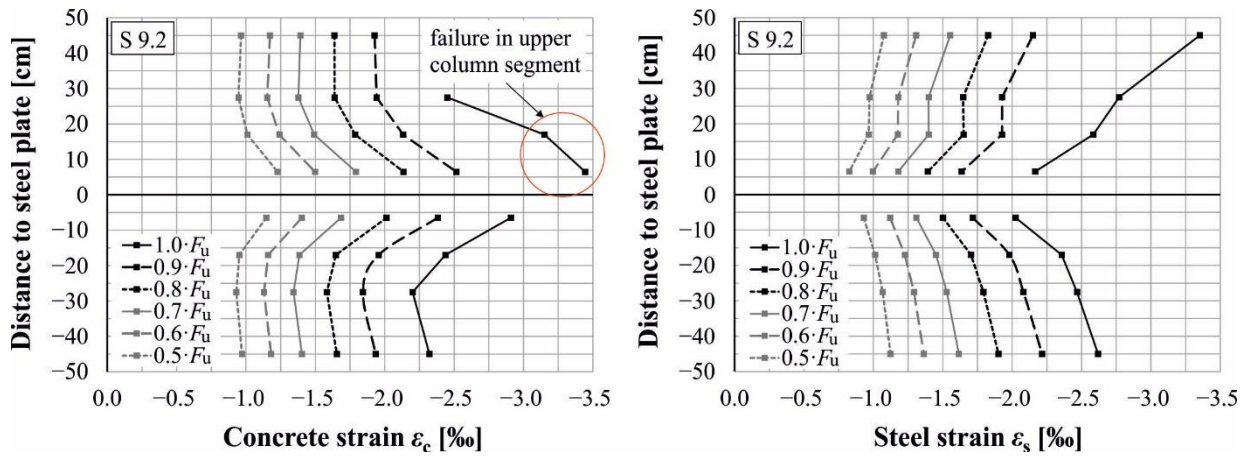


Figure 9-12: Measured concrete (left) and steel stains (right) above and below the butt joint for S 9.2

Figure 9-13 shows the concrete and steel strains for S 9.3 with an increased mortar thickness of $h_m = 40$ mm. In this test, failure of the concrete cover occurs in the lower column segment. Furthermore, the measurements indicate that the ultimate compressive concrete strain is also exceeded in the upper column segment.

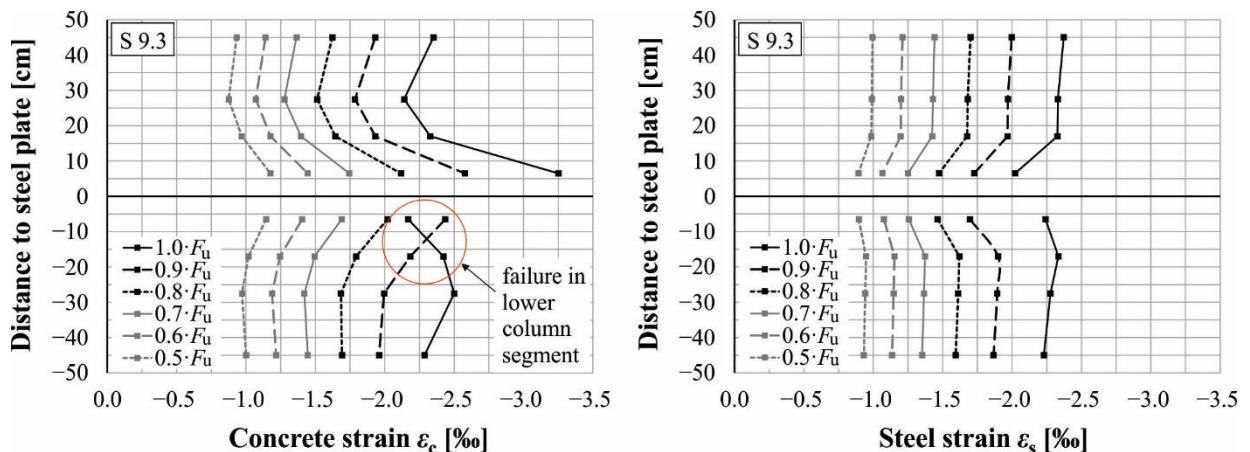


Figure 9-13: Measured concrete (left) and steel stains (right) above and below the butt joint for S 9.3

The diagrams confirm the hypothesis of time-independent stress redistributions from the steel to the concrete due to indentations of steel bars into the steel plate. The absorption of additional compressive stress leads to premature overloading and spalling of the concrete cover initiating the failure of the butt-jointed column. The tested columns therefore did not reach the anticipated ultimate load of monolithically manufactured columns.

9.6.2 Confinement

The concrete core is confined by transverse reinforcement. The load-bearing effect of confinement can be estimated using the strain gauges at the measuring points on the stirrups shown in Figure 9-4. The highest strain is obtained in the stirrups arranged 3.0 cm above and below the steel plate, respectively. In the upper column segment,

strains of $\varepsilon_{S9.2} = 0.53 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{S9.3} = 0.37 \text{ ‰}$ and $\varepsilon_{S9.6} = 0.59 \text{ ‰}$ were measured for these stirrups. Assuming an ideal elastic-plastic stress-strain material behaviour for the steel stirrups, the corresponding tensile stresses result in $\sigma_{sw,u,S 9.2} = 106 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{sw,u,S 9.3} = 74 \text{ N/mm}^2$ and $\sigma_{sw,u,S 9.6} = 118 \text{ N/mm}^2$.

Exemplarily, the increase of the concrete compressive strength in the column core is calculated for S 9.2. According to Equation 9-3, the stirrup stress $\sigma_{sw,u,S 9.2} = 106 \text{ N/mm}^2$ leads to a confinement stress $\sigma_2 = \sigma_3$ [Emp-19b].

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{2 \cdot A_{s,w} \cdot \sigma_{sw,u}}{b_0 \cdot 0.5(s_w + 30 \text{ mm})} = \frac{2 \cdot 78.5 \text{ mm}^2 \cdot 106 \text{ N/mm}^2}{220 \text{ mm} \cdot 0.5(280 \text{ mm} + 30 \text{ mm})} & \text{Eq. 9-3} \\ &= 0.49 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

For transverse compressive stresses $\sigma_2 \leq 0.05 \cdot f_{cm}$, Equation 9-4 can be applied to determine the multiaxial concrete compressive strength $f_{cm,c}$ according to Eurocode 2 [EC2-04]. As a result, for $f_{cm} = 62.5 \text{ N/mm}^2$ the multiaxial concrete compressive strength $f_{cm,c}$ in the column core results in $f_{cm,c} = 1.04 \cdot f_{cm} = 65.0 \text{ N/mm}^2$ according to Equation 9-4.

$$\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} = \left(1.0 + 5.0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} \right) = \left(1.0 + 5.0 \cdot \frac{0.49 \text{ N/mm}^2}{62.5 \text{ N/mm}^2} \right) = 1.04 \quad \text{Eq. 9-4}$$

The estimation of the compressive state due to confinement reveals that the chosen transverse reinforcement does not lead to a significant increase of the concrete compressive strength within the column core. Hence, in the following numerical investigations, the confinement effect is neglected for simplification. Further studies featuring closer stirrup spacing might be useful to achieve substantial confinement effects.

9.6.3 Numerical Investigations

In order to obtain more detailed knowledge about the failure modes of butt-jointed columns, the time-independent redistribution of compressive stresses due to the activation of bond stresses above and below the butt joint is analysed numerically. Figure 9-14 (left) represents the three-dimensional FE model, which is a rectangular concrete prism with a height of $h = 30 \text{ cm}$ and a single embedded reinforcement bar $\phi_1 = 40 \text{ mm}$ resolved discretely. In agreement with the experimental large-scale tests described in Section 9.4, the material properties of concrete C50/60 and reinforcing steel B500 are taken into consideration. The material behaviour of the longitudinal reinforcement is described using a von Mises yield criterion enhanced with strain hardening behaviour. The performance of the surrounding concrete is modelled using the *Total Strain Based Crack Model* from the Diana FEA library [DIA-20]. The uniaxial stress-strain relationship for structural analyses according to Eurocode 2 approaches the compressive behaviour of the concrete matrix [EC2-04]. Additionally,

tensile stresses are limited with the help of a yield criterion preventing premature failure in the region of geometrical and physical discontinuity. The bond zone between the longitudinal rebar and the concrete is discretised with zero-thickness interface elements. For the description of its material behaviour, the bond model from Model Code 2010 is applied [MC10-13].

Both the steel bar and the concrete matrix are discretised with an average element side length of $e = 5.0$ mm. Isoparametric CHX60 elements with 20 nodes are applied. The discretisation of the interface is realised with square Q24IF elements with eight nodes, i.e., four nodes per face. The upper surface of the prism is loaded by applying a uniformly distributed stress q . The linear-elastic spring support at the bottom of the setup is characterised by spring stiffness k . The configuration of the model is summarised in Figure 9-14 (left). General simulation settings agree with the previously presented numerical analyses of steel plates in Section 9.5.2.

Figure 9-14 (right) shows the vertical displacement w of a cuboid specimen with a spring support $k = 2500$ N/mm³ as a coloured concentric section-cut with superelevated deformations. The incrementally increased loading is bounded by the compressive failure of the concrete, induced by unavailable convergence of the nonlinear iterative solution. The relative displacement between the longitudinal rebar and the surrounding concrete is clearly visible and increases towards the butt joint.

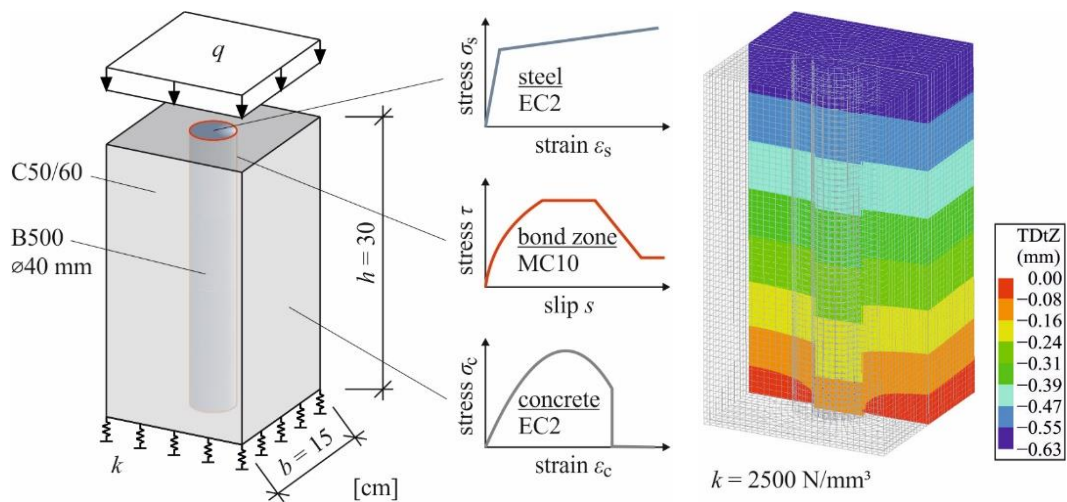


Figure 9-14: FE model of reinforced concrete member with elastic spring support (left); vertical deformation plot (right)

Figure 9-15 (left) depicts the tangential bond stresses in the bond zone parallel to the loading direction. With a spring stiffness $k = 2500$ N/mm³ a maximum bond stress of $\tau \approx 6.20$ N/mm² is generated, which is significantly below $\tau_{\text{bmax}} = 2.5 \cdot \sqrt{58}$ N/mm² = 19.04 N/mm² for good bond conditions or $\tau_{\text{bmax}} = 1.25 \cdot \sqrt{58}$ N/mm² = 9.52 N/mm² for all other bond conditions proposed in Model Code 2010 [MC10-13]. The diagrams in Figure 9-15 (right) show the distribution of corresponding concrete and steel stresses in vertical z -direction evaluated in the axis of the rebar and at the edge of the matrix, respectively, over the prism's height. In

accordance with Figure 9-12 and Figure 9-13, there is a downward increase of concrete stresses and a stress decrease within the longitudinal rebar. Furthermore, the expected load capacity of the specimen due to superposition of load-bearing parts cannot be reached due to the premature failure of the concrete immediately above the support. In line with this, the steel bar only reaches stresses of a maximum of $\sigma_s = 370 \text{ N/mm}^2$.

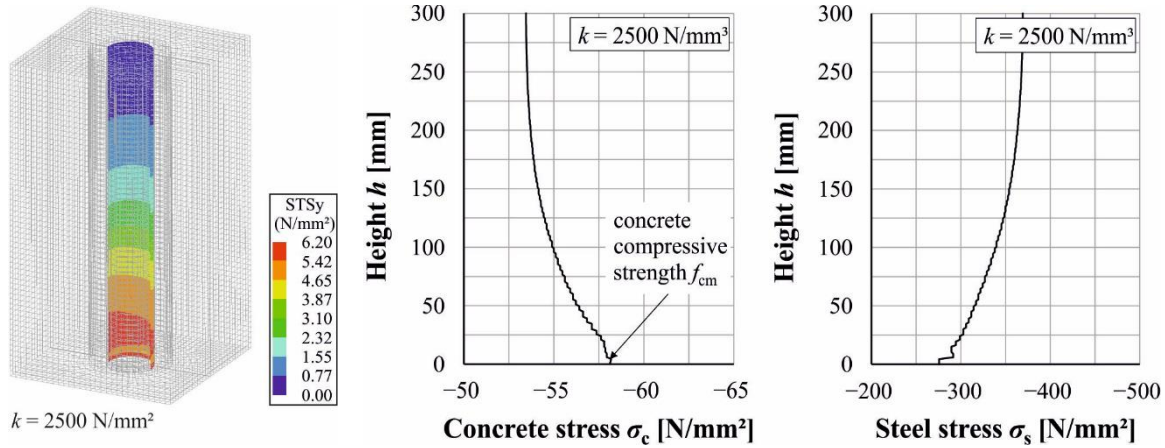


Figure 9-15: Evaluation of stresses: bond stresses in the interface (left); development of concrete and steel stresses over the height (right)

Further numerical simulations with a varying spring stiffness provide different maximum slip values representing the indentation of the longitudinal rebar into the support layer. Figure 9-16 (left) summarises the resulting indentation s relative to the applied spring stiffness k . The indentation decreases with increasing stiffness of the spring support, which is equivalent to the resilience of the butt joint. The diagram further indicates that with application of the bond model for good bond conditions from the MC 10 [MC10-13], which provides a higher stiffness and strength of the bond layer, the resulting slip is less than using the proposed σ_c model for all other bond conditions.

The right-hand diagram displays the utilisation $\eta = F_{cal}/F_{ref}$ of the cross-section relative to the indentation s . The reference load $F_{ref} = A_{cn} \cdot f_{cm} + A_s \cdot R_{p,0,2}$ is determined including the average concrete strength $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$ and the steel yield stress $R_{p,0,2} = 592 \text{ N/mm}^2$. The greater the indentations the lesser the calculated ultimate load that can be utilised. It is noticeable that the MC 10 bond model for good bond conditions leads to greater reduction factors η compared to all other bond conditions. Due to the better bond between steel and concrete, higher bond stresses are activated with the same indentation resp. slip; thus, the concrete is subjected to a greater increase in compressive stress, leading to earlier failure.

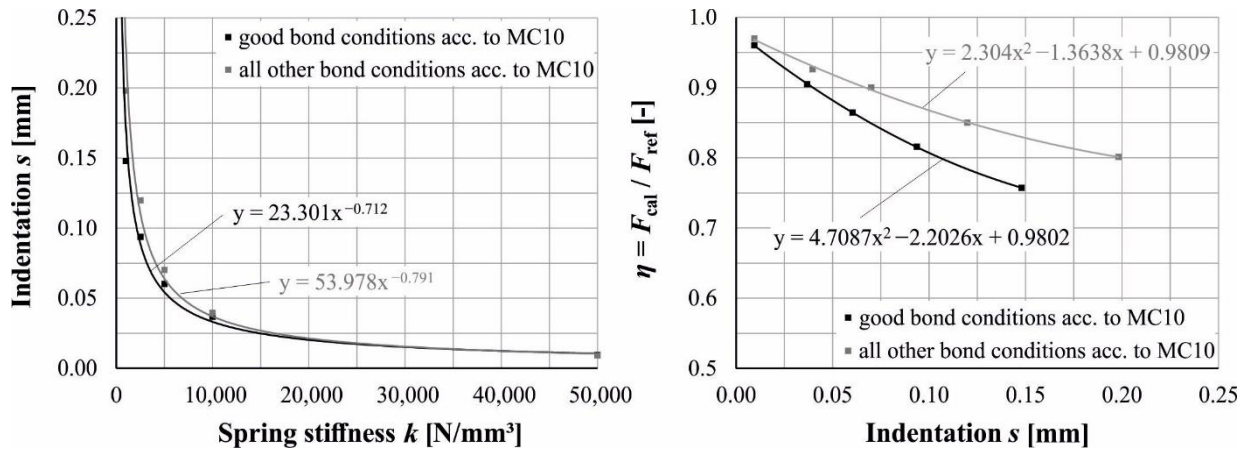


Figure 9-16: Relationship between modulus of spring stiffness and indentations (left) and reduction of ultimate load as a function of indentations (right)

9.7 Evaluation of Load-Bearing Behaviour

9.7.1 Large-Scale FE Model

In the following FE analyses, a combination of the models in Sections 9.5.2 and 9.6.3 is generated in order to carry out numerical simulation of large-scale butt jointed concrete columns corresponding to the tests in Section 9.4.

Figure 9-17 displays the three-dimensional FE model for a butt-jointed reinforced concrete column. Due to symmetry, only the upper column segment is considered. Typical model properties as well as the simulation settings such as load application and iteration method agree with the presented models in the previous sections. The average element length is $e = 5.0$ mm. The configuration of the applied material models is adopted from the previous analyses in Sections 9.5.2 and 9.6.3. To control the bond behaviour between the steel plate and the column's end face, a further interface is introduced tolerating minor relative displacements of the bonded surfaces.

As a modification of the material behaviour, the increased concrete compressive strength due to multiaxial stress conditions is considered using the constitutive concrete model by Selby and Vecchio provided by the Diana FEA library [Sel-97].

Another additional effect to be included is the squeezing out of voids from the mortar layer due to very high compression. This effect is modelled in a simplified way by introducing hardening by 20 % to the spring support for the stress-strain relationship above the mortar compressive strength $f_{cm,m} = 80$ N/mm². Due to its importance for the entire load-bearing behaviour, further investigations on the effect of the increasing stiffness of highly compressed mortar should be considered. Figure 9-17 (left) illustrates both adaptations in terms of resulting stress-strain diagrams.

The loading applied is path-controlled. Initially, load steps are defined as 0.10 mm/step, whereas the load increments are reduced to 0.01 mm/step reaching the

region of non-linear material behaviour. In analogy to previously presented analyses, the Newton-Raphson method is used to achieve consistently good convergence behaviour.

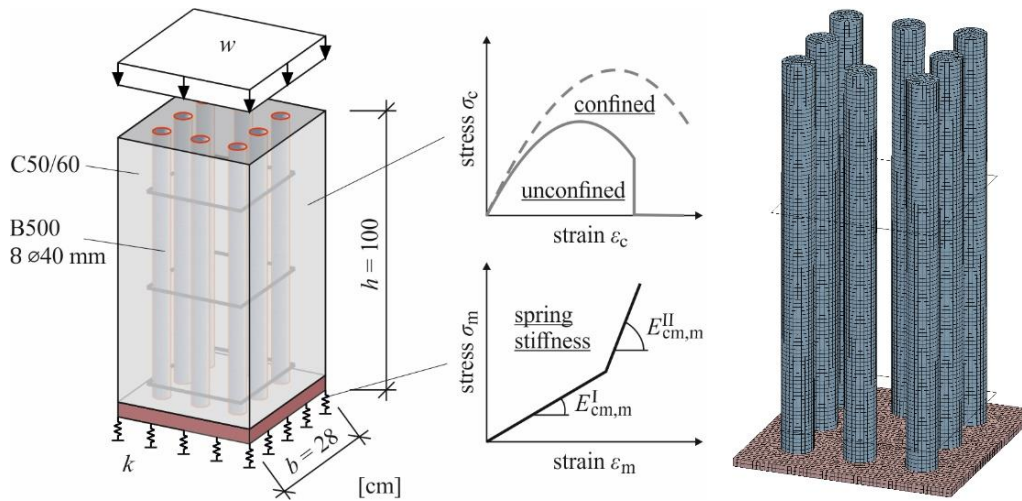


Figure 9-17: FE model of the butt joint in a reinforced concrete column: entire model with specific model properties (left); detail with hidden concrete elements (right)

The evaluation of the stress distribution in the butt-jointed specimen reveals the failure behaviour. In Figure 9-18, two contour plots with superelevated deformations and a section-cut in the layer of the rebars are compared to each other regarding the vertical compressive stresses in the concrete matrix. The plot in Figure 9-18 (left) shows the stress state at about 90 % of the ultimate load in detail, whereas in Figure 9-18 (right), the ultimate stress state is depicted.

In Figure 9-18 (left), the rebars are already deforming the steel plate and a minor multiaxial compressive stress state is activated in the concrete core between the bars. In the concrete cover, no significant confinement is generated so that failure is initiated here by exceeding the mean concrete compressive strength $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$. In particular, the steel plate prevents the development of slip between the rebars and surrounding concrete in the vertical z -direction. Right there, Figure 9-18 (left) shows a small area coloured red, where the elements of the concrete matrix can no longer bear any significant compressive stresses. In contrast to the model in Section 9.6.3, the nodes within the column's end face have to displace together in a vertical direction because of the continuous steel plate, which does not tolerate surface warping. This restraint leads to increased distortion of the adjacent concrete elements compared with the simulation without steel plates, as indentations of the longitudinal reinforcement into the steel plate occur due to the high peak pressure thus leading to a local premature failure.

In comparison to the stress state in Figure 9-18 (left) right before the introduction of the collapse, the compressive stresses are redistributed in Figure 9-18 (right) due to the failure of the concrete cover. The contour plot contains broad regions with red resp. orange colours indicating the failure of material with diminishing load-bearing capacity.

The blue colouring within the concrete core represents the exhausted compensation of the cover's loss of load-bearing capacity. The increased compressive stress in the concrete core due to multiaxial confinement contributes to the resilience of the butt-jointed column in the residual state.

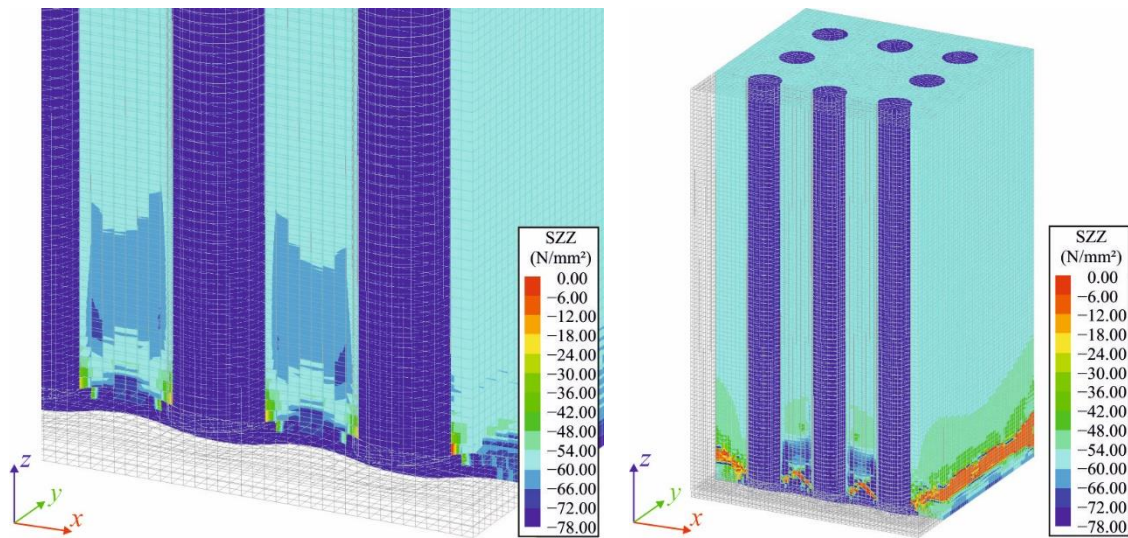


Figure 9-18: Contour plot of compressive stresses: detail of rebars deforming the steel plate at 90 % of ultimate load (left); compressive concrete stresses at ultimate load (right)

Based on this FE model, the prevalent influences on the reduction factor η_{bj} derived in the previous analyses are investigated with the help of numerical simulations with distinct parameters varying. Visualised in Figure 9-19, the results demonstrate the remarkable effect of the butt joint design on the load-bearing capacity of jointed columns.

Figure 9-19 (left) shows the reduction factor η_{bj} as a function of the mortar thickness h_m . The experimental results correlate well with the numerical simulations. The reduction factors calculated by the FE model $\eta_{bj,num,S9.2} = 0.90$ for the jointed column S 9.2 and $\eta_{bj,num,S9.3} = 0.85$ for S 9.3 are a good approximation of the experimentally determined values $\eta_{bj,exp,S9.2} = 0.90$ and $\eta_{bj,exp,S9.3} = 0.88$. The stiffer the grouted butt joint, i.e., for example, lower mortar thickness and greater steel plate thickness, respectively, the smaller the deformations of the butt joint appear, and thus, the lesser the load-bearing capacity decreases. With a very thin mortar layer, almost the entire load in the longitudinal bars can be transferred via peak stress across the joint. An enhancement of the steel plate thickness provides advantages especially with larger mortar thicknesses. Increasing the steel plate thickness from $h_s = 10$ mm to 20 mm generates a relative improvement of the load-bearing capacity of about 5 % concerning a mortar thickness $h_m = 40$ mm, for example.

Figure 9-19 (right) illustrates the effect of enlarging longitudinal bar diameters on the load-bearing capacity, simultaneously influencing the longitudinal reinforcement ratio. Furthermore, two reinforcement setups are considered: eight longitudinal rebars in

accordance with the experiments and as an alternative only four longitudinal rebars each in the corners. The concrete cover was modified to $c_{\text{nom}} = \phi_1$. The diagram shows that with bigger longitudinal bar diameters severe reductions occur in the ultimate load, in case no additional measure is conducted. The corresponding trend line agrees with the observations in Figure 9-11 (right).

Figure 9-19 (right) also indicates that reinforcement ratios $\rho_1 < 6\%$ lead to minor deviations of the ultimate load to the monolithically manufactured column. Regarding the investigated configurations, at least $\eta_{\text{bj}} = 0.96$ is achieved reliably for $\rho_1 < 6\%$. Thus, the respective statements in the German commentary on EC2 [Fin-16] and Minnert [Min-00] concerning the reinforcement ratio are supported as there is no need for a reduction factor for butt-jointed columns with low reinforcement ratios $\rho_1 < 6\%$. However, concerning large longitudinal rebar diameters $\phi_1 \geq 40\text{ mm}$ and eight longitudinal bars, there are significant deficits in the ultimate load ($\eta_{\text{bj}} < 0.90$). These configurations require special attention to the detailing of the butt joint in order to limit the reduction factor η_{bj} .

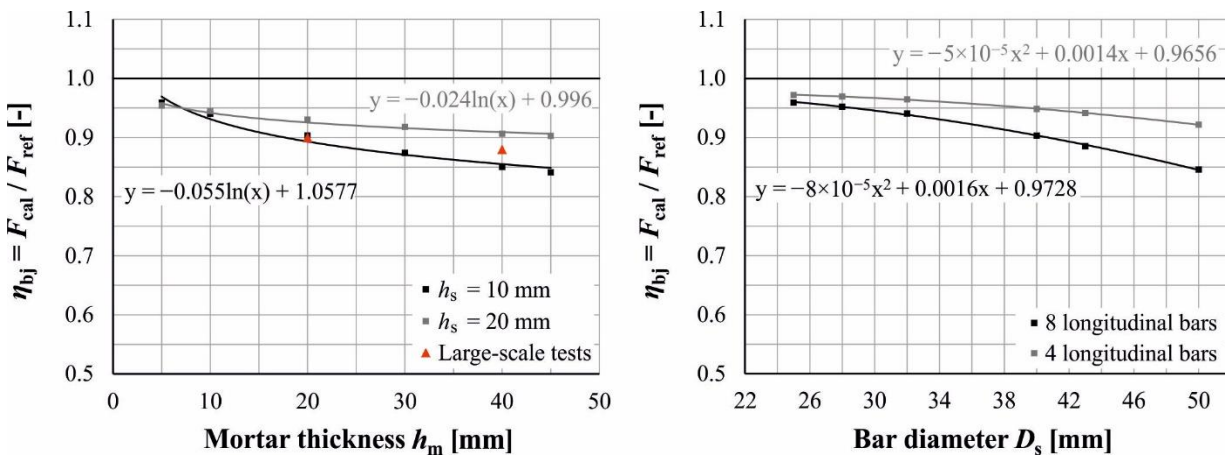


Figure 9-19: Utilisation of the ultimate load as a function of mortar thickness and steel plate thickness (left) and the longitudinal bar diameter (right) for square column segments with 28 cm width

9.7.2 Influences on the Load-Bearing Behaviour

The simulations with the mesoscale models in Sections 9.5.2 and 9.6.3 as well as the combined large-scale model of the butt-jointed column show that both the steel force and the stiffness of the butt joint have a great influence on the generated load-bearing capacity. The indentations of the longitudinal rebars into the steel plates have a significant impact on the stress redistribution from the steel bars to the concrete cover and therefore lead to premature failure. Due to the sensitivity of precast columns to relative displacements between steel and concrete, production-related size tolerances of the longitudinal rebars are also critical, so that any potential slip should be kept to a minimum.

The following detailing modifications of the butt joint can lead to an improvement of the load bearing capacity of jointed columns:

- Increasing the thickness and grade of the steel plates,
- Increasing the Young's modulus of the mortar.
- Reducing the thickness of the mortar layer.
- High planarity of the end faces of the columns.
- Minimum gap between longitudinal reinforcement and the steel plate.

Furthermore, the confinement of the concrete core using effective stirrup reinforcement has a great influence on the load-bearing behaviour of jointed columns. Sufficient transverse reinforcement in addition to the confining steel plate most likely compensates the load-bearing ratio due to failure of the concrete cover and possibly enables a further increase of the ultimate load, respectively. However, it should be remarked that these efforts lead to reduction of stiffness. In this article, moderate transverse reinforcement ratios were considered. Further investigations regarding the influence of the transverse reinforcement ratio on the load-bearing behaviour of butt-jointed reinforced concrete columns are required.

9.8 Conclusion and Outlook

Prefabricated reinforced concrete columns can contribute to the rapid and also sustainable construction of buildings or even high-rise buildings. The use of high reinforcement ratios and large bar diameters provides reductions in the number and the dimensions of the columns, respectively. The joint between precast columns has a great influence on the design and construction and requires special attention. Grouted butt joints, which are able to transfer high forces compensating tolerances simultaneously and can afford to be dismantled in terms of future reutilisation, have become an established state of the art in German-speaking countries within the last 10 years.

In order to analyse the load-bearing behaviour and the deformations of the butt-jointed columns, five large-scale tests were carried out at the TU Braunschweig. They indicated that:

- The ultimate load of the monolithically manufactured columns could no longer be achieved with the addition of butt joints.
- The reduction of the ultimate load increases with greater mortar thickness.
- The reduction of the ultimate load increases with higher longitudinal reinforcement ratio.
- Failure is initiated by spalling off the concrete cover immediately above or below the butt joint.
- There are considerable indentations of the longitudinal rebars into the steel plates.

- The strain of the longitudinal rebars decreases in the direction of the butt joint and that the strain in the concrete cover simultaneously increases.
- Premature failure occurs due to overloading of the concrete cover when the concrete compressive strength is reached.

Using mesoscale FE models, the experimental phenomena could be analysed more deeply. With the large-scale FE analyses the load-bearing behaviour of the large-scale tests could be reproduced and the influences on the effect of the load reduction at butt-jointed concrete columns illustrated. From the mesoscale models and the large-scale model, it can be deduced that:

- The indentations of the longitudinal bars into the steel plate increase with enlarging bar diameter as well as thinner steel plates.
- Due to slip between reinforcement and concrete, bond stresses are activated right above the joint.
- Deep indentations lead to significant ultimate load reductions.
- The application of thick mortar layers, thin steel plates, large bar diameters and high reinforcement ratios, respectively, leads to considerable reductions in the ultimate load of the jointed column.

The investigated failure modes of butt joints can also be transferred to length tolerances of the longitudinal reinforcement, which is especially important in the case of high load-bearing precast columns.

A further important aspect is the load-increasing influence of confining the inner concrete core. In this respect, research on the influence of the connection between the steel plate and the end face of the column confining the column is also necessary. The better the adhesive and frictional bond between the steel plate and the column, the higher the multi-axial stress state emerges in the concrete and the higher the performance of the butt joint.

An additional discussion point is the bond behaviour between longitudinal reinforcement and concrete. In this paper, the characteristic equations according to MC 2010, derived from pull-out tests, were used. However, it should be examined whether they are also valid for compression with simultaneous high loading of the surrounding concrete.

10 Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Das Konstruieren mit Stahlbetondruckgliedern ermöglicht die optimale Ausnutzung der hohen Druckfestigkeit von Beton. Der CO₂-intensiven Herstellung von konventionellen Stahlbetondruckgliedern steht eine Vielzahl von Vorteilen gegenüber. Hierzu zählen beispielsweise die hohe Feuerwiderstandsdauer, die Robustheit gegenüber unplanmäßigen Einwirkungen und die ausgeprägte Dauerhaftigkeit gegenüber Umwelteinflüssen. Eine Optimierung von Druckgliedern kann durch die Verwendung hoch- und ultra-hochfester Betone, hochfestem Stahl, hoher Bewehrungsgrade und Vorfertigung erreicht werden, wodurch das rechnerische Treibhauspotenzial deutlich verringert wird und weitere Vorteile wie schnelle Baufortschritte, leichtere Strukturen, Rückbaubarkeit und eine verbesserte Dauerhaftigkeit erreicht werden. Diese Optimierung führt jedoch häufig zu Stützenkonfigurationen außerhalb der üblichen und normativ geregelten Bereiche und damit auch zu neuen Fragestellungen in Bezug auf die sichere Traglast- und Robustheitsbemessung.

Die Zusammenstellung der mechanischen Hintergründe und Randbedingungen für heute gültige Konstruktionsregeln für Stahlbetondruckglieder in Aufsatz I zeigt, dass eine Anpassung bereits vorhandener Ansätze für Hochleistungsdruckglieder nicht ohne Weiteres möglich ist. Ein wesentlicher Grund dafür ist, dass diese Regeln zur konstruktiven Durchbildung von Stahlbetonstützen auf empirischen Untersuchungen beruhen und die den Regeln zugrundeliegenden Randbedingungen nicht mehr gültig sind.

Der Aufsatz II widmet sich der Frage nach einer sicheren Traglastbemessung von Stahlbetondruckgliedern, insbesondere bei Verwendung höherfester Betone und hoher Bewehrungsgrade. Während der aus den Regelwerken (EC 2 inkl. NA, MC 10) stammende Beiwert α_{cc} zur Ermittlung der im Bauteil nutzbaren Betondruckfestigkeit alle material- und bauteilspezifischen Einflüsse auf die Bauteildruckfestigkeit verschmiert erfasst, werden die einzelnen bauteilspezifischen Zusammenhänge mithilfe der Auswertung einer neu zusammengestellten Versuchsdatenbank aufgegliedert. Auf Basis dieser Ergebnisse wird ein Produktansatz entwickelt und vorgestellt, der die geometrischen Einflüsse, Störmechanismen aus Längsbewehrung und Querbewehrung sowie die Umschnürungswirkung differenziert erfasst. Mit diesem Ansatz ist eine sichere Traglastbemessung auch unter Berücksichtigung hoher Längs- und Querbewehrungsgrade sowie verschiedener Betone gewährleistet. Der wesentliche Vorteil des neuen Ansatzes gegenüber verschmierten Ansätzen aus der Literatur besteht neben einer zielsicheren Erfassung der Bauteildruckfestigkeit vor allem in der Adaptabilität auf neue Fragestellungen hinsichtlich neuer Baustoffe und Konfigurationen von Stahlbetondruckgliedern. Es zeigt sich auch, dass die Verwendung hochfester Betone

weniger die Traglastbemessung, sondern vielmehr die Robustheitsbemessung beeinflusst.

Die Sprödigkeit höherfester Betone führt bei Stahlbetondruckgliedern zusätzlich zu einer eingeschränkten Versagensankündigung nach Erreichen der Primärtraglast auch zu einem Abfall des bei höheren Betondruckfestigkeiten bedeutenden Traganteils der Betondeckung. Dieser Traglastabfall muss im Sinne der Robustheit auf ein tolerierbares Maß begrenzt werden. Hierzu eignet sich in erster Linie die Umschnürung des Stützenkerns. Erschwerend kommt die bei höherfesten Betonen im Vergleich zu normalfestem Beton geringere Festigkeitssteigerung bei mehraxialen Spannungszuständen hinzu. Das Forschungsziel ist daher die Entwicklung eines neuen Ingenieurmodells zur zuverlässigen Abbildung der Robustheit von gedrunenen Stahlbetondruckgliedern. Im Aufsatz III wird die Herleitung des physikalischen Trag- und Nachbruchverhaltens detailliert vorgestellt und in mathematische Zusammenhänge überführt. Mit diesem im Aufsatz IV an umfassenden Versuchsdaten validierten mechanischen Modell kann die Notwendigkeit einer Anpassung derzeitiger Konstruktionsregeln beim Einsatz von hochfestem Beton verdeutlicht werden. Anhand einer Parameterstudie werden konkrete, erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Druckglieder durch die Anpassung der Querbewehrung, d. h. durch verkleinerte Bügelabstände in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, vorgestellt. Mit diesen Empfehlungen kann ein wichtiger Beitrag zur sicheren Robustheitsbemessung von hochtragfähigen Stahlbetondruckgliedern geleistet und Unsicherheiten im Umgang mit der Sprödigkeit höherfester Betone begründet ausgeräumt werden.

Bei Verwendung von vorgefertigten Druckgliedern muss zusätzlich die Fügestelle betrachtet werden, die einen Diskontinuitätsbereich darstellt und zur Reduzierung der Traglast führen kann. Hierfür werden im Aufsatz V experimentelle Untersuchungen an stumpf gestoßenen Stahlbetondruckgliedern vorgestellt und neu ausgewertet. Für eine genaue Kenntnis über das Kraft- und Verformungsverhalten der Fügestelle werden im Rahmen des Aufsatzes VI Ort und Abmessungen von Abplatzungen untersucht, hochauflösende Dehnungsmessungen auf Längsbewehrung, Bügelbewehrung und Beton ausgewertet sowie 3D-Laserscans der Stahlplatten durchgeführt und analysiert. Es kann gezeigt werden, dass bei großen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern nicht mehr die gesamte Last der Längsstäbe über den Spitzendruck durch den Stumpfstoß übertragen werden kann. Vielmehr kommt es zu zunehmenden Eindrückungen der Längsbewehrung in die mörtelgelagerte Stahlplatte, wodurch ein immer größer werdender Traganteil aus der Längsbewehrung oberhalb der Fügestelle mittels Verbundspannungen in den Beton eingeleitet wird. Dies führt zu einer Überbeanspruchung des Betons an den Stützenenden und damit zur Einleitung des Versagens. Mithilfe von dreidimensionalen, mesoskaligen Finite-Elemente-Modellen können die experimentellen Beobachtungen im Detail analysiert und bestätigt werden. Anschließend werden Studien zum Einfluss verschiedener Parameter auf die Trag- und

Verformungsmechanismen durchgeführt. Auf Basis der Erkenntnisse aus den mesoskaligen FE-Modellen wird schließlich ein an den Bauteilversuchen kalibriertes, makroskaliges Finite-Elemente-Modell entwickelt, welches die Simulation des Trag- und Verformungsverhalten des gesamten gefügten Stahlbetondruckgliedes erlaubt. Die numerischen Ergebnisse zeigen erstmals die hohe Empfindlichkeit von vorgefertigten Druckgliedern auf Eindrückungen bzw. fertigungsbedingte Längstoleranzen der Längsstäbe. Eine ergänzende Parameterstudie zu Einflüssen auf die Tragfähigkeit von Stumpfstößen ermöglicht sowohl die Einschätzung der Traglastreduzierung bei Verwendung eines Stumpfstoßes in Abhängigkeit der gewählten Stoßkonfiguration als auch für die Festlegung konstruktiver Maßnahmen zur Erhöhung der Traglast des gestoßenen Druckgliedes.

10.2 Ausblick

Aufbauend auf der vorliegenden Arbeit sind weiterführende Untersuchungen an hochbeanspruchten Stahlbetondruckgliedern, deren Optimierung und den daraus resultierenden Folgen für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit, erforderlich. Im Folgenden werden die sich aus den ausgewerteten Untersuchungen ergebenden Fragestellungen vorgestellt.

Der in Aufsatz II präsentierte Ansatz zur differenzierten Erfassung des Bauteilfaktors führt bereits bei mittleren Bewehrungsgraden von $4,0\% < \rho_1 \leq 6,0\%$ zu einer empfindlichen Abminderung der Bauteildruckfestigkeit von $\alpha_{cc,l} = 0,75$, die jedoch durch eine Anrechnung der umschnürenden Bügelbewehrung $\alpha_{cc,conf}$ kompensiert werden kann. Neuere Untersuchungen an hochbewehrten Stahlbetondruckgliedern in [Wol-22] bestätigen den Trend, führen aber zu geringeren Abminderungen der Bauteildruckfestigkeit infolge des Bewehrungsgrades. Eine Erweiterung der Datenbank durch neue experimentelle Untersuchungen an Druckgliedern mit hohen Längsbewehrungsgraden stellt sich als zweckmäßig dar. Hiermit können wertvolle Rückschlüsse auf die sichere Traglastbemessung von hochbewehrten Stahlbetondruckgliedern mit $\rho_1 > 9,0\%$ gezogen werden.

Die Untersuchungen zur Robustheit von hochfesten Stahlbetondruckgliedern zeigen, dass durch eine Anpassung der Querbewehrung eine effektive Steuerung des Nachbruchverhaltens möglich ist. Die Vorschläge zur konstruktiven Durchbildung im Aufsatz IV ermöglichen die robuste Ausführung von gedrunenen Druckgliedern aus höherfesten Betonen, führen dabei aber zu verhältnismäßig engen Verbügelungen. Für eine Übertragung der Erkenntnisse auf schlanke und damit stabilitätsgefährdete Stahlbetondruckglieder sind weitere Forschungen erforderlich. Die verwendete Robustheitsbedingung $\beta_{1,33} \geq 0,5$ bzw. $\beta_{2,00} \geq 0,5$ ergibt sich aus der Tatsache, dass ein Druckglied mit einer Resttragfähigkeit von 50 % nach Abzug der Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite noch immer ein Sicherheitsniveau hat,

was in etwa der einfachen Sicherheit entspricht [Ste-14b]. Hierbei wird das Gesamttragwerk und seine Bedeutung nicht berücksichtigt. Zunächst muss also hinterfragt werden, ob die Robustheitsziele in Abhängigkeit der Größe und Nutzung der Gebäude, z. B. über die Schadensfolgeklassen, definiert werden können [Emp-20c]. Weiterhin können die Robustheitsziele in Abhängigkeit des statischen Systems festgelegt werden. So genügen für ein redundantes und statisch unbestimmtes System möglicherweise auch geringere Anforderungen an die Robustheit eines einzelnen Druckgliedes.

Die Forschungen an Stumpfstoßen zeigen, dass durch eine sorgfältige konstruktive Ausbildung des Stoßbereichs einschließlich der Stützenenden eine geringe Abminderung η_{bj} der Traglast erreicht werden kann. Unklar ist bisher die genaue Auswirkung einer erhöhten Querbewehrung in den Stützenenden auf das Tragverhalten des Stumpfstoßes. Durch diese kann eine weitere Steigerung der aufnehmbaren Last der gestoßenen Fertigteilstütze bis hin zur monolithischen Traglast erreicht werden. Dies führt allerdings mit hoher Wahrscheinlichkeit zu frühzeitigen Abplatzungen der Betondeckung im Bereich des Stoßes, die sich negativ auf die Steifigkeit des Systems, den Feuerwiderstand sowie die Dauerhaftigkeit auswirken. Zu den Effekten einer engen Verbügelung im Bereich des Stumpfstoßes bei Druckgliedern mit hohen Bewehrungsgraden und großen Stabdurchmessern sind daher weitere experimentelle und numerische Untersuchungen erforderlich.

Literaturverzeichnis

- [Ahn-02] Ahnert, R., Krause, K. H.: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960. Band 3, Berlin: Huss-Medien GmbH, 2002.
- [Ahr-98] Ahrens, H., Dinkler, D., Kowalsky, U.: Phänomenologische Modelle für Werkstoffe des Bauwesens, Braunschweig: Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, 1998.
- [Aki-10] Akiyama, M., Suzuki, M., Frangopol, D. M.: Stress-Averaged Strain Model for Confined High-Strength Concrete. *ACI Structural Journal* 107 (2010), Heft 2, S. 179–188.
- [Alb-78] Albrecht, M.: Untersuchungen zum Einfluss des Bügelabstandes auf das Tragverhalten gedrungener Stahlbetondruckglieder. Dissertation, Technische Universität Dresden, 1978.
- [Ami-22] Amirkhani, S., Lezgy-Nazargah, M.: Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete columns: Evaluation of different modeling approaches for considering stirrup confinement effects. *Structural Concrete* 23 (2022), Heft 5, S. 2820–2836.
- [And-20] Anderson, J., Moncaster, A.: Embodied carbon of concrete in buildings, Part 1: analysis of published EPD. *Buildings and Cities* 1 (2020), Heft 1, S. 198–217.
- [Ars-07] Arslan, G.: Sensitivity study of the Drucker–Prager modeling parameters in the prediction of the nonlinear response of reinforced concrete structures. *Materials & Design* 28 (2007), Heft 10, S. 2596–2603.
- [Bac-05] Bach, C. von: Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. *Mitteilungen über Forschungsarbeiten des VDI* (1905), Heft 29.
- [Bac-14a] Bachmann, H.: Betonfertigteile - Gestaltung jenseits der Norm. 10. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung (2014).
- [Bac-14b] Bachmann, H.: Stützen mit hochfestem Betonstahl sind im Hochhausbau eine gute Alternative zu Stahl- und Stahlverbundstützen. Versuche und Erfahrungen bei den Tanzenden Türmen in Hamburg und beim Bau des Taunusturms in Frankfurt. *Der Prüflingenieur* 23 (2014), Heft 44, S. 12–27.
- [Bac-17] Bachmann, H.: Einsatz von hochfestem Betonstahl in Hochhausstützen. www.dafstb.de/application/fachkolloquien/2017/Anlage12_2017-04-20_Hochhausstuetzen_Bachmann.pdf, letzter Zugriff am 26.08.2022.
- [Bad-73] Badawi, M. A. M.: Einfluss der Längs- und Querarmierung auf die Tragfähigkeit und Verformbarkeit von gedrunge- nen Stahlbetonstützen. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1973.
- [Bal-16] Balázs, G. L., Farkas, G., Kovács, T.: Reinforced and prestressed concrete bridges. In: Pipinato, A. (Hg.): *Innovative Bridge Design Handbook. Construction, Rehabilitation and Maintenance*: Elsevier, S. 213–246, 2016.
- [Bar-06] Barboza, A. d. S. R., El Debs, M. K.: Load-bearing capacity of mortar joints between precast elements. *Magazine of Concrete Research* 58 (2006), Heft 9, S. 589–599.

- [Bas-03] Baschke, H. D., Kliver, J., Schneider, H.: Das Querdehnungsverhalten hochfester und ultrahochfester Betone. *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003), Heft 9, S. 539–544.
- [Bau-74] Bauplanung-Bautechnik: Stützenstöße mit Epoxidharzmörtel. *Bauplanung-Bautechnik* 28 (1974), Heft 7, S. 358–364.
- [Bec-69] Beck, H., Henzel, J., Nicolay, J.: Zur Tragfähigkeit stumpfgestoßener Fertigteilstützen. In: Hehn, K.-H., Müller, F.-P., Schnitzke, K., Schulz, W., Teepe, W. (Hg.): *Aus Theorie und Praxis des Stahlbetonbaues. Festschrift zum 65. Geburtstag von Herrn Professor Dr.-Ing. Gotthard Franz*. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, S. 113–120, 1969.
- [Ber-21] Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D. (Hg.): *Betonkalender 2021: Fertigteile, integrale Bauwerke*, Berlin: Ernst & Sohn a Wiley Brand, 2021.
- [Bir-66] Birkeland, P. W., Birkeland, H. W.: Connections in Precast Concrete Construction. *Journal of the American Concrete Institute* 63 (1966), Heft 3, S. 345–367.
- [Bje-90] Bjerkeli, L., Tomaszewicz, A., Jensen, J.: Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete. *Second International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete (1990)*, S. 215–238.
- [Bon-72] Bonzel, J., Bub, H., Funk, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen. Band I. DIN 1045*, Berlin: Ernst & Sohn, 1972.
- [Bor-11] Borner, F.: Einige Anwendungen des umschürten Betons (System Abramoff-Magid). *Beton und Eisen* (1911), S. 429–431.
- [Bou-07] Bousalem, B., Chikh, N.: Development of a confined model for rectangular ordinary reinforced concrete columns. *Materials and Structures* 40 (2007), Heft 6, S. 605–613.
- [Bra-74] Brandt, B., Schäfer, H. G.: Detailing of precast columns reinforcement near the joints. *IABSE reports of the working commissions* 16 (1974), S. 351–358.
- [Bre-71] Brendel, G., Schröder, S.: *Stahlbetonbau unter Berücksichtigung des Spannbetons. Grundlagen der Theorie und Praxis*, Leipzig: Teubner Verlagsgesellschaft, 1971.
- [Bul-18] Bulwiengesa AG: Marktreport: Wohnhochhäuser in Deutschland. https://www.immobilienmanager.de/media/4004219/master/Hochhausstudie-Deutschland_PANDION.pdf, letzter Zugriff am 02.10.2022.
- [Bun-19] Bundesingenieurkammer (Hg.): *Ingenieurbaukunst 2020: Made in Germany*, Berlin: Ernst & Sohn, 2019.
- [Cal-04] Calayir, Y., Karaton, M.: Non-linear dynamic analysis of arch dams using drucker-prager approach. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers* 15 (2004), Heft 1, S. 3085–3103.
- [Can-01] Candappa, D. C., Sanjayan, J. G., Setunge, S.: Complete Triaxial Stress-Strain Curves of High-Strength Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering* 13 (2001), Heft 3, S. 209–215.
- [Cha-21] Chang, W., Hao, M., Zheng, W.: Strength and ductility of laterally confined concrete. *Structural Concrete* 22 (2021), Heft 5, S. 2967–2991.

- [Con-02] Considère, A.: Étude expérimentale de la résistance à la compression du béton fretté. Comptes rendus de l'Académie des sciences (1902), Heft 135, S. 415–419.
- [Cra-16] Cramer, F.: Mehrfeld-Modell für chemisch-physikalische Alterungsprozesse von Beton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2016.
- [Cus-94] Cusson, D., Paultre, P.: High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties. *Journal of Structural Engineering* 120 (1994), Heft 3, S. 783–804.
- [Cus-95] Cusson, D., Paultre, P.: Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete. *Journal of Structural Engineering* 121 (1995), Heft 3, S. 468–477.
- [Cus-96] Cusson, D., Larrard, F., Boulay, C., Paultre, P.: Strain Localization in Confined High-Strength Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 122 (1996), Heft 9, S. 1055–1061.
- [Des-64] Desayi, P., Krishnan, S.: Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete. *ACI Journal Proceedings* 61 (1964), Heft 3, S. 345–350.
- [DAfEb-16] Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1916.
- [DIN-25] DIN 1045: 1925-09: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1925.
- [DIN-32] DIN 1045: 1932-04: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1932.
- [DIN-37] DIN 1045: 1937-05: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1937.
- [DIN-43] DIN 1045: 1943-03: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1943.
- [DIN-59] DIN 1045: 1959-11: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1959.
- [DIN-72] DIN 1045: 1972-01: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Beuth-Verlag, 1972.
- [DAfStb-10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525, Berlin: Beuth Verlag, 2010.
- [DAfStb-12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). DAfStb-Heft 600, 1. Aufl., Berlin: Beuth Verlag, 2012.
- [DAfStb-20] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA. DAfStb-Heft 600, 2. überarb. Aufl., Berlin: Beuth Verlag, 2020.
- [DAfStb-21] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.): Nachhaltig bauen mit Beton. Roadmap des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für einen klimagerechten und ressourceneffizienten Betonbau, 2021.

- [DIN-78] DIN 1045: 1978-12: Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 1978.
- [DIN-86] DIN 488 Teil 2: Betonstahl - Betonstabstahl, Maße und Gewichte, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth Verlag, 1986.
- [DIN-88] DIN 1045: 1988-07: Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 1988.
- [DIN-01] DIN 1045-1: 2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2001.
- [DIN-08] DIN 1045-1: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2008.
- [DIN-10] DIN EN 13225: Betonfertigteile - Stabförmig tragende Bauteile; Deutsche Fassung EN 13225: 2010, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2010.
- [EC0-10] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+A1: 2005+A1:2005/AC: 2010, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2010.
- [EC1-10] DIN EN 1991-1-7: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsch Fassung EN 1991-1-7:2006+AC:2010, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2010.
- [EC2/NA-11] DIN EN 1992-1-1/NA - Nationaler Anhang: National festgelegte Parameter: 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, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2011.
- [EC2-11] 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, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2011.
- [DIN-19] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN12390-3:2019, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth-Verlag, 2019.
- [EC2-21] prEN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktions von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeines Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021, Deutsches Institut für Normung, Berlin: Beuth Verlag, 2021.
- [Dha-02a] Dhakal, R. P., Maekawa, K.: Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement. *Journal of Structural Engineering* 128 (2002), Heft 9, S. 1139–1147.
- [Dha-02b] Dhakal, R. P., Maekawa, K.: Path-dependent cyclic stress–strain relationship of reinforcing bar including buckling. *Engineering Structures* 24 (2002), Heft 11, S. 1383–1396.

- [Dha-06] Dhakal, R. P.: Post-peak response analysis of SFRC columns including spalling and buckling. *Journal of Structural Engineering and Mechanics* 22 (2006), Heft 3, S. 311–330.
- [DIA-20] DIANA Finite Element Analysis: User's Manual - Release 10.4, Delft, 2020.
- [Dor-98] Doran, B., Köksal, H., Polat, C., Karakoc, C.: The use of Drucker-Prager criterion in the analysis of reinforced concrete by finite element. *IMO Teknik Dergi* 9 (1998), Heft 2, S. 489–493.
- [Dru-52] Drucker, D., Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly Journal of Applied Mathematics* 10 (1952), Heft 2, S. 157–165.
- [Eie-02] Eierle, B.: Detail Design and Execution of HH-Columns for the Tall Buildings of HERRIOT'S in Frankfurt. *Proceedings 6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete* (2002), S. 681–694.
- [Eie-03] Eierle, B., Stenzel, G., Gabel, N.: Fertigteilstützen aus Hochleistungsbeton B 125 für das Hochhaus HERRIOT'S, Frankfurt a. Main. *BFT - Betonwerk- und Fertigteile-Technik* (2003), Heft 3, S. 46–56.
- [Ell-14] Ellis, B. D., DiPaolo, B. P., McDowell, D. L., Zhou, M.: Experimental investigation and multiscale modeling of ultra-high-performance concrete panels subject to blast loading. *International Journal of Impact Engineering* 69 (2014), S. 95–103.
- [Emp-95] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. *Dissertation, RWTH Aachen, Aachen, 1995.*
- [Emp-14a] Empelmann, M., Oettel, V., Kim, S.: Innovative Stützen für den Hochhausbau. *Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger*. In: RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau (Hg.): *Massivbau im Wandel. Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger*. Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- [Emp-14b] Empelmann, M., Oettel, V.: Weiterentwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern ($> \varnothing 32$ mm, B500). *Tragverhalten von Druckgliedern*, 2014.
- [Emp-18a] Empelmann, M., Held, F. W.: Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern und hohen Bewehrungsgraden. *Tragverhalten von Druckgliedern. Schlussbericht zum IGF-Forschungsvorhaben 18821N/3*, 2018.
- [Emp-18b] Empelmann, M., Oettel, V., Held, F.: Stützen mit großen Stabdurchmessern und hohen Bewehrungsgraden für den Hochhausbau. In: Pahn, M., Thiele, C., Glock, C. (Hg.): *Vielfalt im Massivbau. Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell*. Berlin, Kaiserslautern: Ernst & Sohn; Technische Universität Kaiserslautern, S. 428–442, 2018.
- [Emp-19a] Empelmann, M., Cramer, J.: Modell zur Beschreibung der zeitabhängigen Rissbreitenentwicklung in Stahlbetonbauteilen. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Heft 5, S. 327–336.

- [Emp-19b] Empelmann, M., Matz, H.: Robustheit gedrungener Stahlbetonstützen. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Heft 11, S. 837–846.
- [Emp-20a] Empelmann, M., Javidmehr, S.: Anwendungsgerechte Bestimmung des α -Beiwerts. *Beton- und Stahlbetonbau* 115 (2020), Heft 8, S. 560–565.
- [Emp-20b] Empelmann, M., Javidmehr, S.: Dauerstandverhalten von Normalbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 115 (2020), Heft 4, S. 260–269.
- [Emp-20c] Empelmann, M., Matz, H.: Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stahlbetonstützen. *Beton- und Stahlbetonbau* 115 (2020), Heft 8, S. 566–575.
- [Emp-20d] Empelmann, M., Matz, H.: Robustness of reinforced concrete columns. *Proceedings of the 17th fib Symposium* (2020), S. 2439–2446.
- [Emp-20e] Empelmann, M., Wichert, M., Matz, H.: Spaltversagen von vermörtelten UHPC-Segmentfugen/Splitting Failure of Grouted Joints between UHPC Segments. *Bauingenieur* 95 (2020), Heft 02, S. 55–63.
- [Emp-21] Empelmann, M.: Bewertung des Stumpfstoßes mit Mörtelfuge der Hochhausstützen beim Bauvorhaben FOUR in Frankfurt am Main. Gutachten, 2021.
- [Epp-02] Eppers, S.: HSC precast columns in B 125 for the high-rise building "Herriot's". *Proceedings 6th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete* (2002), S. 695–700.
- [MC90-93] CEB-FIP Model Code 1990, Euro-International Committee for Concrete; Fédération internationale de la précontrainte, London: Telford, 1993.
- [EC2-04] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for standardization CEN: European Committee for standardization CEN, 2004.
- [Fal-08] Falkner, H., Gerritzen, D., Jungwirth, D., Sparowitz, L.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800. *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Heft 5, S. 304–317.
- [MC10-13] Model Code for Concrete Structures 2010, Fédération internationale du béton fib, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
- [Fer-15] Ferhoun, N., Zeghiche, J.: Numerical analysis of cold-formed steel welded tube filled with concrete made of crystallized slag aggregate. *Mechanics & Industry* 16 (2015), Heft 1, 112/1-13.
- [Fin-16] Fingerloos, F., Hegger, J., Zilch, K.: EUROCODE 2 für Deutschland. Kommentierte und konsolidierte Fassung, Berlin: Ernst & Sohn, 2016.
- [För-18] Förster, V., Graubner, C.-A.: Tragfähigkeit unbewehrter Betondruckglieder bei zweiachsig exzentrischer Beanspruchung. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Heft 2, S. 136–146.
- [Fos-97] Foster, S. J., Attard, M. M.: Experimental Tests on Eccentrically Loaded High Strength Concrete Columns. *ACI Structural Journal* 94 (1997), Heft 3, S. 295–303.

- [Fos-01] Foster, S. J., Attard, M. M.: Strength and Ductility of Fiber-Reinforced High-Strength Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 127 (2001), Heft 1, S. 28–34.
- [Gab-18] Gabriel1389: Omniturm im August 2018. CC BY-SA 4.0. <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Omniturm.jpg>, letzter Zugriff am 31.08.2022.
- [Gag-22] Gaganelis, G., Mark, P., Forman, P.: Optimization aided design. Reinforced concrete, Berlin, Weinheim: Ernst & Sohn; Wiley, 2022.
- [Gau-19] Gaudillière, N., Duballet, R., Bouyssou, C., Mallet, A., Roux, P., Zakeri, M., Dirrenberger, J.: Large-Scale Additive Manufacturing of Ultra-High-Performance Concrete of Integrated Formwork for Truss-Shaped Pillars. In: Willmann, J., Block, P., Hutter, M., Byrne, K., Schork, T. (Hg.): *Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design 2018*. Cham: Springer International Publishing, S. 459–472, 2019.
- [Ger-19] Gers-Barlag, P.: Untersuchungen zur Robustheit von Stahlbetonstützen. Masterarbeit, Technische Universität Braunschweig, 2019.
- [Gra-72] Grasser, E., Daschner, F.: Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen. *DAfStb-Heft 221, Beitr. 2*, Berlin: Ernst & Sohn, 1972.
- [Grü-01] Grübl, P., Weigler, H., Karl, S.: *Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften*, Berlin: Ernst, 2001.
- [Grü-04] Grünberg, J. (Hg.): *Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100*, Berlin, Wien, Zürich: Beuth, 2004.
- [Haf-19] Hafez, H., Kurda, R., Cheung, W. M., Nagaratnam, B.: A Systematic Review of the Discrepancies in Life Cycle Assessments of Green Concrete. *Applied Sciences* 9 (2019), Heft 22, 4803/1-26.
- [Hah-68] Hahn, V., Hornung, K.: Untersuchungen von Mörtelfugen unter vorgefertigten Stahlbetonstützen. *Betonstein-Zeitung* (1968), S. 553–562.
- [Hal-64] Halász, R., Tantow, G.: Ausbildung der Fugen im Großtafelbau. *Berichte aus der Bauforschung*, Heft 39, 1964.
- [Har-07] Harte, R., Krätzig, W. B., Petryna, Y. S.: Robustheit von Tragwerken – ein vergessenes Entwurfsziel? *Bautechnik* 84 (2007), Heft 4, S. 225–234.
- [Heg-94] Hegger, J., Pullmann, H.: Bauausführung des Hochhauses "Trianon" in Frankfurt am Main. *Beton- und Stahlbetonbau* 89 (1994), Heft 6, S. 159–165.
- [Heg-99] Hegger, J., Görtz, S., Beutel, R., König, G., Schenk, G., Kliver, J., Dehn, F., Zilch, K., Staller, M., Reineck, K.-H.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Abschlussbericht Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, 1999.
- [Hel-92] Held, M.: Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60-B125). Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1992.

- [Hon-06] Hong, K.-N., Akiyama, M., Yi, S.-T., Suzuki, M.: Stress–strain behaviour of high-strength concrete columns confined by low-volumetric ratio rectangular ties. *Magazine of Concrete Research* 58 (2006), Heft 2, S. 101–115.
- [Höp-21] Höper, S.: Modellierung und numerische Analyse des Faser-Matrix-Verbundes in UHPFRC unter Zugbeanspruchung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2021.
- [Hu-17] Hu, J.-Y., Hong, W.-K., Park, S.-C.: Experimental investigation of precast concrete based dry mechanical column-column joints for precast concrete frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 26 (2017), Heft 5, e1337.
- [Hwe-89] Hwee, Y. S., Rangan, B. V.: Studies on commercial high-strength concretes. UNICIV Report, University of New South Wales, 1989.
- [Imr-97] Imran, I., Pantazopoulou, S.: Experimental study of plain concrete under triaxial stress. *ACI Materials Journal* 93 (1997), Heft 6, S. 589–601.
- [Ita-92] Itakura, Y., Yagenji, A.: Compressive test on high-strength R/C columns and their analysis based on energy concept. *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering* (1992), S. 2599–2602.
- [Iye-70] Iyengar, K. T., Desayi, P., Reddy, K. N.: Stress-strain characteristics of concrete confined in steel binders. *Magazine of Concrete Research* 22 (1970), Heft 72, S. 173–184.
- [Jai-14] Jaillon, L., Poon, C. S.: Life cycle design and prefabrication in buildings: A review and case studies in Hong Kong. *Automation in Construction* 39 (2014), S. 195–202.
- [Jon-19] Jones, G.: *Precast Concrete in Tall Buildings*, fib Commission 6, Präsentation, 2019.
- [Kem-01] Kempf, S.: Technische und wirtschaftliche Bewertung der Mindestbewehrungsregeln für Stahlbetonbauteile. Dissertation, Technischen Universität Darmstadt, 2001.
- [Ker-40] Kersten, C.: *Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Studium und Praxis*, Berlin: Ernst & Sohn, 1940.
- [Pre-07] Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, Kgl. Preußisches Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Berlin, 1907.
- [Pre-09] Runderlaß, betreffend Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton, Kgl. Preußisches Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Berlin, 1909.
- [Kha-18] Khalajestani, M. K., Parvez, A., Foster, S. J., Valipour, H., McGregor, G.: Strength and ductility of high-strength concrete columns reinforced with high-strength steel. *Proceedings of 5th International fib Symposium* (2018), S. 1–8.
- [Kha-21] Khalajestani, M. K., Parvez, A., Foster, S. J., Valipour, H., McGregor, G.: Concentrically and eccentrically loaded high-strength concrete columns with high-strength reinforcement: An experimental study. *Engineering Structures* 248 (2021), Heft 2.

- [Kha-12] Khalil, W. I., Gorgis, I. N., Mahdi, Z. R.: Behavior of high performance fiber reinforced concrete columns. *Journal of Engineering and Applied Sciences* 7 (2012), Heft 11, S. 1455–1467.
- [Kho-18] Khoder, N., Scalliet, M.: Reduction factor attributed to concrete compressive strength fcd. CERIB Concrete Expertise, 2018.
- [Kim-21] Kim, S., Hong, H., Han, T.: Behavior of an Internally Confined Hollow Reinforced Concrete Column with a Polygonal Cross-Section. *Applied Sciences* 11 (2021), Heft 9, S. 4302.
- [Kio-10] Kioussis, P. D., Papadopoulos, P. G., Xenidis, H.: Truss Modeling of Concrete Columns in Compression. *Journal of Engineering Mechanics* 136 (2010), Heft 8, S. 1006–1014.
- [Kir-21] Kirchdorfer Concrete Solutions: Referenzen - rotop Schleuderbetonstützen, 2021.
- [Klo-19] Kloft, H., Empelmann, M., Oettel, V., Ledderose, L.: Production of the first concrete and reinforced concrete columns by means of 3D printing with concrete. *BFT International* 85 (2019), Heft 6, S. 28–37.
- [Kol-55] Kollbrunner, C. F., Meister, M.: *Knicken. Theorien, Berechnungsmethoden*, Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 1955.
- [Kön-00] König, G., Minnert, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. *Beton + Fertigteil Jahrbuch* (2000), S. 81–94.
- [Kön-01a] König, G., Tue, N. V., Zink, M.: *Hochleistungsbeton. Bemessung, Herstellung und Anwendung*, Berlin: Ernst & Sohn, 2001.
- [Kön-01b] König, G., Minnert, J., Saleh, H.: Stumpf gestoßene Fertigteilstützen aus Normalbeton. *Beton + Fertigteil Jahrbuch* (2001), S. 110–121.
- [Kön-03] König, G., Tue, N. V., Saleh, H., Kliver, J.: Herstellung und Bemessung stumpf gestoßener Fertigteilstützen. *Beton + Fertigteil Jahrbuch* (2003), S. 198–206.
- [Kor-82] Kordina, K., Mester, R.: Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter Bügelbewehrung unter Normaltemperatur und Kurzzeitbeanspruchung. *DAfStb-Heft 332, Beitr. 3*, Berlin: Ernst & Sohn, 1982.
- [Kor-98] Kordina, K., Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit-Stabilitätsnachweis. In: Eibl, J. (Hg.): *Beton-Kalender 1998, Teil 1*. Berlin: Ernst & Sohn, 1998.
- [Kue-15] Kueres, D., Stark, A., Herbrand, M., Classen, M.: Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC/Finite element simulation of concrete with a plastic damage model – Basic studies on normal strength concrete and UHPC. *Bauingenieur* 90 (2015), Heft 6, S. 252–264.
- [Kup-73] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. *DAfStb-Heft 229, Beitr. 1*, Berlin: Ernst & Sohn, 1973.
- [Kur-20] Kurda, R., Brito, J. de, Silvestre, J. D.: A comparative study of the mechanical and life cycle assessment of high-content fly ash and

- recycled aggregates concrete. *Journal of Building Engineering* 29 (2020), 101173/1-19.
- [Lee-13] Lee, T.-K., Chen, C.-C., Pan, A. D. E., Hwa, K., Ma, M. J. L.: Performance of large circular reinforced concrete columns under compression. *Magazine of Concrete Research* 65 (2013), Heft 8, S. 519–527.
- [Lég-03] Légeron, F., Paultre, P.: Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 129 (2003), Heft 2, S. 241–252.
- [Le-21] Le, N. A. V.: Erweiterung und Auswertung einer Datenbank zur Robustheit von Stahlbetonstützen. Studienarbeit, Technische Universität Braunschweig, 2021.
- [Leo-74] Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau. Dritter Teil Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 1974.
- [Leu-18] Leutbecher, T.: Die neue DAfStb-Richtlinie UHFB - Teil 2: Bemessung und Konstruktion. *BFT International* 84 (2018), Heft 2, S. 52.
- [Li-94] Li, B.: Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed Using High Strength Concrete. Dissertation, University of Canterbury, Christchurch, 1994.
- [Li-20] Li, J., Deng, Z., Yao, J.: Research on uniaxial compressive behavior of high-strength spiral stirrups confined circular ultra-high performance concrete columns. *Structural Concrete* 21 (2020), Heft 6, S. 2584–2600.
- [Lim-14] Lim, J. C., Ozbakkaloglu, T.: Stress–strain model for normal- and light-weight concretes under uniaxial and triaxial compression. *Construction and Building Materials* 71 (2014), S. 492–509.
- [Lin-20] Ling, J.: Ermittlung und Bewertung der Robustheit von Stahlbetonstützen. Studienarbeit, Technische Universität Braunschweig, 2020.
- [Lok-05] Lokuge, W. P., Sanjayan, J. G., Setunge, S.: Stress–Strain Model for Laterally Confined Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering* 17 (2005), Heft 6, S. 607–616.
- [Mal-07] Malik, A. J.: An investigation into the behaviour of reactive powder concrete columns. Dissertation, University of NSW, Sydney, 2007.
- [Man-83] Mander, J. B.: Seismic design of bridge piers. Dissertation, University of Canterbury, Christchurch, 1983.
- [Man-88a] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R.: Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114 (1988), Heft 8, S. 1827–1849.
- [Man-88b] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114 (1988), Heft 8, S. 1804–1826.
- [Mar-82] Martinez, S.: Spirally-reinforced high-strength concrete columns. Dissertation, Cornell University, New York, 1982.
- [Mar-84] Martinez, S., Nilson, A., Slate, F.: Spirally reinforced high-strength concrete columns. *ACI Journal* 81 (1984), Heft 5, S. 431–442.

- [Mar-18] Marx, S.: Hybride Substruktur aus hochfestem Beton und Sphäroguss für Offshore-Windenergieanlagen: HyConCast. Schlussbericht, 2018.
- [Mat-19] Matz, H., Wichert, M., Empelmann, M.: Numerical investigations on grouted segment joints for UHPC-structures. Proceedings of the 7th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC) (2019), S. 1421–1426.
- [Mat-20] Matz, H., Empelmann, M.: Robustness of centrally loaded UHPC-columns. Proceedings of 5th International Symposium HiPerMat (2020), S. 15–16.
- [Mat-21a] Matz, H., Empelmann, M.: Bauteildruckfestigkeit bei Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2021), Heft 1, S. 12–23.
- [Mat-21b] Matz, H., Empelmann, M.: Stumpfstoße bei hochbewehrten Fertigteilstützen und großen Stabdurchmessern. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021), Heft 9, S. 701–711.
- [Mat-22a] Matz, H., Empelmann, M.: Butt Jointing of Prefabricated Concrete Columns. CivilEng 3 (2022), Heft 4, S. 1108–1125.
- [Mat-22b] Matz, H., Empelmann, M.: Butt Joints in Prefabricated Columns with High Reinforcement Ratios. Proceedings of the fib Congress (2022).
- [Mat-22c] Matz, H., Empelmann, M.: Historische Entwicklung der Konstruktionsregeln von Stahlbetonstützen – Hintergründe zu den derzeit geltenden Konstruktionsregeln. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2022), Heft 3, S. 186–195.
- [Mat-22d] Matz, H., Empelmann, M.: Stumpf gestoßene Fertigteilstützen mit hohen Bewehrungsgraden. In: Augschöll, P., Herdina, J., Neuner, J. (Hg.): Innsbrucker Bautage 2022. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix. Innsbruck: Studia Universitätsverlag Innsbruck, 2022.
- [Mei-20] Meißner, S., Michael, J., Kies, M., Cronen, B.: Bauvorhaben FOUR: Deckelbauweise mit einer kombinierten Schlitzwand-Pfahl-Plattengründung. geotechnik 43 (2020), Heft 3, S. 193–200.
- [Mie-97] Mier, J. G. M., Shah, S. P., Arnaud, M., Balayssac, J. P., Bascoul, A., Choi, S., Dasenbrock, D., Ferrara, G., French, C., Gobbi, M. E., Karihaloo, B. L., König, G., Kotsovov, M. D., Labuz, J., Lange-Kornbak, D., Markeset, G., Pavlovic, M. N., Simsch, G., Thienel, K.-C., Turatsinze, A., Ulmer, M., van Geel, H. J. G. M., van Vliet, M. R. A., Zissopoulos, D.: Strain-softening of concrete in uniaxial compression. Materials and Structures 30 (1997), Heft 4, S. 195–209.
- [Min-98] Minnert, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. Dissertation, Universität Leipzig, 1998.
- [Min-00] Minnert, J.: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton. DAfStb-Heft 499, Berlin: Beuth Verlag, 2000.
- [Min-02] Minnert, J., Majer, J., Mertens, R.: Bemessung und Konstruktion von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 4, S. 202–211.
- [Min-19] Minnert, J., Wolff, D.: Bemessung und Konstruktion von stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen. Konstruktiver Ingenieurbau (2019), Heft 3, S. 35–42.

- [Mis-13] Mises, R. von: Mechanik der festen Körper im pastisch-deformablen Zustand. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen (1913), S. 582–592.
- [Möb-05] Möbius, F.: Druckversuche an umschnürten Betonkörpern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2, S. 141–144.
- [Möb-08] Möbius, F.: Kraft-Verformungs-Verhalten von umschnürtem Stahlbeton. Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, Hamburg, 2008.
- [Moc-21] Moccia, F., Yu, Q., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A.: Concrete compressive strength: From material characterization to a structural value. Structural Concrete 22 (2021), Heft S1.
- [Moe-85] Moehle, J. P., Bavanagh, T.: Confinement Effectiveness of crossties in RC. Journal of Structural Engineering 111 (1985), Heft 10, S. 2105–2120.
- [Moh-14] Mohr, O.: Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, Berlin: Ernst & Sohn, 1914.
- [Mon-96] Montgomery, D.: Behavior of spirally reinforced high strength concrete columns under axial loading. Dissertation, University of Toronto, 1996.
- [Mör-02] Mörsch, E.: Der Betoneisenbau, seine Anwendung und Theorie, Neustadt a. d. Haardt: Wayss & Freitag A. G., 1902.
- [Mör-06] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung, Stuttgart: Konrad Wittwer, 1906.
- [Mör-20] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung, Stuttgart: Konrad Wittwer, 1920.
- [Müh-12] Mühlbauer, C.: Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben. Dissertation, Technische Universität München, München, 2012.
- [Müh-03] Mühlbauer, S., Stenzel, G.: Kompaktstützen aus Hochfestem Beton: Konstruktion und Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 11, S. 678–686.
- [Mül-12] Müller, C., Empelmann, M., Hude, F., Adam, T.: Schleuderbetonstützen aus hochfester Bewehrung und ultrahochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 10, S. 690–699.
- [Mül-16] Müller, C.: Last-Verformungsverhalten zentrisch beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Kreisquerschnitt. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2016.
- [Mül-82] Müller, F., Sasse, H. R., Thormählen, U.: Stützenstöße im Stahlbeton-Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern. DAfStb-Heft 339, Berlin: Beuth Verlag, 1982.
- [Mut-89] Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton (The Applicability of the Theory of Plasticity in the Design of Reinforced Concrete). Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 1989.
- [Noa-78] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb-Heft 296, Berlin: Beuth Verlag, 1978.

- [Nza-18] Nzabonimpa, J. D., Hong, W.-K.: Structural performance of detachable precast composite column joints with mechanical metal plates. *Engineering Structures* 160 (2018), S. 366–382.
- [Oet-15] Oettel, V., Empelmann, M.: Überprüfung der zusätzlichen Regeln für Ø40 mm nach EC2. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 9, S. 598–608.
- [Oet-18] Oettel, V., Empelmann, M.: Große Stabdurchmesser und hohe Bewehrungsgrade. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Heft 11, S. 789–798.
- [Ott-77] Ottosen, N. S.: A Failure Criterion for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 103 (1977), Heft 4, S. 527–535.
- [Özt-16] Öztekin, E., Pul, S., Hüsem, M.: Experimental determination of Drucker-Prager yield criterion parameters for normal and high strength concretes under triaxial compression. *Construction and Building Materials* 112 (2016), S. 725–732.
- [Par-17] Parvez, A., Foster, S. J., Valipour, H., McGregor, G.: Strength and Ductility of High-Strength Concrete Columns Confined with High-Strength Steel Ties. *Proceedings of 28th Biennial National Conference of the Concrete Institute of Australia* (2017).
- [Pas-80] Paschen, H., Zillich, V. C.: Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit stumpf gestoßener Stahlbetonfertigteilstützen. *DAfStb-Heft 316*, Berlin: Ernst & Sohn, 1980.
- [Pau-96] Paultre, P., Khayat, K., Langlois, Y., Trudel, A., Cusson, D.: Structural performance of some special concretes. *Proceedings 4th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete* (1996), S. 787–796.
- [Pau-05] Paultre, P., Khayat, K., Cusson, D., Tremblay, S.: Structural Performance of Self-Consolidating Concrete Used in Confined Concrete Columns. *ACI Structural Journal* 102 (2005), Heft 4, S. 560–568.
- [Pau-08] Paultre, P., Légeron, F.: Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 134 (2008), Heft 5, S. 738–749.
- [Pes-97] Pessiki, S., Pieroni, A.: Axial Load Behavior of Large Scale Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns. *ACI Structural Journal* 94 (1997), Heft 3, S. 304–314.
- [Pet-82] Petersen, C.: *Statik und Stabilität der Baukonstruktionen*, Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag, 1982.
- [Pfe-19] Pfeifer, M.: Ein Hochhaus der neuen Generation. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Heft 7, S. 505–516.
- [Pfe-21] Pfeifer, M.: Ein Hochhaus mit Hüftschwung. *Bautechnik* 98 (2021), Heft 6, S. 446–456.
- [Pfi-64] Pfister, J. F.: Influence of ties on the behaviour of reinforced concrete columns. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), Heft 5, S. 521–535.
- [Pop-73] Popovics, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research* 3 (1973), Heft 5, S. 583–599.

- [Pra-89] Pramono, E., Willam, K.: Fracture Energy-Based Plasticity Formulation of Plain Concrete. *Journal of Engineering Mechanics* 115 (1989), Heft 6, S. 1183–1204.
- [Ran-58] Rankine, W. J. M.: A manual of applied mechanics, London: Richard Griffin and company, 1858.
- [Rav-18] Rave-Arango, J. F., Blandón, C. A., Restrepo, J. I., Carmona, F.: Seismic performance of precast concrete column-to-column lap-splice connections. *Engineering Structures* 172 (2018), S. 687–699.
- [Raz-99] Razvi, S., Saatcioglu, M.: Confinement Model for High-Strength Concrete. *Journal of Structural Engineering* 125 (1999), Heft 3, S. 281–289.
- [Rei-10] Reichel, M.: Weltweit (2010) größter tragender Bogen aus UHPC. CC BY-SA 3.0. commons.wikimedia.org/wiki/File:Wildbrücke_Völkermarkt.jpg, letzter Zugriff am 01.08.2022.
- [Rei-00] Reineck, K.-H., Kuchma, D., Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel. DAFStb-Heft 597, Berlin: Beuth Verlag, 2000.
- [Ric-28] Richart, F., Brandtzaeg, A., Brown, R.: A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *Engineering experiment station* (1928), Heft 185.
- [Rog-03] Rogge, A.: Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung. Dissertation, Technische Universität München, 2003.
- [Rud-10] Rudeloff, M.: Bericht des Königlichen Materialprüfamt zu Gross-Lichterfelde-West über die ihm übertragenen Versuche mit Eisenbeton-Säulen: Reihe I und II. DAFeb-Heft 5, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1910.
- [Rud-14] Rudeloff, M.: Eisenbetonsäulen mit verschiedenartiger Querbewehrung: Dritter Teil. DAFeb-Heft 28, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1914.
- [SAC-18] SACAC: Das neue Wahrzeichen von Zürich-Nord. https://www.sacac.ch/sites/default/files/Andreasturm%20V03_DE_web.pdf, letzter Zugriff am 03.10.2022.
- [Sad-18] Sadrossadat, E., Ghorbani, B., Hamooni, M., Moradpoor Sheikhkanloo, M. H.: Numerical formulation of confined compressive strength and strain of circular reinforced concrete columns using gene expression programming approach. *Structural Concrete* 19 (2018), Heft 3, S. 783–794.
- [Sae-64] Saenz, L.: Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete". *ACI Journal Proceedings* 61 (1964), Heft 3, S. 1229–1235.
- [Sal-02] Saleh, H.: Ein Beitrag zur Untersuchung und Bemessung von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus normalfestem Beton. Dissertation, Universität Leipzig, 2002.
- [San-03] Sanders, A.: Beton mit Querarmatur, verglichen mit „Béton fretté“ (umschnürter Beton). *Beton und Eisen* 2 (1903), Heft 2, S. 108–110.
- [Sar-71] Sargin, M.: Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections. Study No. 4, Universität Waterloo, 1971.
- [Sch-74] Schäfer, H. G., Brandt, B.: Verbindungen von Stahlbetonfertigteilstützen. *Forschungsreihe der Bauindustrie* (1974), Heft 18.

- [Sch-22] Schilmöller, M.: Historische Entwicklung der Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Stahlbetonstützen. Studienarbeit, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2022.
- [Sch-13] Schoening, J., Della Pietra, R., Hegger, J., Tue, N. V.: Verbindungen von Fertigteilen aus UHPC. Bautechnik 90 (2013), Heft 5, S. 304–313.
- [Sco-82] Scott, B. D., Park, R., Priestley, M. J. N.: Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. ACI Journal 79 (1982), Heft 2, S. 13–27.
- [Scr-86] Scribner, C. F.: Reinforcement buckling in reinforced concrete flexural members. ACI Journal 83 (1986), Heft 1, S. 966–973.
- [See-08] Seelhofer-Schilling, B.: Umschnürte Stahlbetonstützen: Geschichtliche Entwicklung. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 2008.
- [See-97] Seelmann, F.: Tragverhalten von gedrungenen Wänden aus hochfestem Normalbeton unter Berücksichtigung des Knickverhaltens der Längsbewehrung. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, 1997.
- [Sel-97] Selby, R. G., Vecchio, F. J.: A constitutive model for analysis of reinforced concrete solids. Canadian Journal of Civil Engineering 24 (1997), Heft 3, S. 460–470.
- [Sha-16] Shanaka, K.: Ductility Design of Very-High Strength Reinforced Concrete Columns (100–150 MPa). Dissertation, University of Melbourne, Melbourne, 2016.
- [Sha-05] Sharma, U. K., Bhargava, P., Kaushik, S. K.: Behavior of Confined High Strength Concrete Columns under Axial Compression. Journal of Advanced Concrete Technology 3 (2005), Heft 2, S. 267–281.
- [She-93] Sheikh, J. B., Toklucu, M. T.: Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops. ACI Structural Journal 90 (1993), Heft 5.
- [She-80] Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. Journal of the Structural Division 106 (1980), Heft 5, S. 1079–1102.
- [She-82] Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. Journal of the Structural Division 108 (1982), Heft 12, S. 2703–2722.
- [Shi-15] Shin, H. O., Yoon, Y. S., Cook, W. D., Mitchell, D.: Effect of Confinement on the Axial Load Response of Ultrahigh-Strength Concrete Columns. Journal of Structural Engineering 141 (2015), Heft 6, S. 1–12.
- [Shi-16a] Shin, H.-O., Yoon, Y.-S., Cook, W. D., Mitchell, D.: Axial Load Response of Ultra-High-Strength Concrete Columns and High-Strength Reinforcement. ACI Structural Journal 113 (2016), Heft 2, S. 325–336.
- [Shi-16b] Shin, H.-O., Yoon, Y.-S., Cook, W. D., Mitchell, D.: Enhancing the confinement of ultra-high-strength concrete columns using headed crossties. Engineering Structures 127 (2016), 86–100.

- [Sho-21] Shobeiri, V., Bennett, B., Xie, T., Visintin, P.: A comprehensive assessment of the global warming potential of geopolymers. *Journal of Cleaner Production* 297 (2021), 126669/1-57.
- [Sig-09] Sigrist, V.: Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile. *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Heft 8, S. 496–504.
- [Sil-00] Silva, P.: Effect of concrete strength on axial load response of circular columns. Masterarbeit, McGill University, Montréal, 2000.
- [Sim-95] Simsch, G.: Tragverhalten von hochbeanspruchten Druckstützen aus hochfestem Normalbeton (B60-B115). Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1995.
- [Som-72] Somerville, G.: The behaviour of mortar joints in compression. Technical report 42.476, Cement and Concrete Association, London, 1972.
- [Spe-08] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Dissertation, Technische Universität Dresden, 2008.
- [SAS-20] Stahlwerk Annahütte Max Aicher GmbH & Co. KG: Europäische Technische Zulassung ETA-13/0840. Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670, 2020.
- [AS-14] AS3600 Supplement 1: Concrete Structures - Commentary, Standards Australia, Sydney, 2014.
- [Ste-18] Steinle, A., Bachmann, H., Tillmann, M.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Berlin: Ernst & Sohn, 2018.
- [Ste-14a] Steven, G., Empelmann, M.: Gedrungene Stützen aus UHPFRC mit hochfester Längsbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Heft 5, S. 344–354.
- [Ste-14b] Steven, G.: Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 2014.
- [Sti-70] Stiller, M.: Die Bemessung von Mörtelfugen. *Betonstein-Zeitung* 36 (1970), Heft 6, S. 366–369.
- [Str-96] Stroband, J., Poot, S., Walraven, J.: The effect of mortar joints between precast HSC columns loaded in compression. 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-performance concrete 4 (1996), Heft 3, S. 817–825.
- [Sun-96] Sun, Y. P.: Confinement effects of transverse hoops in high-strength concrete. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering* (1996).
- [Suz-04] Suzuki, M., Akiyama, M., Hong, K.-N., Cameron, I. D., Wang, W. L.: Stress-strain model of high-strength concrete confined by rectangular ties. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering* (2004), S. 1–11.
- [Tav-08] Tavio, Suprobo, P., Kusuma, B.: Strength and ductility enhancement of reinforced HSC columns confined with high-strength transverse steel. *Proceedings of Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction* (2008), S. 1–11.
- [Thi-01] Thiele, K., Dazio, A., Bachmann, H.: Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung. IBK Bericht 264, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 2001.

- [Tre-64] Tresca, H.: Mémoire sur l'écoulement des corps solides soumis à de fortes pressions. *Comptes Rendus* 59 (1864), S. 754–758.
- [Tul-16] Tullini, N., Minghini, F.: Grouted sleeve connections used in precast reinforced concrete construction – Experimental investigation of a column-to-column joint. *Engineering Structures* 127 (2016), S. 784–803.
- [Vam-91] Vambersky, J. N. J. A.: Mortar joints loaded in compression. Annual Report, TU Delft, 1991.
- [Vec-93] Vecchio, F. J., Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering* 119 (1993), Heft 12, S. 3590–3610.
- [VDA-04] Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und Deutscher Beton-Verein, 1904.
- [VDI-10] VDI-Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken – Regelmäßige Überprüfung, Verein Deutscher Ingenieure E.V., 2010.
- [Ver-98] Vermeer, P. A.: Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. In: Herrmann, H. J., Hovi, J.-P., Luding, S. (Hg.): *Physics of Dry Granular Media*. Dordrecht: Springer Netherlands, S. 163–196, 1998.
- [Vic-05] Vicenzino, E., Cuiham, G., Perry, V. H., Zakariasen, D., Chow, T. S.: First Use of UHPFRC in Thin Precast Concrete Roof Shell for Canadian LRT Station. *PCI Journal* 50 (2005), Heft 5, S. 50–67.
- [Wei-21] Weidner, S., Bechmann, R., Sobek, W.: Ressourcenminimierung im urbanen Kontext. *Bautechnik* 99 (2021), Heft 1, S. 41–49.
- [Wes-72] Wesche, K., Krause, K.: Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton. *Materialprüfung* (1972), S. 212–218.
- [Wol-21] Wolfger, H., Kollegger, J.: Stumpf gestoßene Betonfertigteilstützen mit großen Stabdurchmessern aus hochfestem Bewehrungsstahl. *Beton- und Stahlbetonbau* 116 (2021), Heft 9, S. 689–700.
- [Wol-22] Wolfger, H., Kollegger, J.: Frühzeitiges Versagen bei hochfesten Stahlbetonstützen mit großen Stabdurchmessern. *Beton- und Stahlbetonbau* 117 (2022), Heft 6, S. 397–409.
- [Wol-12] Wolf, T.: Building site of Taunusturm in Frankfurt, Germany. CC BY-SA 3.0. commons.wikimedia.org/wiki/File:Taunusturm_Baustelle_2012-10-08.jpg, letzter Zugriff am 31.01.2022.
- [Won-87] Wonneberger, H.-D.: Spezialbau-Mitteilungen. *Berichte aus Technik und Ökonomie* (1987), Heft 1.
- [Yan-13] Yang, K.-H., Song, J.-K., Song, K.-I.: Assessment of CO₂ reduction of alkali-activated concrete. *Journal of Cleaner Production* 39 (2013), S. 265–272.
- [Yon-88] Yong, Y.-K., Nour, M. G., Nawy, E. G.: Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads. *Journal of Structural Engineering* 114 (1988), Heft 2, S. 332–351.
- [Yoo-13] Yoon, Y. S., Shin, H. O., Lee, S. H., Hwang, D. J.: Assessing transverse reinforcement for enhanced performance of 200 MPA ultra-high-strength concrete columns. *Proceedings of the 13th East*

- Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13) (2013), S. 1–7.
- [Yu-19] Yu, Z., Lv, X., Yu, Y., Ding, F., Peng, X.: Seismic Performance of Precast Concrete Columns with Improved U-type Reinforcement Ferrule Connections. *International Journal of Concrete Structures and Materials* 13 (2019), Heft 1, S. 1–18.
- [Zai-05] Zaina, M., Foster, S. J.: Modelling of fibre-reinforced HSC columns. UNICIV report R-439, University of New South Wales, Sydney, 2005.

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

A-1 Umrechnung der Betondruckfestigkeiten

Die Betondruckfestigkeiten werden in den experimentellen Untersuchungen, die in die Datenbank aufgenommen worden sind, an unterschiedlichen Begleitkörpern ermittelt. Für die Analysen werden die Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der Abmessungen der Begleitkörper in die mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} (Ø150 mm/300 mm) umgerechnet. Folgende Umrechnungsfaktoren nach [Rei-00] werden angesetzt:

Prüfung von Zylindern Ø100 mm/200 mm

$$f_{cm} = 1,05 \cdot f_{c,cyl,100/200} \quad \text{Gl. A-1}$$

Prüfung von Zylindern Ø100 mm/200 mm

$$f_{cm} = 0,97 \cdot f_{c,cyl,100/200} \quad \text{Gl. A-2}$$

Prüfung von Würfeln 150 mm/150 mm/150 mm:

$$f_{cm} = 0,79 \cdot f_{c,cube,150} \quad \text{Gl. A-3}$$

Prüfung von Würfeln 100 mm/100 mm/100 mm:

$$f_{cm} = 0,95 \cdot f_{c,cube,100} \quad \text{Gl. A-4}$$

A-2 Auswahlkriterien

Die Datenbank umfasst insgesamt 452 Versuche an normal- und hochfesten Stahlbetonstützen. Für die Analysen im Rahmen des Aufsatzes II werden folgende Auswahlkriterien angewendet:

- zentrische Lasteinleitung
- kein faserbewehrter Beton
- konventionelle Längs- und Querbewehrung
- mindestens ein Längsstab je Bügelecke bei Rechteckstützen
- mindestens sechs Längsstäbe bei Kreisstützen

Weiterhin muss die Primärtraglast der Stütze zweifelsfrei auswertbar sein. Für einige, sehr duktil ausgebildete Stützen wird die Traglast (Residualtraglast) erst bei einer Längsstauchung von $\varepsilon > 5,0 \text{ ‰}$ erreicht und eine Primärtraglast ist aufgrund der Auflösung der Last-Stauchungs-Beziehung nicht möglich. In diesen Fällen werden die

Versuche nicht für die Analysen herangezogen. Die Datenbank umfasst damit insgesamt 373 Stützenversuche.

A-3 Übersicht

Tabelle A-1: Übersicht über aufgenommene Versuchsserien

Autoren	Quelle	Jahr der Veröffentlichung	Anzahl aufgenommener Versuche	Beton	Stützenform
Cusson D. et al.	[Cus-94]	1994	27	HSC	□
	[Cus-96]	1996	2	HSC	○
Held, M.	[Hel-92]	1992	36	NSC / HSC	○□
Hwee, Y. S. et al.	[Hwe-89]	1989	12	HSC	□
Itakura, Y. et al.	[Ita-92]	1992	16	HSC	□
Khalajestani, M. et al.	[Kha-18]	2018	1	HSC	□
Khalil, W. et al.	[Kha-12]	2012	3	NSC	□
Li, B.	[Li-94]	1994	53	HSC	○□
Mander, J. B. et al.	[Man-88a]	1988	15	NSC	○
Möbius, F.	[Möb-08]	2008	8	NSC	○□
Montgomery, D.	[Mon-96]	1996	28	HSC	○
Müller, C.	[Mül-16]	2016	2	NSC / HSC	○
Parvez, A. et al.	[Par-17]	2017	4	HSC	□
Paultre, P. et al.	[Pau-05]	2005	12	NSC / HSC	□
Scott, B. D. et al.	[Sco-82]	1982	16	NSC	□
Sharma, U. K. et al.	[Sha-05]	2005	18	HSC	○□
Sheikh, S. A. et al.	[She-80]	1980	22	NSC	□
	[She-93]	1993	27	NSC	○
Da Silva, P.	[Sil-00]	2000	10	NSC / HSC	○
Simsch, G.	[Sim-95]	1995	17	HSC	○□
Steven, G.	[Ste-14b]	2014	6	NSC / HSC	□
Sun, Y. P. et al.	[Sun-96]	1996	28	NSC	□
Yong, Y. et al.	[Yon-88]	1988	6	HSC	□
Yoon, Y. et al.	[Yoo-13]	2013	4	HSC	□

A-4 Datenbank

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{0S} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,cs1,150/300} [N/mm ²]	f _{ic} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
1	[Cus-94]	1A	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	95.4	83.4	4244	n. a.
2		1B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	95.4	83.4	4679	n. a.
3		1C	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	95.4	83.4	4716	n. a.
4		1D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	100.4	87.7	5001	n. a.
5		1D1	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	0.0	100.4	87.7	5136	n. a.
6		2A	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	96.4	84.3	4657	n. a.
7		2B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	96.4	84.3	4388	n. a.
8		2C	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	96.4	84.3	4525	n. a.
9		2D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	96.4	84.3	4635	n. a.
10		3A	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	98.1	85.7	4371	n. a.
11		3B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	98.1	85.7	4410	n. a.
12		3C	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	98.1	85.7	4499	n. a.
13		3D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	98.1	85.7	4661	n. a.
14		4A	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	93.1	81.4	4606	n. a.
15		4B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	93.1	81.4	4882	n. a.
16		4C	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	93.1	81.4	4864	n. a.
17		4D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	93.1	81.4	4863	n. a.
18		5A	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	99.9	87.3	4728	n. a.
19		5B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	99.9	87.3	5037	n. a.
20		5C	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	99.9	87.3	5214	n. a.
21		5D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	99.9	87.3	5173	5457
22		6B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	115.9	101.3	5194	5395
23		6D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	113.6	99.3	5113	5545
24		7B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	75.9	66.3	4329	4954
25		7D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	67.9	59.3	4003	4701
26		8B	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	52.6	46.0	3149	4530
27		8D	235.0	235.0	1400	Quadrat	552.3	20.0	55.6	48.6	3301	4532
28	[Cus-96]	IIA	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2229	n. a.
29		IIB	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2324	n. a.
30		II2	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	66.0	57.7	1530	n. a.
31		III3	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	92.0	80.4	1834	n. a.
32		III4	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	92.0	80.4	1911	n. a.
33		I7	160	160	320	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2303	n. a.
34		I8	160	160	1000	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2076	n. a.
35		I9	200	200	600	Quadrat	400.0	5.00	112.0	97.9	4463	n. a.
36		I10	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2210	2277
37		I11	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2242	n. a.
38		I12	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2372	n. a.
39		I13	160	160	500	Kreis	201.1	5.00	112.0	97.9	2512	n. a.
40		[Hel-92] Teil 1	B35-1	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.
41	B35-2		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	420
42	B35-3		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	418
43	B35-4		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	453
44	B35-5		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	414
45	B35-6		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	496
46	B35-7		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	422
47	B35-8		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	n. a.	385
48	B35-13		130	130	1001	Quadrat	169.0	6.0	29.0	25.3	383	n. a.
49	B35-14		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	n. a.	466
50	B35-15		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	n. a.	557
51	B35-16		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	n. a.	516
52	B35-17		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	n. a.	541
53	B35-18		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	409	n. a.
54	B35-19		150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	29.0	25.3	432	n. a.
55	B90-1		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1466	n. a.
56	B90-2		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1497	n. a.
57	B90-4		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1267	n. a.
58	B90-5		130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1301	n. a.
59	B90-6	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1365	n. a.	
60	B90-7	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1424	n. a.	

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung						
n_1 [-]	\varnothing_{s1} [mm]	n_2 [-]	\varnothing_{s2} [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{c,cont})$ [kN]			
4	19.50	-	-	406	11.95	2.16	50	9.50	410	3.06	185.5	0.51	5639.5	4769.1	ρ _w > 2.0 Vol.-%				
4	16.00	4	11.30	450	12.05	2.18	50	7.90	392	3.58	187.1	0.63	5695.9	4825.7					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	50	7.90	392	3.67	187.1	0.54	5695.2	4824.9					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	50	7.90	392	4.19	187.1	0.54	5965.3	5001.7					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	50	7.90	392	3.45	227.1	0.65	5965.3	5001.7					
4	19.50	-	-	406	11.95	2.16	50	7.90	392	2.10	187.1	0.49	5693.5	4804.6					
4	16.00	4	11.30	450	12.05	2.18	50	6.40	414	2.33	188.6	0.62	5749.9	4861.1					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	50	6.40	414	2.39	188.6	0.56	5749.2	4860.4					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	50	6.40	414	2.73	188.6	0.56	5749.2	4860.4					
4	19.50	-	-	406	11.95	2.16	100	9.50	410	1.53	185.5	0.36	5785.4	4864.8			4225.8	4320.0	
4	16.00	4	11.30	450	12.05	2.18	100	9.50	410	2.61	185.5	0.46	5841.8	4921.3	ρ _w > 2.0 Vol.-%				
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	100	9.50	410	2.67	185.5	0.38	5841.1	4920.6					
12	11.30	-	-	450	12.03	2.18	100	9.50	410	3.06	185.5	0.38	5841.1	4920.6					
4	25.20	-	-	420	19.95	3.61	50	9.50	410	3.06	185.5	0.55	5793.6	4977.8					
4	19.50	4	16.00	406	19.99	3.62	50	7.90	392	3.58	187.1	0.64	5802.3	4986.5					
4	19.50	8	11.30	406	19.97	3.62	50	7.90	392	3.67	187.1	0.61	5801.6	4985.8					
4	19.50	8	11.30	406	19.97	3.62	50	7.90	392	4.19	187.1	0.61	5801.6	4985.8					
4	25.20	-	-	420	19.95	3.61	50	9.50	705	3.06	185.5	0.55	6155.6	5215.3					
4	19.50	4	16.00	406	19.99	3.62	50	7.90	770	3.58	187.1	0.64	6164.2	5224.0					
4	19.50	8	11.30	406	19.97	3.62	50	7.90	770	3.67	187.1	0.61	6163.5	5223.3					
4	19.50	8	11.30	406	19.97	3.62	50	7.90	770	4.19	187.1	0.61	6163.5	5223.3					
4	19.50	4	16.00	482	19.99	3.62	50	9.50	715	5.22	185.5	0.65	7095.4	5850.3					
4	19.50	8	11.30	482	19.97	3.62	50	7.90	680	4.19	187.1	0.61	6997.2	5796.8					
4	19.50	4	16.00	482	19.99	3.62	50	9.50	715	5.22	185.5	0.65	4966.3	4449.2					
4	19.50	8	11.30	482	19.97	3.62	50	7.90	680	4.19	187.1	0.61	4564.7	4177.3					
4	19.50	4	16.00	482	19.99	3.62	50	9.50	715	5.22	185.5	0.65	3726.1	3502.2					
4	19.50	8	11.30	482	19.97	3.62	50	7.90	680	4.19	187.1	0.61	3909.9	3673.2					
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	2251.9	keine Längsbewehrung vorhanden					
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	2251.9						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	1327.0						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	1849.8						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	510	5.00	588	0.11	145.0	0.55	1849.8						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	2251.9						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	360	6.00	580	0.22	144.0	0.05	2251.9						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	290	6.00	580	0.21	184.0	0.00	4480.0						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	180	6.00	580	0.44	144.0	0.16	2251.9						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	510	5.00	588	0.11	145.0	0.55	2251.9						
8	8.00	-	-	627	4.02	2.00	36	6.00	580	2.18	144.0	0.80	2459.0	2026.1	ρ _w > 2.0 Vol.-%				
3	12.00	3	14.00	548	8.01	3.98	36	6.00	580	2.18	144.0	0.80	2589.6	2165.5					
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	87	4.00	662	0.51	114.0	0.21	572.8	Primärtraglast fehlt					
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	87	4.00	662	0.51	114.0	0.30	585.7						
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	44	4.00	662	1.00	114.0	0.36	572.8						
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	29	4.00	662	1.52	114.0	0.42	572.8						
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	585.7						
4	8.00	4	6.00	576	3.14	1.86	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	663.9						
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	75	4.00	662	1.00	114.0	0.36	585.7						
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	50	4.00	662	1.51	114.0	0.48	585.7						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	118.0	0.00	490.1				unbewehrt		
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	608.2				Primärtraglast fehlt		
12	6.00	-	-	593	3.39	1.92	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	703.8						
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	40	4.00	662	1.01	124.0	0.73	608.2						
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	27	4.00	662	1.50	124.0	0.82	608.2						
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	128.0	0.00	512.5	unbewehrt					
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	128.0	0.00	512.5						
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	87	4.00	662	0.51	114.0	0.21	1527.3	1310.4	1282.9	1302.2			
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	87	4.00	662	0.51	114.0	0.30	1539.7	1322.9	1295.4	1315.7			
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	44	4.00	662	1.00	114.0	0.36	1527.3	1310.4	1282.9	1321.1			
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	29	4.00	662	1.52	114.0	0.42	1527.3	1310.4	1282.9	1340.9			
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	1539.7	1322.9	1295.4	1315.5			
4	8.00	4	6.00	576	3.14	1.86	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	1609.3	1394.4	1367.2	1386.7			

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A_{QS} [cm ²]	c_{nom} [mm]	$f_{cm,cs,1,50,300}$ [N/mm ²]	f_{ic} [N/mm ²]	N_{ult} [kN]	N_{res} [kN]
61	[Hel-92] Teil 2	B90-8	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1550	n. a.
62		B90-9	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1495	n. a.
63		B90-10	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1493	n. a.
64		B90-11	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1225	n. a.
65		B90-12	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	86.0	75.2	1299	n. a.
66		B90-19	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1646	n. a.
67		B90-20	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1682	n. a.
68		B90-21	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1695	n. a.
69		B90-22	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1617	n. a.
70		B90-23	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1558	n. a.
71		B90-24	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	86.0	75.2	1684	n. a.
72		B105-1	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	2008	n. a.
73		B105-2	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1740	n. a.
74		B105-3	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1676	n. a.
75		B105-4	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1848	n. a.
76		B105-5	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1898	n. a.
77		B105-6	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1894	n. a.
78		B105-7	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1933	n. a.
79		B105-8	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1989	n. a.
80		B105-9	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1969	n. a.
81		B105-10	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1969	n. a.
82		B105-11	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1885	n. a.
83		B105-12	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1852	n. a.
84		B105-13	130	130	1000	Quadrat	169.0	6.0	107.0	93.5	1914	n. a.
85	B105-14	130	130	1000	Quadrat	169.0	0.0	107.0	93.5	1734	n. a.	
86	B105-15	130	130	1000	Quadrat	169.0	0.0	107.0	93.5	1767	n. a.	
87	B105-19	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	2147	n. a.	
88	B105-20	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	2175	n. a.	
89	B105-21	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	2113	n. a.	
90	B105-22	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	1992	n. a.	
91	B105-23	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	1913	n. a.	
92	B105-24	150	150	1000	Kreis	176.7	11.0	107.0	93.5	2055	n. a.	
93	[Hwe-89]	1.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	59.0	51.6	1250	n. a.
94		2.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	61.0	53.3	1253	n. a.
95		3.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	61.0	53.3	1340	n. a.
96		4.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	61.0	53.3	1389	n. a.
97		5.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	62.0	54.2	1389	n. a.
98		6.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	62.0	54.2	1370	n. a.
99		7.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1400	n. a.
100		8.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1420	n. a.
101		9.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1422	n. a.
102		10.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1615	n. a.
103		11.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1518	n. a.
104		12.00	150.0	150.0	800	Quadrat	225.0	15	68.0	59.4	1381	n. a.
105	[Ita-92] Teil 1	C8POP-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	2820	n. a.
106		C8POP-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	2650	n. a.
107		C8P60-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	3780	n. a.
108		C8P60-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	3350	n. a.
109		C8P6A-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4360	n. a.
110		C8P6A-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4490	n. a.
111		C8P9A-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4570	n. a.
112		C8P9A-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4470	n. a.
113		C8P6B	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4530	n. a.
114		C8P6B (6)	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4610	n. a.
115		C8P6B (4)	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4560	n. a.
116		C8P9B	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	5240	n. a.
117		C8P6C-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4620	n. a.
118		C8P6C-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4590	n. a.
119		C8P9C-1	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	5060	n. a.
120		C8P9C-2	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	5100	n. a.

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung			
n_{s1} [-]	\varnothing_{s1} [mm]	n_{s2} [-]	\varnothing_{s2} [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{cc,cont})$ [kN]
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	75	4.00	662	1.00	114.0	0.36	1539.7	1322.9	1295.4	1335.6
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	50	4.00	662	1.51	114.0	0.48	1539.7	1322.9	1295.4	1355.7
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	38	4.00	662	2.01	114.0	0.55	1539.7	1322.9	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	118.0	0.00	1453.4	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	118.0	0.00	1453.4	unbewehrt		
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	1605.8	1379.0	1350.3	1368.9
12	6.00	-	-	593	3.39	1.92	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	1691.8	1467.2	1438.8	1457.4
14	4.00	-	-	662	1.76	1.00	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	1621.1	1394.4	1365.7	1386.5
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	40	4.00	662	1.01	124.0	0.73	1605.8	1379.0	1350.3	1388.0
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	27	4.00	662	1.50	124.0	0.82	1605.8	1379.0	1350.3	1406.1
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	128.0	0.00	1519.7	unbewehrt		
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	87	4.00	662	0.51	114.0	0.21	1879.0	1541.2	1574.9	1594.2
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	87	4.00	662	0.51	114.0	0.30	1891.2	1553.6	1587.3	1607.5
4	10.00	-	-	562	3.14	1.86	87	4.00	662	0.51	114.0	0.24	1951.2	1616.7	1650.1	1669.3
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	44	4.00	662	1.00	114.0	0.36	1879.0	1541.2	1574.9	1613.1
4	7.00	-	-	566	1.54	0.91	29	4.00	662	1.52	114.0	0.42	1879.0	1541.2	1574.9	1632.9
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	1891.2	1553.6	1587.3	1607.3
4	8.00	4	6.00	576	3.14	1.86	150	4.00	662	0.50	114.0	0.10	1957.6	1623.0	1656.4	1675.9
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	75	4.00	662	1.00	114.0	0.36	1891.2	1553.6	1587.3	1627.4
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	50	4.00	662	1.51	114.0	0.48	1891.2	1553.6	1587.3	1647.5
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	38	4.00	662	2.01	114.0	0.55	1891.2	1553.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	300	4.00	662	0.25	114.0	0.07	1891.2	1553.6	1587.3	1597.3
4	8.00	4	6.00	576	3.14	1.86	300	4.00	662	0.25	114.0	0.07	1957.6	1623.0	1656.4	1666.1
4	6.00	4	4.00	593	1.63	0.97	100	4.00	662	0.75	114.0	0.25	1891.2	1553.6	1587.3	1617.4
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1808.3	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1808.3	unbewehrt		
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	1973.3	1620.3	1655.5	1674.1
12	6.00	-	-	593	3.39	1.92	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	2055.7	1706.2	1741.0	1759.6
14	4.00	-	-	662	1.76	1.00	81	4.00	662	0.50	124.0	0.48	1988.5	1635.6	1670.8	1691.6
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	40	4.00	662	1.01	124.0	0.73	1973.3	1620.3	1655.5	1693.2
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	60	4.00	662	0.68	124.0	0.60	1973.3	1620.3	1655.5	1680.6
6	6.00	-	-	593	1.70	0.96	27	4.00	662	1.50	124.0	0.82	1973.3	1620.3	1655.5	1711.3
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	50	6.00	355	1.98	114.0	0.42	1495.3	1391.3	1112.6	1161.5
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	100	6.00	355	0.99	114.0	0.22	1539.4	1423.0	1143.7	1168.2
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	150	6.00	355	0.66	114.0	0.09	1539.4	1423.0	1143.7	1160.0
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	50	6.00	355	1.98	114.0	0.46	1677.3	1562.8	1287.9	1337.9
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	100	6.00	355	0.99	114.0	0.24	1699.0	1578.3	1303.2	1328.2
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	150	6.00	355	0.66	114.0	0.10	1699.0	1578.3	1303.2	1319.9
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	50	6.00	355	1.98	114.0	0.42	1693.8	1532.6	1252.6	1301.5
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	100	6.00	355	0.99	114.0	0.22	1693.8	1532.6	1252.6	1277.1
4	12.00	-	-	430	4.52	2.01	150	6.00	355	0.66	114.0	0.09	1693.8	1532.6	1252.6	1268.9
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	50	6.00	355	1.98	114.0	0.46	1829.2	1670.6	1395.1	1445.1
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	100	6.00	355	0.99	114.0	0.24	1829.2	1670.6	1395.1	1420.1
4	16.00	-	-	440	8.04	3.57	150	6.00	355	0.66	114.0	0.10	1829.2	1670.6	1395.1	1411.8
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	218.0	0.00	3516.8	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	218.0	0.00	3516.8	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	40	6.00	808	1.33	212.0	0.00	3516.8	keine Längsbewehrung vorhanden		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	40	6.00	808	1.33	212.0	0.00	3516.8	keine Längsbewehrung vorhanden		
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	40	6.00	808	1.33	212.0	0.64	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	40	6.00	808	1.33	212.0	0.64	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6
4	13.00	8	10.00	831	11.59	2.44	27	6.00	808	1.98	212.0	0.74	4367.9	3944.8	3358.4	3683.9
4	13.00	8	10.00	831	11.59	2.44	27	6.00	808	1.98	212.0	0.74	4367.9	3944.8	3358.4	3683.9
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	60	6.00	808	1.33	212.0	0.58	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	60	6.00	808	1.33	212.0	0.58	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	60	6.00	808	1.33	212.0	0.58	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	40	6.00	808	2.00	212.0	0.64	4320.6	3896.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	70	6.00	808	1.30	212.0	0.55	4320.6	3896.6	3308.9	3523.3
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	70	6.00	808	1.30	212.0	0.55	4320.6	3896.6	3308.9	3523.3
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	47	6.00	808	1.94	212.0	0.62	4320.6	3896.6	3308.9	3628.2
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	47	6.00	808	1.94	212.0	0.62	4320.6	3896.6	3308.9	3628.2

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{QS} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,cs1,150,300} [N/mm ²]	f _{ic} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
121	[Ita-92] Teil 2	C8P9D	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	5240	n. a.
122		C8P9D (6)	218.0	218.0	500	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4970	n. a.
123		C8POP3-1	218.0	218.0	750	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	2370	n. a.
124		C8POP3-2	218.0	218.0	750	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	2410	n. a.
125		C8POP3-3	218.0	218.0	750	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	2590	n. a.
126		C8P6B3	218.0	218.0	750	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4310	n. a.
127		C8P6B3 (L)	218.0	218.0	750	Quadrat	475.2	0	74.0	64.7	4210	n. a.
128	[Kha-18]	1.8H0-70S-HS	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	12.5	106.7	93.3	4271	n. a.
129	[Kha-12]	NF-8N100	100.0	100.0	1000	Quadrat	100.0	12.5	29.4	25.7	n. a.	260
130		NF-8H100	100.0	100.0	1000	Quadrat	100.0	12.5	48.2	42.1	515	n. a.
131		NF-10H100	100.0	100.0	1000	Quadrat	100.0	12.5	48.2	42.1	481	n. a.
132		NF-12H100	100.0	100.0	1000	Quadrat	100.0	12.5	48.2	42.1	550	n. a.
133	[Li-94] Teil 1	1A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3458	3460
134		2B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	4000	4350
135		2A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3240	3240
136		2B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	3670	3670
137		4A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3375	3375
138		4B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	3580	3580
139		5A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3356	3356
140		5B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	3570	3570
141		7A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3713	3735
142		7B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	4327	5095
143		8A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	3960	3960
144		8B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	3746	3990
145		10A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	4177	4177
146		10B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	3995	3995
147		11A	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	60.0	52.4	4040	4040
148		11B	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	72.3	63.2	4143	4143
149		1HA	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	35.2	30.8	2300	3735
150		3HA	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	35.2	30.8	2220	2750
151		5HA	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	35.2	30.8	2115	2333
152		1HB	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	52.0	45.4	2960	5940
153		3HB1	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	52.0	45.4	3030	4050
154		3HB3	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	52.0	45.4	3025	4150
155		5HB	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	52.0	45.4	2920	3110
156		1HC1	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	4630	7360
157		3HC1	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	4820	5200
158		3HC3	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	4710	5190
159		5HC	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	4450	4450
160		3A	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	63.0	55.1	2870	3330
161		6A	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	63.0	55.1	2720	2790
162		9A	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	63.0	55.1	2710	2710
163		12A	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	63.0	55.1	2585	2590
164		3B	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	72.3	63.2	2990	3870
165		6B	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	72.3	63.2	3115	3330
166		9B	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	72.3	63.2	3130	3130
167	12B	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	72.3	63.2	3080	3080	
168	2HA	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	35.2	30.8	1920	4220	
169	4HA	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	35.2	30.8	2240	3120	
170	6HA	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	35.2	30.8	1780	2660	
171	2HB	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	52.0	45.4	2220	4495	
172	4HB1	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	52.0	45.4	2310	3190	
173	6HB	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	52.0	45.4	2170	2550	
174	2HC1	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	82.5	72.1	3040	5360	
175	4HC	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	82.5	72.1	3065	3950	
176	6HC	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	82.5	72.1	3225	3490	
177	6C	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	57.0	49.8	3760	3800	
178	12C	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	57.0	49.8	3800	3800	
179	4HB2	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	52.0	45.4	2600	3200	
180	2HC2	240.0	240.0	720	Kreis	452.4	15	82.5	72.1	3680	5200	

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung								
n_1 [-]	\varnothing_1 [mm]	n_2 [-]	\varnothing_2 [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{cc,cont})$ [kN]					
4	13.00	8	10.00	831	11.59	2.44	66	6.00	808	1.62	212.0	0.61	4367.9	3944.8	3358.4	3624.7					
4	13.00	8	10.00	831	11.59	2.44	66	6.00	808	1.62	212.0	0.61	4367.9	3944.8	3358.4	3624.7					
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	218.0	0.00	3516.8	unbewehrt							
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	218.0	0.00	3516.8								
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	218.0	0.00	3516.8								
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	60	6.00	808	1.33	212.0	0.58	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6					
8	13.00	-	-	831	10.62	2.23	60	6.00	808	1.33	212.0	0.58	4320.6	3896.6	3308.9	3528.6					
8	10.70	-	-	670	7.19	1.80	70	5.50	810	0.80	169.5	0.50	4673.2	3885.2	3962.0	4042.0					
4	8.00	-	-	545	2.01	2.01	100	8.00	545	3.00	67.0	0.07	397.6	Primärtraglast fehlt							
4	8.00	-	-	545	2.01	2.01	100	8.00	545	3.00	67.0	0.07	581.4	543.7	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						
4	10.00	-	-	514	3.14	3.14	100	8.00	545	3.00	67.0	0.08	627.9	590.5							
4	12.00	-	-	503	4.52	4.52	100	8.00	545	3.00	67.0	0.08	687.3	650.5							
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	20	6.00	445	2.71	209.0	0.48	3629.3	3343.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	20	6.00	445	2.71	209.0	0.48	4332.2	3840.5							
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.00	445	4.62	209.0	0.71	3802.5	3519.1							
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.00	445	4.62	209.0	0.71	4499.9	4012.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	35	6.00	445	1.55	209.0	0.44	3629.3	3343.6				3047.4	3202.6		
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	35	6.00	445	1.55	209.0	0.44	4332.2	3840.5				3631.0	3786.3		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.00	445	2.64	209.0	0.65	3802.5	3519.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.00	445	2.64	209.0	0.65	4499.9	4012.1							
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	50	6.00	445	1.08	209.0	0.41	3629.3	3343.6				3047.4	3156.1		
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	50	6.00	445	1.08	209.0	0.41	4332.2	3840.5	3631.0	3739.7					
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	50	6.00	445	1.85	209.0	0.60	3802.5	3519.1	3225.3	3410.8					
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	50	6.00	445	1.85	209.0	0.60	4499.9	4012.1	3804.3	3989.8					
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	65	6.00	445	0.83	209.0	0.38	3629.3	3343.6	3047.4	3131.0					
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	65	6.00	445	0.83	209.0	0.38	4332.2	3840.5	3631.0	3714.6					
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	65	6.00	445	1.42	209.0	0.56	3802.5	3519.1	3225.3	3368.0					
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	65	6.00	445	1.42	209.0	0.56	4499.9	4012.1	3804.3	3947.0					
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	2396.5	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%							
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	53	6.40	1318	1.99	208.6	0.60	2396.5				2236.8	2057.8	2256.6		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	70	6.40	1318	1.50	208.6	0.54	2396.5				2236.8	2057.8	2208.3		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.40	1318	5.27	208.6	0.71	3349.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%							
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	3349.0					3113.1			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	3349.0					3113.1			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	50	6.40	1318	2.11	208.6	0.61	3349.0					3113.1			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.40	1318	5.27	208.6	0.71	5078.2								
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	5078.2					4408.4			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	5078.2					4408.4			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	50	6.40	1318	2.11	208.6	0.61	5078.2					4408.4			
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	20	6.00	445	2.77	204.0	0.97	3107.9					2847.3	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%		
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.00	445	1.58	204.0	0.93	3107.9					2847.3			
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	50	6.00	445	1.11	204.0	0.89	3107.9	2847.3	2631.5	2714.8					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	65	6.00	445	0.85	204.0	0.86	3107.9	2847.3	2631.5	2695.6					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	20	6.00	445	2.77	204.0	0.97	3522.3	3138.9	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.00	445	1.58	204.0	0.93	3522.3	3138.9	2975.6	3094.6					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	50	6.00	445	1.11	204.0	0.89	3522.3	3138.9	2975.6	3058.9					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	65	6.00	445	0.85	204.0	0.86	3522.3	3138.9	2975.6	3039.7					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.40	1318	1.81	203.6	0.93	1869.1	1743.7	1603.0	1738.1					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	53	6.40	1318	1.19	203.6	0.89	1869.1	1743.7	1603.0	1692.2					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	70	6.40	1318	0.90	203.6	0.84	1869.1	1743.7	1603.0	1670.5					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	20	6.40	1318	3.16	203.6	0.97	2617.8	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%							
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.40	1318	1.81	203.6	0.93	2617.8	2432.4	2224.5	2359.7					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	50	6.40	1318	1.26	203.6	0.89	2617.8	2432.4	2224.5	2319.1					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	20	6.40	1318	3.16	203.6	0.97	3976.8	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%							
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.40	1318	1.81	203.6	0.93	3976.8	3450.5	3353.0	3488.1					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	50	6.40	1318	1.26	203.6	0.89	3976.8	3450.5	3353.0	3447.6					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.00	445	1.58	204.0	0.93	2840.6	2637.4	2409.5	2528.5					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	65	6.00	445	0.85	204.0	0.86	2840.6	2637.4	2409.5	2473.6					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	35	6.40	1318	1.81	203.6	0.93	2617.8	2432.4	2224.5	2359.7					
6	12.00	-	-	443	6.79	1.50	20	6.40	1318	3.16	203.6	0.97	3976.8	3450.5	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%						

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{QS} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,CS1,150/300} [N/mm ²]	f _{ic} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
181	[Li-94] Teil 2	2C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	5050	5500
182		4C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	5000	5000
183		5C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	4900	4900
184		7C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	4770	4770
185		8C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	4800	4800
186		10C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	4820	4820
187		11C	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	75.0	65.6	4100	4100
188		3HB2	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	52.0	45.4	3470	3900
189		1HC2	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	5150	7350
190		3HC2	240.0	240.0	720	Quadrat	576.0	12.5	82.5	72.1	5600	5600
191	[Man-88a]	a	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	24.0	21.0	6200	n. a.
192		1.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	8300	n. a.
193		2.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	7900	n. a.
194		3.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	7050	n. a.
195		4.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	6800	n. a.
196		5.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	7850	n. a.
197		6.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	29.0	25.3	7500	n. a.
198		b	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	30.0	26.2	8000	n. a.
199		8.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	30.0	26.2	8250	n. a.
200		10.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	30.0	26.2	9060	n. a.
201		11.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	30.0	26.2	10000	n. a.
202		c	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	32.0	28.0	8200	n. a.
203		7.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	32.0	28.0	9050	n. a.
204		9.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	32.0	28.0	9010	n. a.
205		12.00	500.0	500.0	1500	Kreis	1963.5	25	32.0	28.0	9420	n. a.
206	[Möb-05]	1.1	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	2740	n. a.
207		1.2	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	2498	n. a.
208		1.3	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	2373	n. a.
209		4.1	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	3601	n. a.
210		4.2	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	3206	n. a.
211		4.3	300	300	1000	Kreis	706.9	20.00	47.1	41.2	3007	n. a.
212		5.1	265	265	1000	Quadrat	702.3	20.00	47.1	41.2	3253	n. a.
213		5.2	265	265	1000	Quadrat	702.3	20.00	47.1	41.2	2972	n. a.
214		5.3	265	265	1000	Quadrat	702.3	20.00	47.1	41.2	2822	n. a.
215		6.1	265	265	1000	Quadrat	702.3	20.00	47.1	41.2	3137	n. a.
216	6.2	265	265	1000	Quadrat	702.3	20.00	47.1	41.2	2842	n. a.	
217	[Mon-96] Teil 1	H-D25-S11,3-P41	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3750	3804
218		H-D25-S11,3-P53	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3788	n. a.
219		H-D25-S11,3-P79	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3888	n. a.
220		H-D25-S11,3-P109	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3471	n. a.
221		H-D25-S8-P41	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3400	3462
222		H-D25-S8-P53	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3461	n. a.
223		H-D25-S8-P79	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3560	n. a.
224		H-D25-S8-P109	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3526	n. a.
225		H-D25-S5,7-P41	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3860	n. a.
226		H-D25-S5,7-P53	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	69.7	60.9	3634	n. a.
227		H-D20-S11,3-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2650	2768
228		H-D20-S9,5-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	1850	2062
229		H-D20-S9,5-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2100	2132
230		H-D20-S9,5-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2126	n. a.
231		H-D20-S8-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2080	n. a.
232		H-D20-S6,4-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2213	n. a.
233		H-D20-S6,4-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	2073	n. a.
234		H-D20-S6,4-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	1969	n. a.
235		H-D20-S4,8-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	69.7	60.9	1932	n. a.
236		VH-D20-S11,3-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2250	2370
237	VH-D20-S11,3-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2577	n. a.	
238	VH-D20-S11,3-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2258	n. a.	
239	VH-D20-S9,5-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2000	2048	
240	VH-D20-S9,5-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2250		

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung					
n_1 [-]	\varnothing_{s1} [mm]	n_2 [-]	\varnothing_{s2} [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{cc,cont})$ [kN]		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.00	445	4.62	209.0	0.71	4653.0	4118.0	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%		
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	35	6.00	445	1.55	209.0	0.44	4486.5	3947.3	3759.1	3914.4		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.00	445	2.64	209.0	0.65	4653.0	4118.0	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%		
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	50	6.00	445	1.08	209.0	0.41	4486.5	3947.3	3759.1	3867.8		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	50	6.00	445	1.85	209.0	0.60	4653.0	4118.0	3931.4	4116.9		
4	12.00	-	-	443	4.52	0.79	65	6.00	445	0.83	209.0	0.38	4486.5	3947.3	3759.1	3842.7		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	65	6.00	445	1.42	209.0	0.56	4653.0	4118.0	3931.4	4074.1		
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	3349.0	3113.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%			
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	20	6.40	1318	5.27	208.6	0.71	5078.2	4408.4				
8	12.00	-	-	443	9.05	1.57	35	6.40	1318	3.01	208.6	0.66	5078.2	4408.4				
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	52	12.00	310	1.99	438.0	0.95	5378.3	5005.9	4588.4	5054.4		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	41	12.00	340	2.52	438.0	0.97	6348.0	5898.1	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	69	12.00	340	1.50	438.0	0.93	6348.0	5898.1	5393.6	5744.7		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	103	12.00	340	1.00	438.0	0.90	6348.0	5898.1	5393.6	5628.8		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	119	12.00	320	0.87	438.0	0.88	6348.0	5898.1	5393.6	5597.2		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	36	12.00	320	2.87	438.0	0.97	6348.0	5898.1	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	93	12.00	307	1.11	438.0	0.91	6348.0	5898.1	5393.6	5654.1		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	6541.9	6076.5	5554.6	6020.5		
12	24.00	-	-	300	54.29	2.76	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	7356.2	6898.0	5670.9	6066.9		
24	16.00	-	-	300	48.25	2.46	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	7193.4	6733.7	5502.7	5898.7		
36	16.00	-	-	300	72.38	3.69	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	7844.8	7390.9	6175.5	6571.5		
12	16.00	-	-	300	24.13	1.23	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	6929.8	6433.3	5876.6	6342.6		
8	28.00	-	-	300	49.26	2.51	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	7603.4	7113.3	5800.9	6197.0		
16	20.00	-	-	300	50.27	2.56	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	7630.3	7140.5	5828.8	6224.9		
24	16.00	-	-	400	48.25	2.46	52	12.00	340	1.99	438.0	0.95	8059.0	7568.7	6255.6	6783.6		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	260.0	0.00	3332.5	unbewehrt				
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	260.0	0.00	3332.5					
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	260.0	0.00	3332.5					
6	16.00	-	-	582	12.06	1.71	50	8.00	530	1.60	252.0	0.84	3977.7	3715.7	3421.8	3662.2		
6	16.00	-	-	582	12.06	1.71	100	8.00	530	0.80	252.0	0.67	3977.7	3715.7	3421.8	3542.0		
6	16.00	-	-	582	12.06	1.71	150	8.00	530	0.53	252.0	0.52	3977.7	3715.7	3421.8	3502.0		
4	20.00	-	-	582	12.57	1.79	50	8.00	530	1.85	217.0	0.49	3982.9	3722.8	3431.1	3694.6		
4	20.00	-	-	582	12.57	1.79	100	8.00	530	0.93	217.0	0.37	3982.9	3722.8	3431.1	3562.9		
4	20.00	-	-	582	12.57	1.79	150	8.00	530	0.62	217.0	0.27	3982.9	3722.8	3431.1	3518.9		
4	20.00	-	-	582	12.57	1.79	56	6.00	530	0.92	219.0	0.46	3982.9	3722.8	3431.1	3564.7		
4	20.00	-	-	582	12.57	1.79	158	10.00	530	0.92	215.0	0.26	3982.9	3722.8	3431.1	3560.2		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	41	11.30	522	4.69	208.7	0.93	4135.5	3751.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%			
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	53	11.30	522	3.63	208.7	0.90	4135.5	3751.1				
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	79	11.30	522	2.43	208.7	0.84	4135.5	3751.1				
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	109	11.30	522	1.76	208.7	0.77	4135.5	3751.1	3126.9	3253.0		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	41	8.00	666	2.31	212.0	0.92	4135.5	3751.1	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	53	8.00	666	1.79	212.0	0.89	4135.5	3751.1	3126.9	3259.0		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	79	8.00	666	1.20	212.0	0.83	4135.5	3751.1	3126.9	3215.5		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	109	8.00	666	0.87	212.0	0.76	4135.5	3751.1	3126.9	3191.1		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	41	5.70	583	1.16	214.3	0.92	4135.5	3751.1	3126.9	3214.5		
5	19.50	-	-	474	14.93	2.95	53	5.70	583	0.90	214.3	0.89	4135.5	3751.1	3126.9	3194.7		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	11.30	522	3.78	165.7	0.84	2670.4	2425.3	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%			
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	9.50	508	3.94	167.5	0.90	2670.4					
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	9.50	508	2.64	167.5	0.84	2670.4	2425.3				
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	9.50	508	1.97	167.5	0.77	2670.4	2425.3	2027.2	2119.4		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	8.00	666	1.86	169.0	0.83	2670.4	2425.3	2027.2	2115.9		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	6.40	646	1.75	170.6	0.89	2670.4	2425.3	2027.2	2112.5		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	6.40	646	1.18	170.6	0.83	2670.4	2425.3	2027.2	2084.5		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	6.40	646	0.88	170.6	0.77	2670.4	2425.3	2027.2	2069.8		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	4.80	692	0.98	172.2	0.89	2670.4	2425.3	2027.2	2075.6		
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	11.30	522	5.63	165.7	0.90	3300.7	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%				
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	11.30	522	3.78	165.7	0.84	3300.7					2854.9
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	11.30	522	2.82	165.7	0.77	3300.7					2854.9
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	9.50	508	3.94	167.5	0.90	3300.7					
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	9.50	508	2.64	167.5	0.84	3300.7					2854.9

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{0S} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,evl,150/300} [N/mm ²]	f _{lc} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
241	[Mon-96] Teil 2	VH-D20-S9,5-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2210	n. a.
242		VH-D20-S8-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	1918	n. a.
243		VH-D20-S8-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2096	n. a.
244		VH-D20-S8-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2050	n. a.
245		VH-D20-S6,4-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2239	n. a.
246		VH-D20-S6,4-P64	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2208	n. a.
247		VH-D20-S6,4-P86	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2227	n. a.
248		VH-D20-S4,8-P43	203.0	203.0	813	Kreis	323.7	13.0	89.8	78.5	2030	n. a.
249	[Mül-16]	S1	250.0	250.0	800	Kreis	490.9	25.0	30.0	26.2	2260	2381
250		S3	250.0	250.0	800	Kreis	490.9	25.0	58.0	50.7	3579	3704
251	[Par-17]	2H0-70S	200.0	200.0	1800	Quadrat	400.0	15.0	93.1	81.4	3144	n. a.
252		2H0-120D	200.0	200.0	1800	Quadrat	400.0	15.0	93.1	81.4	2826	n. a.
253		2H0-50R	250.0	150.0	2100	Rechteck	375.0	15.0	93.1	81.4	3144	n. a.
254		2H0-100R	250.0	150.0	2100	Rechteck	375.0	15.0	93.1	81.4	3584	n. a.
255	[Pau-05]	10 B	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	43.6	38.1	3270	4249
256		10 BSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	39.1	34.2	3040	3939
257		10 BSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	41.0	35.8	2920	3319
258		10 D	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	43.6	38.1	3330	4425
259		10 DSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	39.1	34.2	3090	4063
260		10 DSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	41.0	35.8	3030	3291
261		10 X	235	235	1400	Quadrat	552.3	21.0	42.0	36.7	2441	n. a.
262		10 XSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	21.0	43.0	37.6	2153	n. a.
263		8 BSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	60.0	52.4	n. a.	4067
264		8 BSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	60.0	52.4	3235	n. a.
265		8 DSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	60.0	52.4	n. a.	4156
266		8 DSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	61.6	53.8	3803	n. a.
267		7 BSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	80.5	70.4	4507	n. a.
268		7 BSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	87.2	76.2	4552	n. a.
269		7 DSCC	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	80.5	70.4	4200	4471
270	7 DSCCO	235	235	1400	Quadrat	552.3	20.0	87.2	76.2	4789	n. a.	
271	[Sco-82]	1.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.5	21.4	4380	n. a.
272		2.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.5	21.4	7070	n. a.
273		3.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.5	21.4	8410	n. a.
274		6.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.5	21.4	6720	n. a.
275		7.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.5	21.4	7850	n. a.
276		11.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	5750	n. a.
277		12.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8500	n. a.
278		13.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8650	n. a.
279		14.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8800	n. a.
280		15.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	9400	n. a.
281		17.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	7900	n. a.
282		18.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8500	n. a.
283		19.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8400	n. a.
284		20.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	24.1	21.0	8800	n. a.
285		21.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	4780	n. a.
286		22.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	7300	n. a.
287		23.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	7450	n. a.
288		24.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	7800	n. a.
289		25.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	8500	n. a.
290		26.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	6200	n. a.
291		27.00	450.0	450.0	1200	Quadrat	2025.0	20.0	23.5	20.5	5400	n. a.

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung			
n_1 [-]	\varnothing_1 [mm]	n_2 [-]	\varnothing_2 [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{c,cont})$ [kN]
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	9.50	508	1.97	167.5	0.77	3300.7	2854.9	2472.1	2564.3
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	8.00	666	2.77	169.0	0.90	3300.7		$\rho_w > 2.0$	Vol.-%
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	8.00	666	1.86	169.0	0.83	3300.7	2854.9	2472.1	2560.7
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	8.00	666	1.38	169.0	0.77	3300.7	2854.9	2472.1	2538.0
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	6.40	646	1.75	170.6	0.89	3300.7	2854.9	2472.1	2557.3
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	64	6.40	646	1.18	170.6	0.83	3300.7	2854.9	2472.1	2529.3
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	86	6.40	646	0.88	170.6	0.77	3300.7	2854.9	2472.1	2514.7
5	16.00	-	-	482	10.05	3.11	43	4.80	692	0.98	172.2	0.89	3300.7	2854.9	2472.1	2520.5
6	18.00	-	-	750	15.27	3.11	100	12.00	600	2.41	188.0	0.59	2571.9	2457.8		$\rho_w > 2.0$
6	18.00	-	-	750	15.27	3.11	40	8.00	540	2.62	192.0	0.84	3903.6	3682.9		Vol.-%
8	12.00	-	-	520	9.05	2.26	70	5.50	810	1.41	164.5	0.50	4111.0	3511.6	3039.8	3091.0
8	12.00	-	-	520	9.05	2.26	120	5.50	810	0.82	164.5	0.33	4111.0	3511.6	3039.8	3090.8
8	12.00	-	-	520	9.05	2.41	50	5.50	810	2.83	214.5	0.39	3878.2	3317.1	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%
8	12.00	-	-	520	9.05	2.41	100	5.50	810	1.42	214.5	0.25	3878.2	3317.1	2875.5	2913.0
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	820	5.22	185.5	0.65	3157.1	2971.4		$\rho_w > 2.0$
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	820	5.22	185.5	0.65	2917.5	2751.1		Vol.-%
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	410	5.22	185.5	0.65	3018.7	2844.1		$\rho_w > 2.0$
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	801	4.19	187.1	0.61	3204.4	3018.7		Vol.-%
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	801	4.19	187.1	0.61	2964.8	2798.3		$\rho_w > 2.0$
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	440	4.19	187.1	0.61	3066.0	2891.4		Vol.-%
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	193.0	0.00	2319.5			unbewehrt
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	193.0	0.00	2374.7			unbewehrt
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	820	5.22	185.5	0.65	4030.0			Primärtraglast fehlt
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	411	5.22	185.5	0.65	4030.0	3763.9	$\rho_w > 2.0$	Vol.-%
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	769	4.19	187.1	0.61	4077.3			Primärtraglast fehlt
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	440	4.19	187.1	0.61	4162.5	3872.4		$\rho_w > 2.0$
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	891	5.22	185.5	0.65	5121.1	4526.6		Vol.-%
4	19.50	4	16.00	418	19.99	3.62	50	9.50	410	5.22	185.5	0.65	5477.7	4767.2		$\rho_w > 2.0$
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	769	4.19	187.1	0.61	5168.5	4573.9		Vol.-%
4	19.50	8	11.30	442	19.97	3.62	50	7.90	440	4.19	187.1	0.61	5525.1	4814.5		$\rho_w > 2.0$
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	410.0	0.00	4969.6			unbewehrt
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	72	10.00	309	1.91	400.0	0.65	6513.2	6123.0	5685.5	6373.4
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	72	10.00	309	1.91	400.0	0.65	6513.2	6123.0	5685.5	6373.4
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	72	10.00	309	1.86	400.0	0.64	6306.7	5916.2	5478.4	6087.7
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	72	10.00	309	1.86	400.0	0.64	6306.7	5916.2	5478.4	6087.7
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	410.0	0.00	4871.3			unbewehrt
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	98	10.00	309	1.40	400.0	0.61	6416.8	6034.3	5605.5	6110.9
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	72	10.00	309	1.91	400.0	0.65	6416.8	6034.3	5605.5	6293.4
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	88	12.00	293	2.26	398.0	0.62	6416.8	6034.3		$\rho_w > 2.0$
12	20.00	-	-	434	37.70	1.86	64	12.00	293	3.11	398.0	0.66	6416.8	6034.3		Vol.-%
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	98	10.00	309	1.37	400.0	0.60	6210.2	5827.5	5398.3	5846.0
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	72	10.00	309	1.86	400.0	0.64	6210.2	5827.5	5398.3	6007.6
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	88	12.00	293	2.20	398.0	0.62	6210.2	5827.5		$\rho_w > 2.0$
8	24.00	-	-	394	36.19	1.79	64	12.00	293	3.03	398.0	0.66	6210.2	5827.5		Vol.-%
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	410.0	0.00	4753.5			unbewehrt
12	20.00	-	-	272	37.70	1.86	98	10.00	309	1.40	400.0	0.61	5690.4	5317.2	4898.8	5215.5
12	20.00	-	-	272	37.70	1.86	72	10.00	309	1.91	400.0	0.65	5690.4	5317.2	4898.8	5329.9
12	20.00	-	-	272	37.70	1.86	88	12.00	309	2.26	398.0	0.62	5690.4	5317.2		$\rho_w > 2.0$
12	20.00	-	-	272	37.70	1.86	64	12.00	309	3.11	398.0	0.66	5690.4	5317.2		Vol.-%
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	410.0	0.00	4753.5			unbewehrt
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	410.0	0.00	4753.5			unbewehrt

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{QS} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,CS1,150/300} [N/mm ²]	f _{ic} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
292	[Sha-05]	CA	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	62.2	54.4	1109	n. a.
293		CB	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	62.8	54.9	1059	n. a.
294		CC	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	61.9	54.1	1148	n. a.
295		CD	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	63.4	55.4	1240	n. a.
296		CPL	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	61.9	54.1	963	n. a.
297		CE	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	82.5	72.1	1381	n. a.
298		CF	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	81.8	71.4	1294	n. a.
299		CG	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	83.2	72.7	1352	n. a.
300		CH	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	81.8	71.5	1321	n. a.
301		CI	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	82.6	72.1	1379	n. a.
302		CPH	150.0	150.0	600	Kreis	176.7	10	82.3	71.9	1312	n. a.
303		SA	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	62.2	54.4	1334	n. a.
304		SB	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	62.8	54.9	1364	n. a.
305		SC	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	61.9	54.1	1308	n. a.
306		SD	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	63.4	55.4	1626	n. a.
307		SPL	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	61.9	54.1	1239	n. a.
308		SE	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	82.5	72.1	1641	n. a.
309		SF	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	81.8	71.4	1604	n. a.
310		SG	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	83.2	72.7	1730	n. a.
311		SH	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	81.8	71.5	1621	n. a.
312		SI	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	82.6	72.1	1819	n. a.
313	SPH	150.0	150.0	600	Quadrat	225.0	10	82.3	71.9	1684	n. a.	
314	[She-80]	2A1-1	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	37.5	32.8	3418	n. a.
315		2A1H-2	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	37.0	32.3	3360	n. a.
316		4C1-3	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	36.4	31.8	3783	n. a.
317		4C1H-4	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	36.7	32.0	3827	n. a.
318		4C6-5	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	34.9	30.5	n. a.	4708
319		4C6H-6	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	34.3	30.0	4228	n. a.
320		4A3-7	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.9	35.7	4272	n. a.
321		4A4-8	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.8	35.6	4414	n. a.
322		4A5-9	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.5	35.4	4098	n. a.
323		4A6-10	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.7	35.5	4339	n. a.
324		4C3-11	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.7	35.5	4263	n. a.
325		4C4-12	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	40.8	35.6	4917	n. a.
326		4A1-13	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	31.3	27.3	3791	n. a.
327		2A5-14	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	31.5	27.5	3226	n. a.
328		2A6-15	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	31.7	27.7	3471	n. a.
329		2C1-16	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	32.5	28.4	3467	n. a.
330		2C5-17	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	32.9	28.7	3524	n. a.
331		2C6-18	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	33.1	28.9	n. a.	4468
332		4B3-19	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	33.4	29.2	4094	n. a.
333		4B4-20	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	34.7	30.3	4370	n. a.
334		4B6-21	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	35.5	31.0	4619	n. a.
335		4D3-22	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	35.5	31.0	4303	n. a.
336		4D4-23	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	35.8	31.3	4517	n. a.
337		4D6-24	305.0	305.0	1219	Quadrat	930.3	16	35.8	31.3	4726	n. a.
338	[She-93] Teil 1	D14-S10M-P2.2	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	5100	5164
339		D14-S10M-P3.0	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4829	n. a.
340		D14-S10M-P4.4	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4131	n. a.
341		D14-S10M-P6.0	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4283	n. a.
342		D14-S8M-P2.2	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4435	n. a.
343		D14-S8M-P3.0	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4769	n. a.
344		D14-S8M-P4.4	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4647	n. a.
345		D14-SD4-P2.2	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4586	n. a.
346		D14-H10M-P3.0	356.0	356.0	1424	Kreis	995.4	22.0	35.9	31.4	4890	n. a.
347		D10-S10M-P3.1	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2170	2171
348		D10-S10M-P4.3	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	1972	n. a.
349		D10-S8M-P1.6	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2500	2523
350		D10-S8M-P2.1	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2330	2355
351		D10-S8M-P3.1	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2217	n. a.

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung			
n_1 [-]	\varnothing_1 [mm]	n_2 [-]	\varnothing_2 [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{cc,cont})$ [kN]
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	50	8.00	412	3.30	122.0	0.69	1204.7	1107.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	75	8.00	412	2.20	122.0	0.53	1215.1	1114.5		
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	50	8.00	520	3.30	122.0	0.69	1198.6	1102.7		
6	12.00	-	-	395	6.79	3.84	50	8.00	412	3.30	122.0	0.69	1344.5	1243.5		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	0	0.00	0	0.00	130.0	0.00	1093.9		unbewehrt	
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	30	8.00	412	5.49	122.0	0.83	1557.3	1352.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	50	8.00	412	3.30	122.0	0.69	1544.2	1343.3		
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	75	8.00	412	2.20	122.0	0.53	1568.6	1359.7		
6	8.00	-	-	412	3.02	1.71	50	8.00	520	3.30	122.0	0.69	1545.1	1343.8		
6	12.00	-	-	395	6.79	3.84	50	8.00	412	3.30	122.0	0.69	1670.8	1469.8		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1453.5		unbewehrt	
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	50	8.00	412	3.30	122.0	0.44	1550.1	1426.2	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	75	8.00	412	2.20	122.0	0.34	1563.3	1435.6		
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	50	8.00	520	3.30	122.0	0.44	1542.3	1420.6		
8	12.00	-	-	395	9.05	4.02	50	8.00	412	5.63	122.0	0.56	1725.4	1597.0		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1392.8		unbewehrt	
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	30	8.00	412	5.49	122.0	0.53	1997.6	1737.2	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	50	8.00	412	3.30	122.0	0.44	1981.1	1726.0		
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	75	8.00	412	2.20	122.0	0.34	2012.0	1746.9		
4	12.00	-	-	395	4.52	2.01	50	8.00	520	3.30	122.0	0.44	1982.2	1726.7		
8	12.00	-	-	395	9.05	4.02	50	8.00	412	5.63	122.0	0.56	2140.1	1884.6		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1850.6		unbewehrt	
8	15.90	-	-	371	15.88	1.71	57	4.76	420	0.79	268.2	0.61	4017.1	3742.9	3435.5	3545.6
8	15.90	-	-	371	15.88	1.71	57	4.76	260	0.79	268.2	0.61	3973.0	3702.3	3398.9	3508.9
16	15.90	-	-	371	31.77	3.42	51	3.18	420	0.63	269.8	0.72	4448.4	4186.9	3486.6	3561.2
16	15.90	-	-	371	31.77	3.42	51	3.18	275	0.63	269.8	0.72	4473.2	4209.7	3504.1	3578.7
16	15.90	-	-	371	31.77	3.42	38	4.76	420	1.89	268.2	0.76	4318.4	Primärtraglast fehlt		
16	15.90	-	-	371	31.77	3.42	38	4.76	260	1.89	268.2	0.76	4262.7	4016.1	3355.6	3578.1
8	22.20	-	-	384	30.97	3.33	76	4.76	420	0.60	268.2	0.58	4864.8	4570.9	3783.7	3856.3
8	22.20	-	-	384	30.97	3.33	29	4.76	420	1.58	268.2	0.71	4858.6	4565.2	3779.3	3972.1
8	22.20	-	-	384	30.97	3.33	76	9.53	420	2.42	263.5	0.60	4833.8	4542.4		
8	22.20	-	-	384	30.97	3.33	35	6.35	420	2.31	266.7	0.70	4846.2	4553.8		
16	15.90	-	-	407	31.77	3.42	95	6.35	420	1.35	266.7	0.59	4943.9	4651.7	3869.2	4041.3
16	15.90	-	-	407	31.77	3.42	25	3.18	620	1.25	269.8	0.80	4956.2	4663.1	3877.9	4041.2
8	22.20	-	-	438	30.97	3.33	57	4.76	420	0.79	268.2	0.63	4170.0	3944.9	3342.2	3452.6
8	15.90	-	-	403	15.88	1.71	76	9.53	420	2.42	263.5	0.58	3519.3	3289.0		
8	15.90	-	-	403	15.88	1.71	35	6.35	420	2.31	266.7	0.68	3538.2	3306.4		
16	12.70	-	-	413	20.27	2.18	51	3.18	550	0.63	269.8	0.71	3797.2	3560.5	2926.5	3009.5
16	12.70	-	-	413	20.27	2.18	102	7.94	420	1.99	265.1	0.56	3828.6	3589.3	2948.6	3203.5
16	12.70	-	-	413	20.27	2.18	38	4.76	420	1.89	268.2	0.74	3847.4	Primärtraglast fehlt		
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	102	7.94	420	1.47	265.1	0.53	4339.2	4099.7	3458.4	3636.6
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	38	4.76	420	1.39	268.2	0.71	4450.3	4202.0	3536.8	3710.0
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	48	6.35	420	1.99	266.7	0.68	4524.4	4270.1	3589.1	3833.3
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	83	7.94	420	1.81	265.1	0.58	4524.4	4270.1	3589.1	3808.5
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	29	4.76	420	1.85	268.2	0.74	4555.3	4298.5	3610.8	3840.7
12	19.10	-	-	391	34.38	3.70	38	6.35	420	2.49	266.7	0.71	4555.3	4298.5	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	56	10.00	452	1.86	302.0	0.92	4724.8	4445.9	3699.2	3995.6
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	76	10.00	452	1.37	302.0	0.89	4724.8	4445.9	3699.2	3917.6
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	112	10.00	452	0.93	302.0	0.83	4724.8	4445.9	3699.2	3847.4
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	152	10.00	452	0.68	302.0	0.76	4724.8	4445.9	3699.2	3808.4
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	56	8.00	607	1.18	304.0	0.92	4724.8	4445.9	3699.2	3890.2
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	76	8.00	607	0.87	304.0	0.89	4724.8	4445.9	3699.2	3839.9
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	112	8.00	607	0.59	304.0	0.83	4724.8	4445.9	3699.2	3794.7
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	56	5.70	593	0.60	306.3	0.92	4724.8	4445.9	3699.2	3796.9
5	25.00	-	-	505	24.54	2.47	76	10.00	452	1.37	302.0	0.79	4724.8	4445.9	3699.2	3917.6
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	79	10.00	452	1.89	210.0	0.84	2497.0	2357.6	1984.1	2123.0
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	109	10.00	452	1.37	210.0	0.76	2497.0	2357.6	1984.1	2084.8
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	41	8.00	607	2.31	212.0	0.92	2497.0	2357.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	53	8.00	607	1.79	212.0	0.89	2497.0	2357.6	1984.1	2117.9
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	79	8.00	607	1.20	212.0	0.83	2497.0	2357.6	1984.1	2073.9

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast	
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{0s} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,eqv,150/300} [N/mm ²]	f _{lc} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]
352	[She-93] Teil 2	D10-S8M-P4.3	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	1850	n. a.
353		D10-SD4-P1.6	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2050	2095
354		D10-SD4-P2.1	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2079	n. a.
355		D10-H8M-P2.1	254.0	254.0	1016	Kreis	506.7	17.0	35.5	31.0	2431	n. a.
356		D8-8M-P2.5	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1450	1488
357		D8-SD5-P2.5	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1306	n. a.
358		D8-SD5-P2.5	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1258	n. a.
359		D8-SD5-P3.4	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1162	n. a.
360		D8-SD5-P1.7	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1450	1488
361		D8-SD5-P1.7	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1450	n. a.
362		D8-SD5-P1.7	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1488	n. a.
363		D8-S3/16-P1.7	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1315	n. a.
364		D8-HD5-P2.5	203.0	203.0	812	Kreis	323.7	13.0	34.9	30.5	1363	n. a.
365		[Sil-00]	C30-0	305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	35.5	31.0	2368
366	C30-400		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	35.5	31.0	2789	n. a.
367	C30-500		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	35.5	31.0	2771	n. a.
368	C40-0		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	39.5	34.5	2861	n. a.
369	C40-400		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	39.5	34.5	3893	n. a.
370	C40-500		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	39.5	34.5	3984	n. a.
371	C60-0		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	59.6	52.1	3278	n. a.
372	C60-400		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	59.6	52.1	3982	n. a.
373	C60-500		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	59.6	52.1	4024	n. a.
374	C100-0		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	119.9	104.8	5414	n. a.
375	C100-400		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	119.9	104.8	6222	n. a.
376	C100-500		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	119.9	104.8	6598	n. a.
377	C120-0		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	125.4	109.6	6859	n. a.
378	C120-400		305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	125.4	109.6	7303	n. a.
379	C120-500	305.0	305.0	1600	Kreis	730.6	15.0	125.4	109.6	7611	n. a.	
380	[Sim-95]	B85-1	100	170	800	Rechteck	170.0	0.0	79.7	69.7	1240	n. a.
381		B105-1	100	170	800	Rechteck	170.0	0.0	97.0	84.8	1268	n. a.
382		B115-1	100	170	800	Rechteck	170.0	0.0	110.3	96.4	1282	n. a.
383		B105-S1	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	95.8	83.7	1320	1690
384		B105-S2	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	95.8	83.7	1260	1323
385		B105-S3	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	95.8	83.7	1254	n. a.
386		B105-S4	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	95.8	83.7	1143	n. a.
387		B105-S5	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	101.2	88.4	n. a.	1738
388		B105-S6	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	101.2	88.4	n. a.	1435
389		B105-S7	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	101.2	88.4	1330	n. a.
390		B105-S8	130	130	1000	Kreis	132.7	2.0	101.2	88.4	1317	n. a.
391		B105-S12	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	105.3	92.0	1459	n. a.
392		B105-S13	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	105.3	92.0	1410	n. a.
393		B105-S14	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	105.3	92.0	1660	n. a.
394		B105-S15	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	105.3	92.0	1564	n. a.
395		B105-S16	130	130	1000	Kreis	132.7	0.0	105.3	92.0	1151	n. a.
396		B115-S1	100	100	900	Kreis	78.5	2.0	110.3	96.4	865	n. a.
397		B115-S2	100	100	900	Kreis	78.5	2.0	110.3	96.4	n. a.	940
398		B115-S3	120	120	900	Kreis	113.1	10.0	110.3	96.4	810	n. a.
399		B115-S4	120	120	900	Kreis	113.1	10.0	110.3	96.4	820	833
400		B115-S5	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	110.3	96.4	1575	n. a.
401		B115-S6	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	110.3	96.4	1548	n. a.
402		B115-S7	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	110.3	96.4	1613	n. a.
403		B115-S8	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	110.3	96.4	1653	n. a.
404		B105-E3	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	104.8	91.6	1652	n. a.
405		B105-E4	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	104.8	91.6	1557	n. a.
406		B105-E7	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	95.8	83.7	1402	n. a.
407		B105-E8	130	130	1000	Quadrat	169.0	2.0	95.8	83.7	1293	n. a.

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung			
n_1 [-]	\varnothing_{s1} [mm]	n_2 [-]	\varnothing_{s2} [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{cc,cont})$ [kN]
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	109	8.00	607	0.87	212.0	0.76	2497.0	2357.6	1984.1	2049.2
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	41	5.70	593	1.16	214.3	0.92	2497.0	2357.6	1984.1	2072.9
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	53	5.70	593	0.90	214.3	0.89	2497.0	2357.6	1984.1	2052.8
5	20.00	-	-	480	15.71	3.10	53	8.00	607	1.79	212.0	0.80	2497.0	2357.6	1984.1	2117.9
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	64	8.00	607	1.86	169.0	0.83	1531.7	1443.8	1208.4	1298.5
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	64	6.40	629	1.18	170.6	0.83	1531.7	1443.8	1208.4	1266.6
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	64	6.40	629	1.18	170.6	0.83	1531.7	1443.8	1208.4	1266.6
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	86	6.40	629	0.88	170.6	0.77	1531.7	1443.8	1208.4	1251.7
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	43	6.40	629	1.75	170.6	0.89	1531.7	1443.8	1208.4	1295.0
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	43	6.40	629	1.75	170.6	0.89	1531.7	1443.8	1208.4	1295.0
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	43	4.80	605	0.98	172.2	0.89	1531.7	1443.8	1208.4	1257.6
5	15.00	-	-	490	8.84	2.73	64	6.40	629	1.18	170.6	0.69	1531.7	1443.8	1208.4	1266.6
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	275.0	0.00	2593.7	unbewehrt		
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	100	11.30	440	1.52	263.7	0.83	3259.4	3057.0	2514.9	2664.1
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	100	9.50	560	1.07	265.5	0.83	3259.4	3057.0	2514.9	2621.1
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	275.0	0.00	2885.9	unbewehrt		
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	100	11.30	440	1.52	263.7	0.83	3544.5	3319.2	2716.1	2865.3
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	100	9.50	560	1.07	265.5	0.83	3544.5	3319.2	2716.1	2822.2
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	275.0	0.00	4354.5	unbewehrt		
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	75	11.30	440	2.03	263.7	0.88	4977.0	4628.7	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	80	9.50	560	1.33	265.5	0.87	4977.0	4628.7	3727.1	3859.8
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	275.0	0.00	8760.1	unbewehrt		
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	45	11.30	440	3.38	263.7	0.94	9274.5	7502.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	50	9.50	560	2.14	265.5	0.92	9274.5	7502.1	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	275.0	0.00	9161.9	unbewehrt		
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	35	11.30	440	4.35	263.7	0.96	9666.5	7747.4	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	19.50	-	-	407	17.92	2.45	40	9.50	560	2.67	265.5	0.94	9666.5	7747.4	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	100.0	0.00	1354.9	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	100.0	0.00	1649.0	unbewehrt		
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	100.0	0.00	1875.1	unbewehrt		
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	28	8.00	472	6.09	118.0	0.92	1355.9	1143.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	42	8.00	472	4.06	118.0	0.86	1355.9	1143.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	56	8.00	472	3.04	118.0	0.80	1355.9	1143.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	84	8.00	472	2.03	118.0	0.68	1355.9	1143.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	28	8.00	472	6.09	118.0	0.92	1426.7	Primärtraglast fehlt		
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	42	8.00	472	4.06	118.0	0.86	1426.7	Primärtraglast fehlt		
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	56	8.00	472	3.04	118.0	0.80	1426.7	1189.3	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
6	6.00	-	-	593	1.70	1.28	84	8.00	472	2.03	118.0	0.68	1426.7	1189.3	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	7.00	-	-	580	1.54	0.91	31	6.00	593	3.04	120.0	0.43	1852.6	1525.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	7.00	-	-	580	1.54	0.91	47	6.00	593	2.01	120.0	0.37	1852.6	1525.0	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	5.00	8	4.00	631	1.79	1.06	50	4.00	617	2.70	122.0	0.50	1872.3	1545.2	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	5.00	8	4.00	631	1.79	1.06	50	4.00	617	2.70	122.0	0.50	1872.3	1545.2	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	130.0	0.00	1397.7	unbewehrt		
6	4.00	-	-	617	0.75	0.96	34	4.00	617	1.61	92.0	0.84	904.5	738.4	758.9	793.1
6	4.00	-	-	617	0.75	0.96	17	4.00	617	3.21	92.0	0.93	904.5	Primärtraglast fehlt		
6	4.00	-	-	617	0.75	0.67	34	4.00	617	1.54	96.0	0.84	1285.7	unbewehrt		
6	4.00	-	-	617	0.75	0.67	17	4.00	617	3.08	96.0	0.93	1285.7	unbewehrt		
4	7.00	-	-	580	1.54	0.91	29	6.00	593	3.25	120.0	0.44	1936.4	1578.8	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	7.00	-	-	580	1.54	0.91	44	6.00	593	2.14	120.0	0.38	1936.4	1578.8	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	5.00	8	4.00	631	1.79	1.06	44	4.00	617	3.07	122.0	0.53	1955.9	1598.9	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	5.00	8	4.00	631	1.79	1.06	44	4.00	617	3.07	122.0	0.53	1955.9	1598.9	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
4	7.00	-	-	580	1.54	0.91	40	4.00	617	1.03	122.0	0.37	1844.3	1519.6	1546.5	1592.6
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	126.0	0.00	1771.1	unbewehrt		
4	12.00	-	-	585	4.52	2.68	40	4.00	617	1.03	122.0	0.44	1840.3	1573.1	1376.7	1416.3
-	-	-	-	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	126.0	0.00	1619.0	unbewehrt		

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Nr.	Quelle	Versuch	Abmessungen						Beton		Traglast		
			b [mm]	h [mm]	l [mm]	Querschnitt	A _{QS} [cm ²]	c _{nom} [mm]	f _{cm,cs(1,50,300)} [N/mm ²]	f _{ic} [N/mm ²]	N _{ult} [kN]	N _{res} [kN]	
408	[Ste-14b]	VK3	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	90.9	79.4	4499	n. a.	
409		VK5	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	30.3	26.5	2115	n. a.	
410		VK7	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	93.1	81.4	2973	n. a.	
411		VK8	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	93.1	81.4	2908	n. a.	
412		VK9	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	93.1	81.4	3303	n. a.	
413		VK10	200.0	200.0	600	Quadrat	400.0	20	93.1	81.4	3566	n. a.	
414	[Sun-96]	HA6-20	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2297	n. a.	
415		HA6-30	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2195	n. a.	
416		HA6-40	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2091	n. a.	
417		HB6-35	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2631	n. a.	
418		HB6-50	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2500	n. a.	
419		HB6-70	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	51.5	45.0	2208	n. a.	
420		HA10-35	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.6	46.8	2548	n. a.	
421		HA10-47	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.6	46.8	2445	n. a.	
422		HA10-60	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.6	46.8	2426	n. a.	
423		HB10-60	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.0	45.4	n. a.	3018	
424		HB10-80	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.0	45.4	2550	2650	
425		HB10-100	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.0	45.4	2479	n. a.	
426		NA6-20	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2590	n. a.	
427		NA6-30	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2372	n. a.	
428		NA10-47	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2426	n. a.	
429		NB6-35	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.4	46.7	2519	n. a.	
430		NB6-50	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.4	46.7	2430	n. a.	
431		NB10-75	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	53.4	46.7	2514	n. a.	
432		NC6-30	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.5	45.9	2489	n. a.	
433		NC6-43	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.5	45.9	2421	n. a.	
434		NC10-70	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.5	45.9	2421	n. a.	
435		ND6-47	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2671	n. a.	
436		ND6-70	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2543	n. a.	
437		NE6-40	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2680	n. a.	
438		NE6-60	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2666	n. a.	
439		NBM-60	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2571	n. a.	
440		NBM-75	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.9	46.2	2377	n. a.	
441		NCM-60	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.5	45.9	2435	n. a.	
442		NCM-75	200.0	200.0	500	Quadrat	400.0	20	52.5	45.9	2391	n. a.	
443		[Yon-88]	A	152.4	152.4	457	Quadrat	232.3	9.525	88.6	77.4	2185	n. a.
444			B	152.4	152.4	457	Quadrat	232.3	9.525	93.5	81.7	2055	n. a.
445			C	152.4	152.4	457	Quadrat	232.3	9.525	88.5	77.3	1949	n. a.
446			D	152.4	152.4	457	Quadrat	232.3	9.525	84.5	73.8	2121	n. a.
447			N	133.4	133.4	457	Quadrat	177.8	0	83.6	73.1	1735	n. a.
448	L	152.4	152.4	457	Quadrat	232.3	9.525	89.8	78.5	2079	n. a.		
449	[Yoo-13]	CC-9	220.0	220.0	1000	Quadrat	484.0	15	61.6	53.8	3634	n. a.	
450		CC-10	220.0	220.0	1000	Quadrat	484.0	15	91.8	80.2	5531	n. a.	
451		CC-11	220.0	220.0	1000	Quadrat	484.0	15	61.6	53.8	4182	n. a.	
452		CC-12	220.0	220.0	1000	Quadrat	484.0	15	91.8	80.2	5402	n. a.	

Anhang A: Datenbank zur Untersuchung des Bauteilfaktors

Längsbewehrung							Querbewehrung				Umschnürung		Auswertung			
n_1 [-]	\varnothing_1 [mm]	n_2 [-]	\varnothing_2 [mm]	f_y [N/mm ²]	A_s [cm ²]	ρ_l [%]	s_{w1} [mm]	\varnothing_{w1} [mm]	f_y [N/mm ²]	ρ_w [Vol.-%]	b_0 [mm]	α [-]	N_{cal} [kN]	$N_{cal,1}$ [kN]	$N_{cal,2}$ [kN]	$N_{cal,2} (\alpha_{c,cont})$ [kN]
4	28.00	-	-	490	24.63	6.16	120	8.00	650	1.10	152.0	0.31	4619.0	4071.6	3331.7	3380.3
4	28.00	-	-	490	24.63	6.16	170	8.00	650	0.78	152.0	0.17	2344.2	2253.3	1915.1	1949.4
4	16.00	-	-	550	8.04	2.01	200	6.00	481	0.37	154.0	0.09	4091.5	3490.7	3017.7	3038.9
4	16.00	-	-	550	8.04	2.01	200	6.00	481	0.37	154.0	0.09	4091.5	3490.7	3017.7	3038.9
4	25.00	-	-	580	19.63	4.91	200	6.00	481	0.37	154.0	0.10	4680.0	4097.1	3638.0	3660.3
4	25.00	-	-	580	19.63	4.91	200	6.00	481	0.37	154.0	0.10	4680.0	4097.1	3638.0	3660.3
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	20	6.40	1025	4.19	153.6	0.72	2345.6	2184.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	30	6.40	1025	2.79	153.6	0.67	2345.6	2184.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	40	6.40	1025	2.09	153.6	0.62	2345.6	2184.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	35	6.40	1025	4.09	153.6	0.65	2345.6	2184.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	50	6.40	1025	2.86	153.6	0.58	2345.6	2184.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	70	6.40	1025	2.04	153.6	0.49	2345.6	2184.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	35	9.60	872	5.50	150.4	0.67	2427.7	2260.1		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	47	9.60	872	4.10	150.4	0.61	2427.7	2260.1		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	60	9.60	872	3.21	150.4	0.55	2427.7	2260.1		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	60	9.60	872	5.48	150.4	0.55	2365.2	Primärtraglast fehlt		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	80	9.60	872	4.11	150.4	0.47	2365.2	2202.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	100	9.60	872	3.29	150.4	0.39	2365.2	2202.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	20	6.40	342	4.19	153.6	0.72	2400.3	2235.0		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	30	6.40	342	2.79	153.6	0.67	2400.3	2235.0		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	47	9.60	344	4.10	150.4	0.61	2400.3	2235.0		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	35	6.40	342	4.09	153.6	0.65	2419.9	2252.9		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	50	6.40	342	2.86	153.6	0.58	2419.9	2252.9		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	75	9.60	344	4.38	150.4	0.49	2419.9	2252.9		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	30	6.40	342	4.19	153.6	0.67	2384.7	2220.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	43	6.40	342	2.92	153.6	0.61	2384.7	2220.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	70	9.60	344	4.13	150.4	0.51	2384.7	2220.6		
12	12.10	-	-	362	13.80	3.45	47	6.40	342	3.56	153.6	0.53	2542.5	2379.1		
12	12.10	-	-	362	13.80	3.45	70	6.40	342	2.39	153.6	0.44	2542.5	2379.1		
12	12.10	-	-	362	13.80	3.45	40	6.40	342	4.19	153.6	0.56	2542.5	2379.1		
12	12.10	-	-	362	13.80	3.45	60	6.40	342	2.79	153.6	0.48	2542.5	2379.1		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	60	9.60	344	5.48	150.4	0.55	2400.3	2235.0		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	75	9.60	344	4.38	150.4	0.49	2400.3	2235.0		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	60	9.60	344	4.81	150.4	0.55	2384.7	2220.6		
8	12.10	-	-	362	9.20	2.30	75	9.60	344	3.85	150.4	0.49	2384.7	2220.6		
8	9.53	-	-	424	5.70	2.45	25	3.18	496	1.63	130.2	0.64	2249.0	1936.0	1658.4	1710.2
8	9.53	-	-	424	5.70	2.45	51	3.18	496	0.82	130.2	0.51	2359.9	2009.7	1736.6	1762.6
8	9.53	-	-	424	5.70	2.45	76	3.18	496	0.54	130.2	0.40	2245.9	1934.0	1656.2	1673.4
8	9.53	-	-	424	5.70	2.45	152	3.18	496	0.27	130.2	0.14	2155.3	1873.2	1592.2	1600.9
8	9.53	-	-	424	5.70	3.21	51	3.18	496	0.82	130.2	0.51	1681.3	1471.6	1257.7	1283.6
4	9.53	-	-	424	2.85	1.23	76	3.18	496	0.54	130.2	0.28	2180.3	1854.4	1830.8	1851.1
8	16.00	-	-	498	16.08	3.32	100	9.50	550	2.36	180.5	0.45	3682.6	3427.6	$\rho_w > 2.0$ Vol.-%	
8	16.00	-	-	498	16.08	3.32	60	9.50	550	3.93	180.5	0.59	5095.7	4399.1		
8	16.00	-	-	498	16.08	3.32	40	9.50	550	3.93	180.5	0.67	3682.6	3427.6		
8	16.00	-	-	498	16.08	3.32	40	9.50	550	3.93	180.5	0.67	5095.7	4399.1		

Anhang B: Datenbank zur Untersuchung der Robustheit

B-1 Erweiterung der Datenbank

Zur Untersuchung des Nachbruchverhaltens und der Robustheit von Stahlbetonstützen wird die in Anhang A vorgestellte Datenbank um die Versuchsserien von [Shi-16a], [Sha-16], [Shi-15], [Shi-16b], [Lee-13], [Hon-06], [Suz-04] und damit vorwiegend um ultra-hochfeste Stahlbetonstützen erweitert [Le-21].

Für die Bewertung der Robustheit werden für sämtliche Stützenversuche der Datenbank die Kraft-Stauchungs-Beziehungen digitalisiert. Bild B-1 und Bild B-2 zeigen das Vorgehen zur Ermittlung der Robustheitswerte $\beta_{1,33}$, $\beta_{1,50}$, $\beta_{2,00}$ (links) und dem Robustheitsindex I_{10} (rechts) am Beispiel zweier Kraft-Verformungs-Kurven aus [Cus-04] und [Sha-16]. Grundlagen hierzu können [Lin-20], [Ger-19] entnommen werden. Für die Auswertung aller 308 in Abschnitt B-3 zusammengestellten Kraft-Stauchungs-Beziehungen wird eine Routine für Microsoft Excel entwickelt.

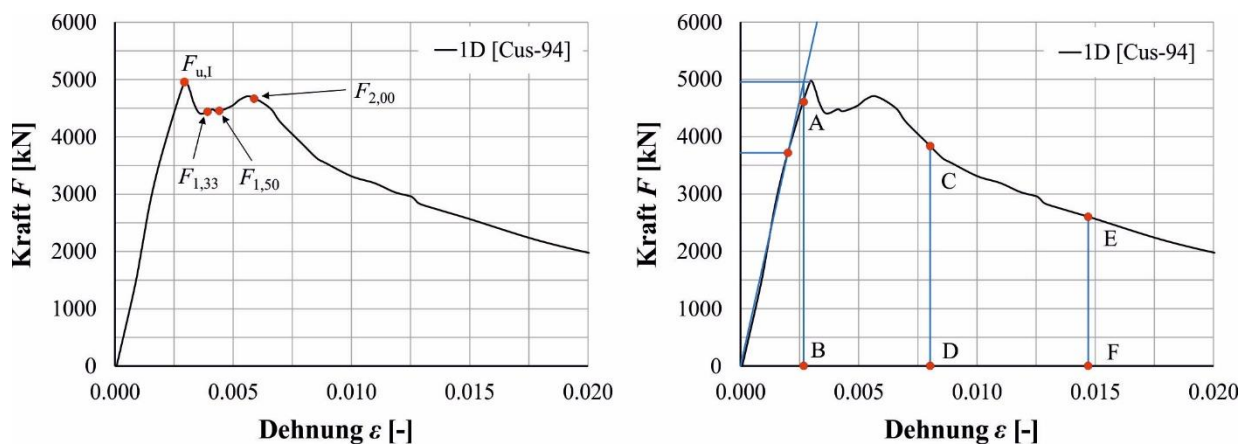


Bild B-1: Auswertung des Nachbruchbereichs am Beispiel von Bauteilversuch 1D aus [Cus-94]

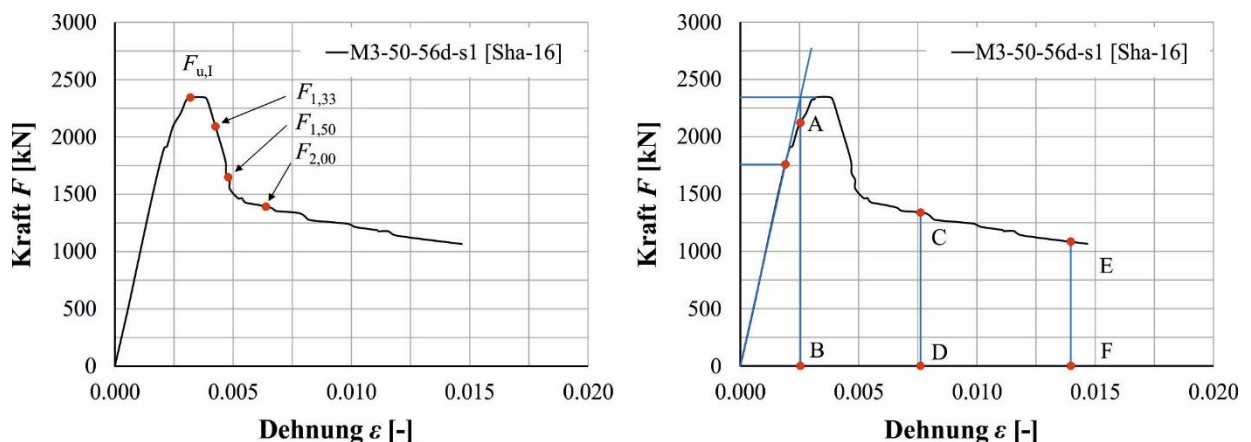


Bild B-2: Auswertung des Nachbruchbereichs am Beispiel von Bauteilversuch M3-50-56d-s1 aus [Sha-16]

Die Kennlinien zeigen, dass die Bewertung der Robustheit ein in den Bauteilversuchen gemessenes Nachbruchverhalten voraussetzt. Als auswertbar werden im Folgenden nur diejenigen 308 Bauteilversuche bezeichnet, bei denen eine Kraft-Stauchungs-Beziehung bis mindestens $\varepsilon = 1,33 \cdot \varepsilon_u$ vorliegt.

B-2 Übersicht

Tabelle B-1: Übersicht über aufgenommene Versuchsserien

Autoren	Quelle	Jahr der Veröffentlichung	Anzahl von Tests (auswertbar)	Beton	Stützenform
Cusson D. et al.	[Cus-94]	1994	27 (27)	HSC	□
	[Cus-96]	1996	12 (12)	HSC	○□
Held, M.	[Hel-92]	1992	53 (25)	NSC / HSC	○□
Hong, K.-N. et al.	[Hon-06]	2006	34 (16)	NSC / HSC / UHSC	□
Khalil, W. et al.	[Kha-12]	2012	4 (0)	NSC	□
Lee, T.-K. et al.	[Lee-13]	2013	12 (12)	NSC	○
Li, B.	[Li-94]	1994	44 (42)	HSC	○□
Möbius, F.	[Möb-08]	2008	11 (8)	NSC	○□
Montgomery, D.	[Mon-96]	1996	32 (32)	HSC	○
Müller, C.	[Mül-16]	2016	2 (2)	NSC / HSC	○
Paultre, P. et al.	[Pau-96]	1996	3 (3)	HSC	□
	[Pau-05]	2005	13 (8)	NSC / HSC	□
Shanaka, K.	[Sha-16]	2016	22 (22)	UHSC	○
Sharma, U. K. et al.	[Sha-05]	2005	22 (18)	HSC	○□
Shin, H. O. et al.	[Shi-15]	2015	12 (12)	HSC / UHSC	□
	[Shi-16a]	2016	8 (8)	UHSC	□
	[Shi-16b]	2016	3 (3)	UHSC	□
Da Silva, P.	[Sil-00]	2000	15 (10)	NSC / HSC	○
Simsch, G.	[Sim-95]	1995	28 (14)	HSC	○□
Steven, G.	[Ste-14b]	2014	7 (7)	NSC / HSC / UHSC	□
Suzuki, M. et al.	[Suz-04]	2004	30 (15)	NSC / HSC / UHSC	□
Yoon, Y. et al.	[Yoo-13]	2013	12 (12)	HSC / UHSC	□

B-3 Kraft-Stauchungs-Beziehungen

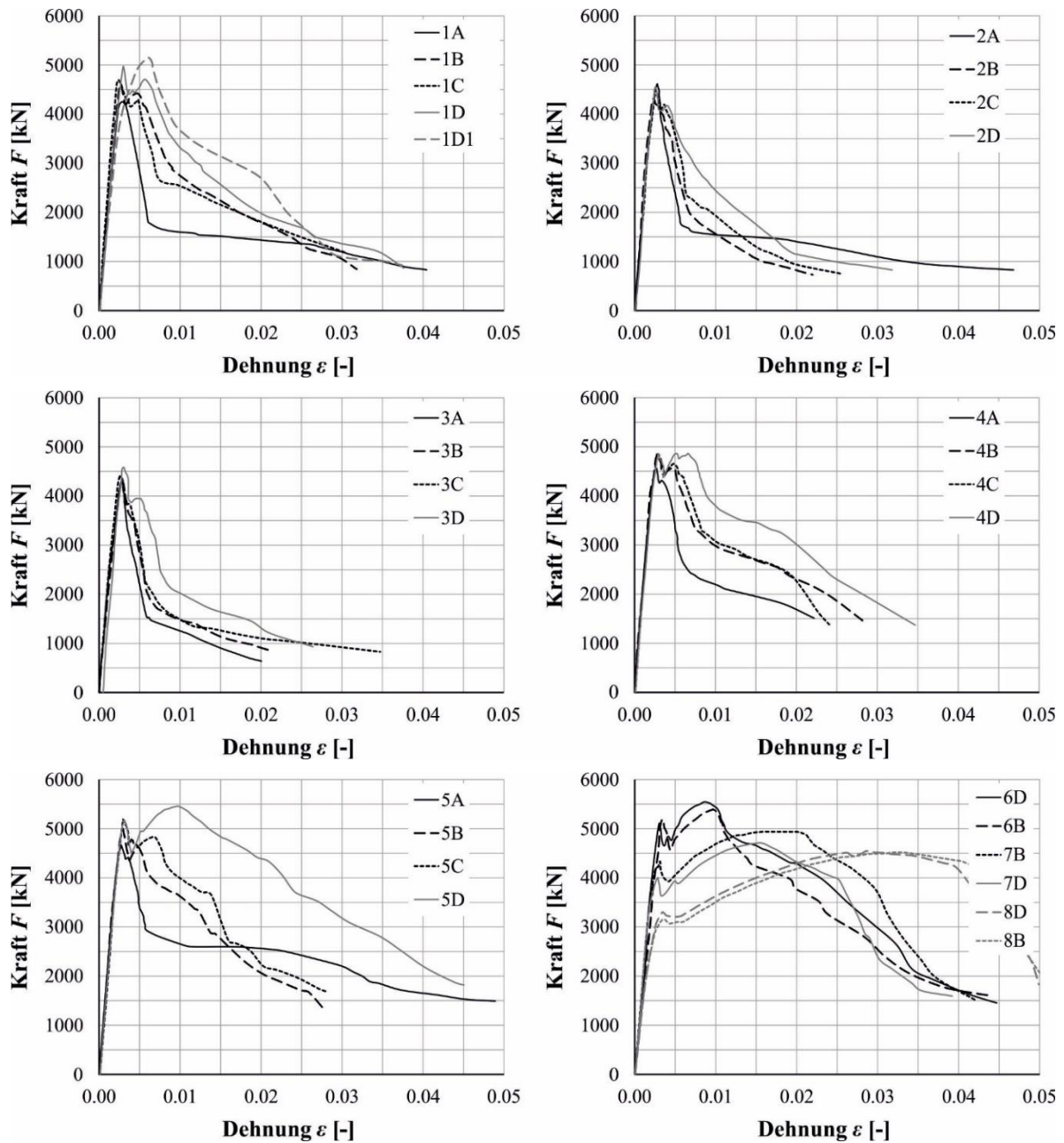


Bild B-3: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Cus-94]

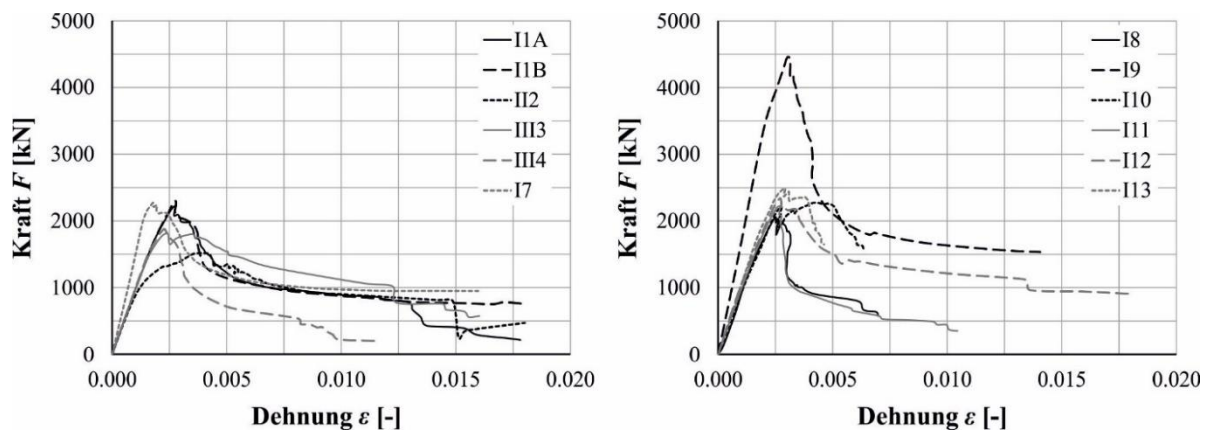


Bild B-4: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Cus-96]

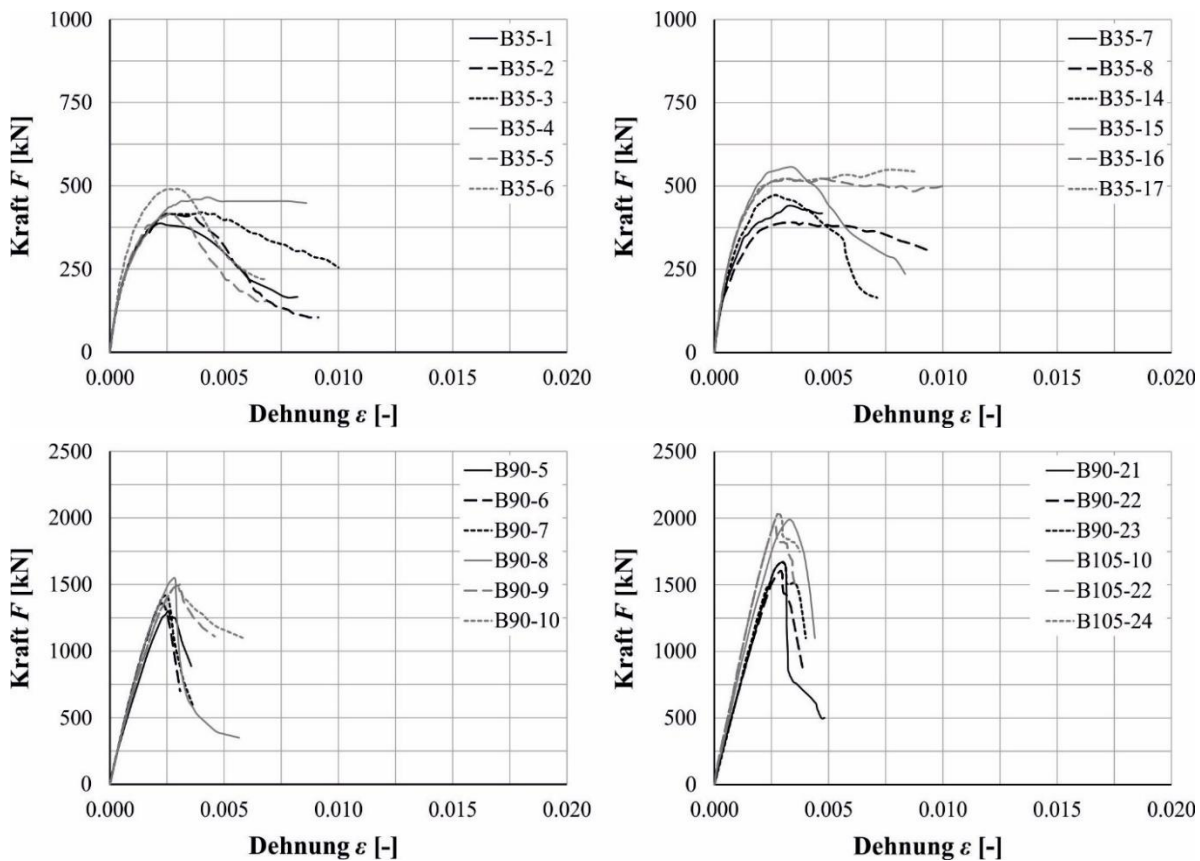


Bild B-5: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Hel-92]

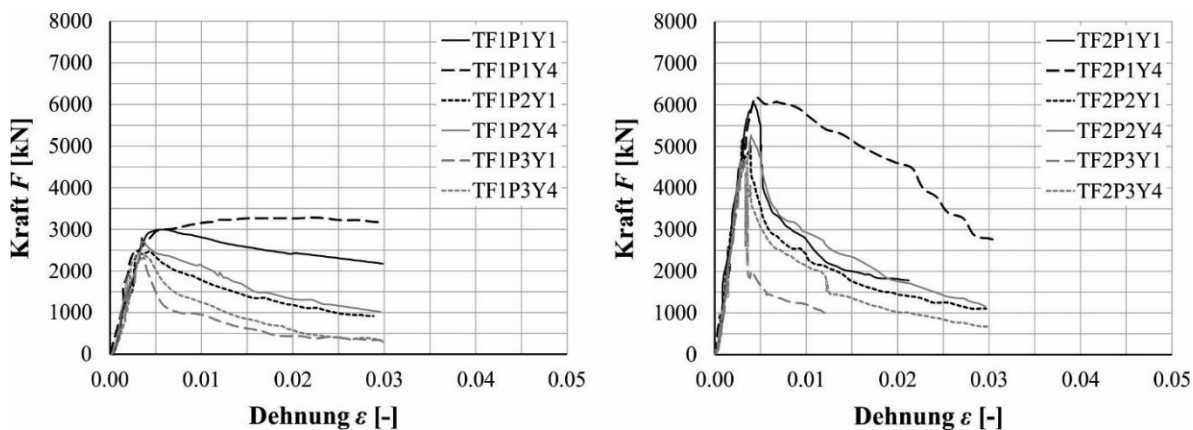


Bild B-6: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Hon-06]

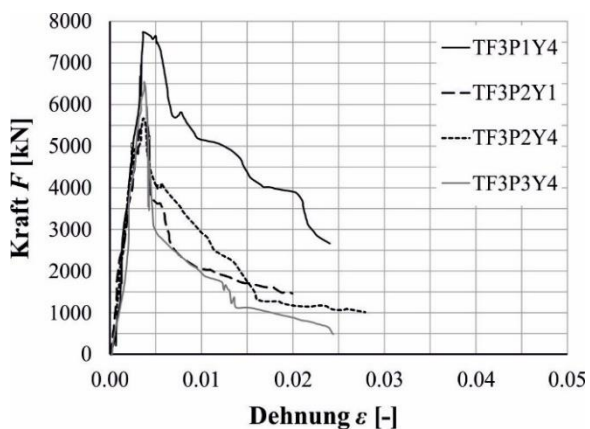


Bild B-7: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Hon-06]

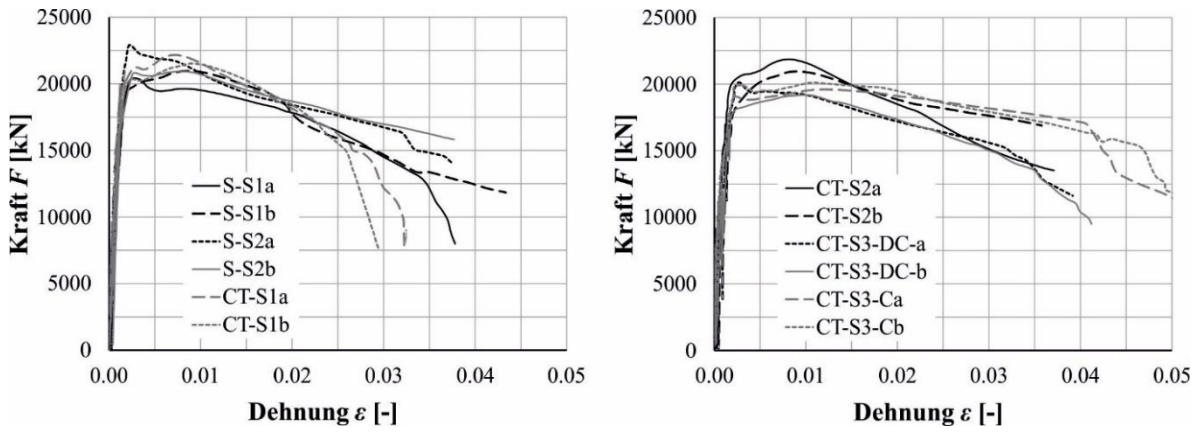


Bild B-8: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Lee-13]

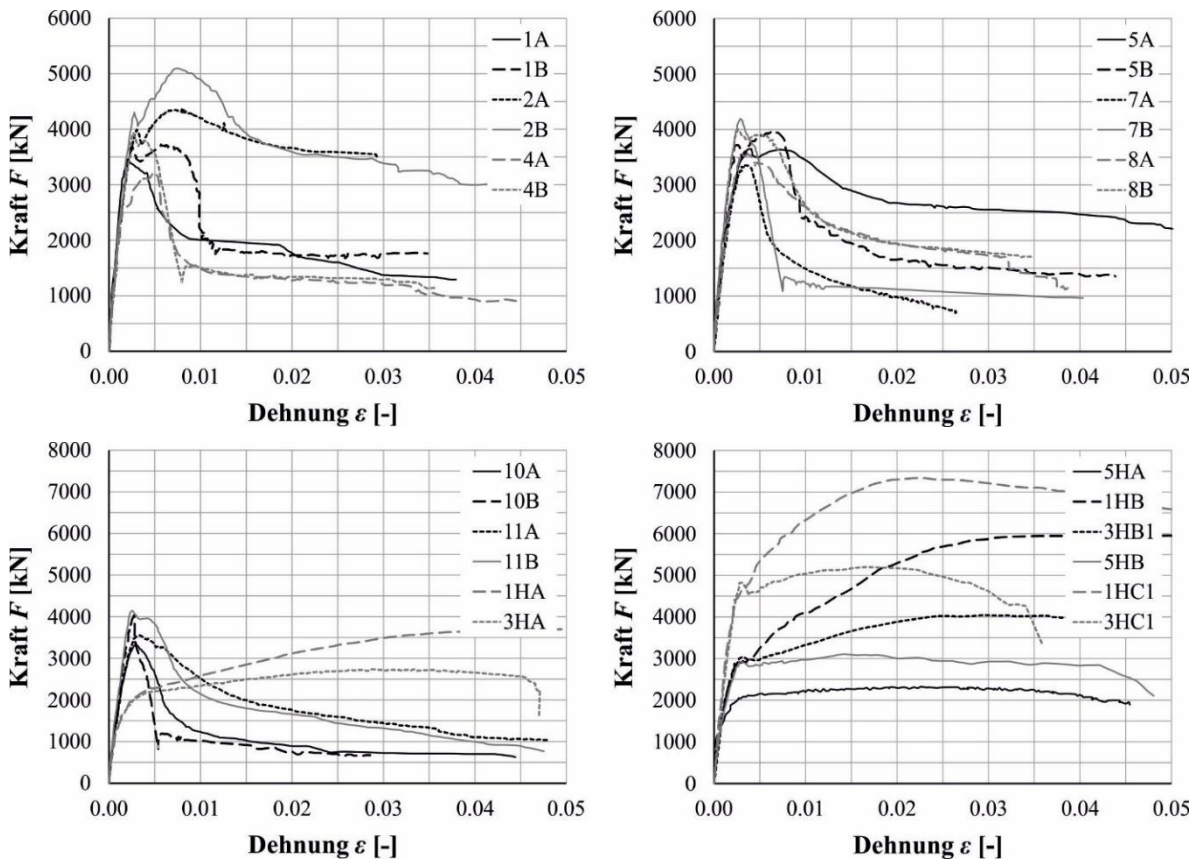


Bild B-9: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Li-94]

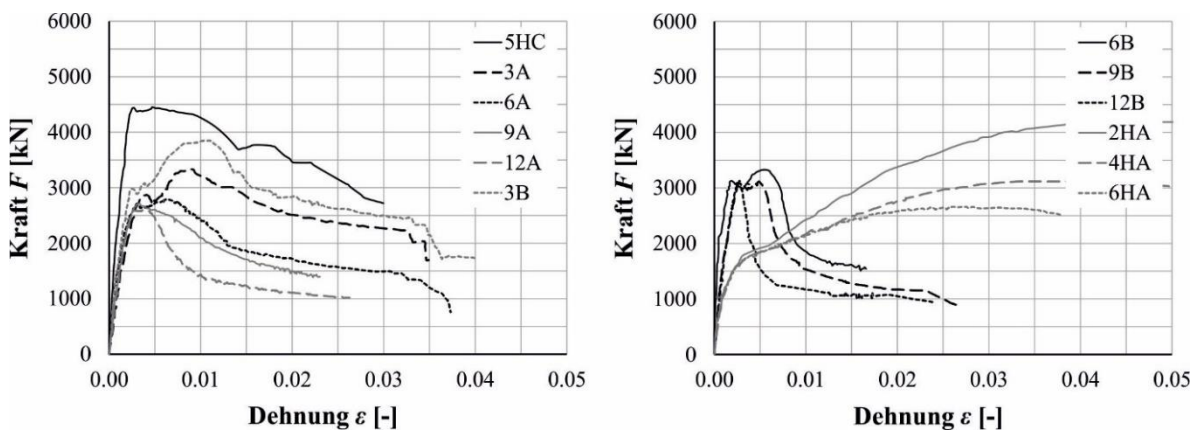


Bild B-10: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Li-94]

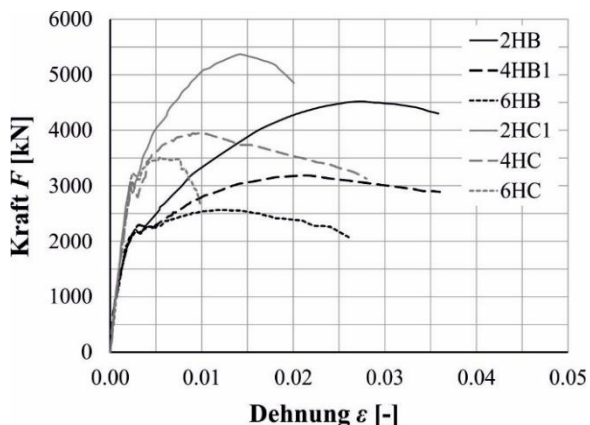


Bild B-11: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Li-94]

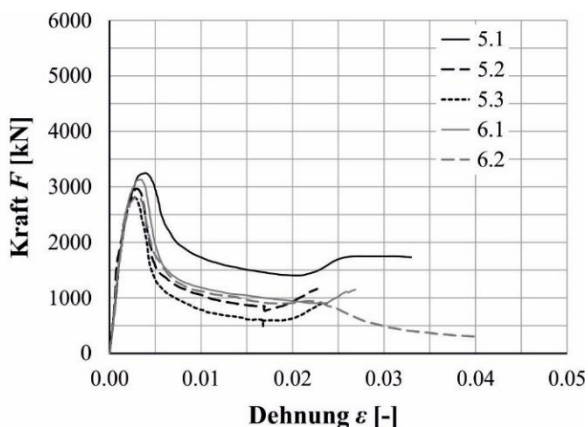
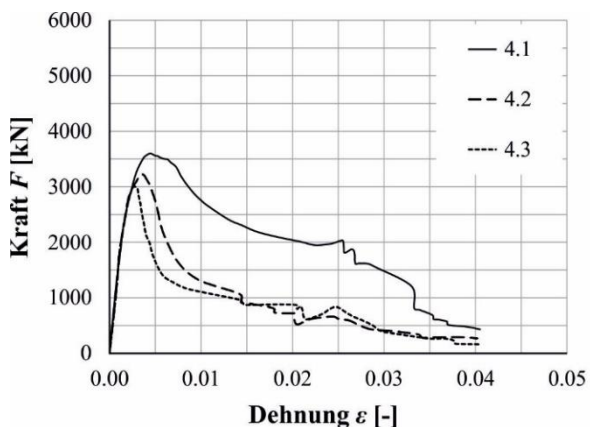


Bild B-12: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Möb-08]

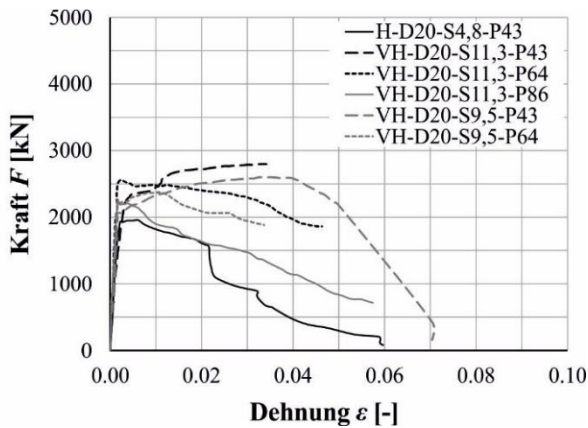
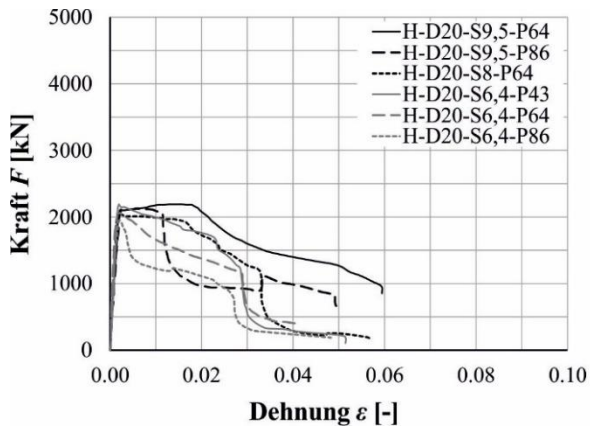
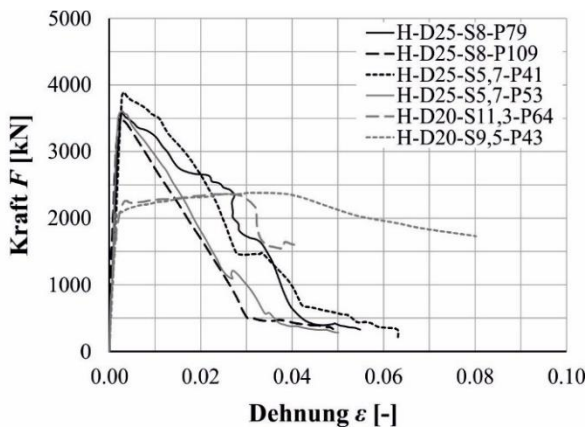
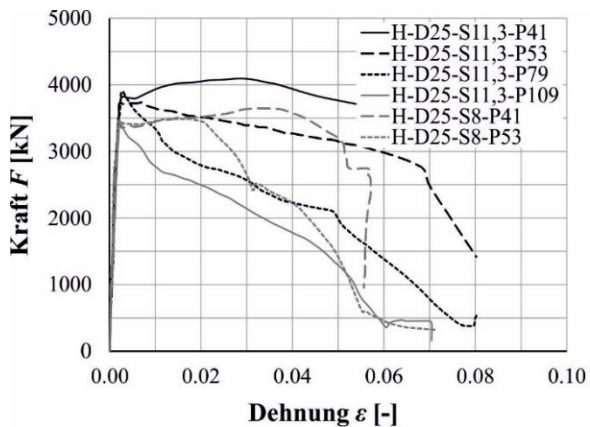


Bild B-13: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Mon-96]

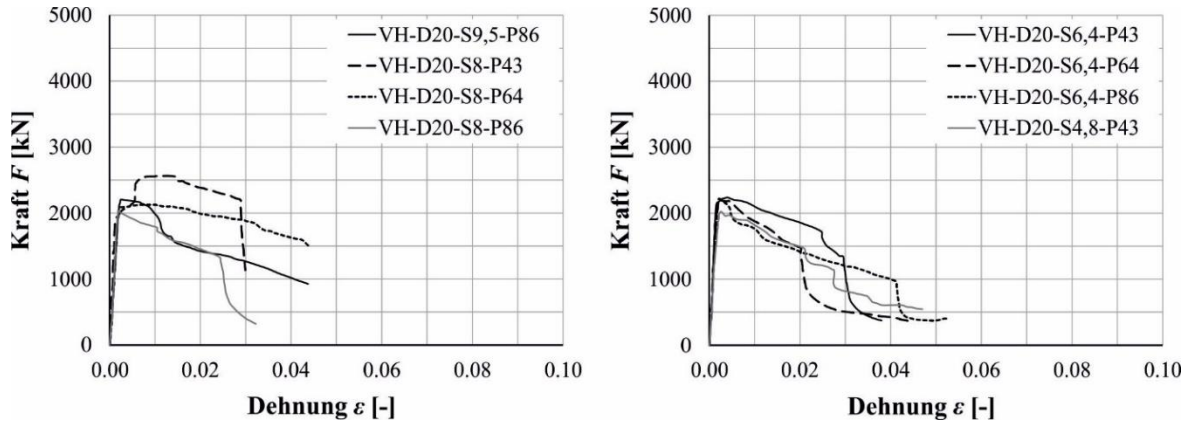


Bild B-14: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Mon-96]

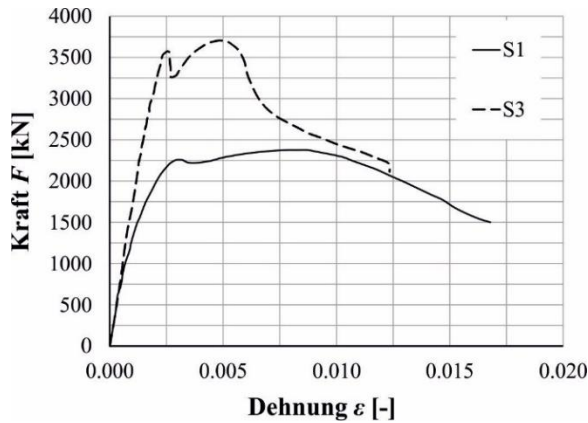


Bild B-15: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Mül-16]

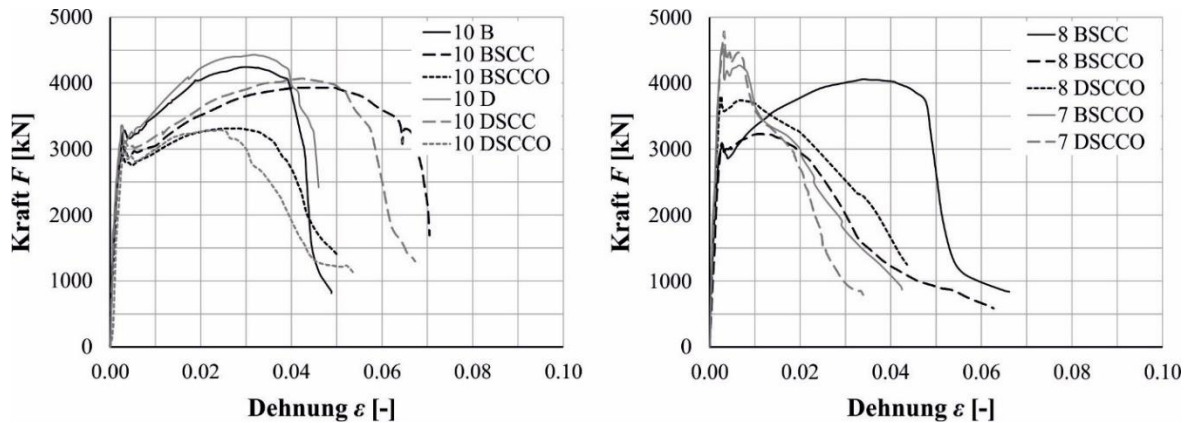


Bild B-16: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Pau-96] und [Pau-05]

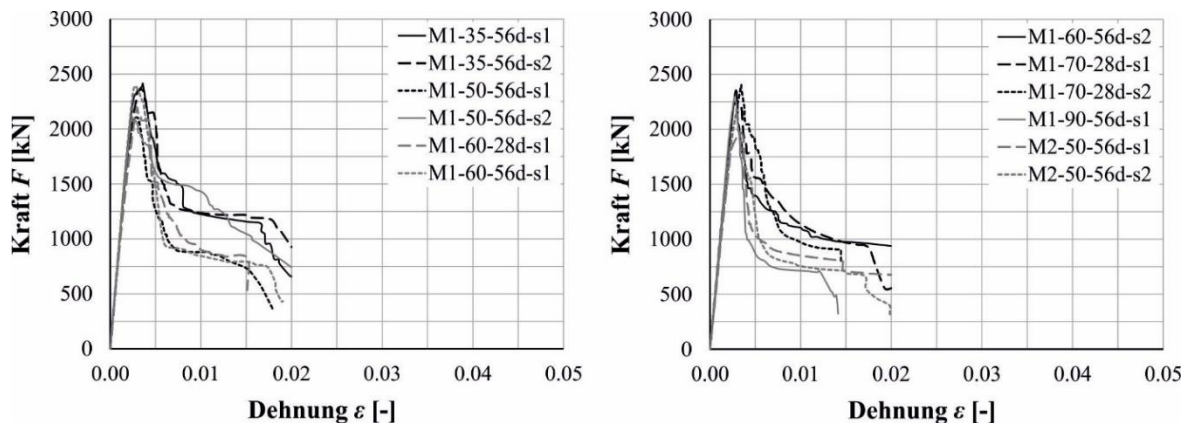


Bild B-17: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Sha-16]

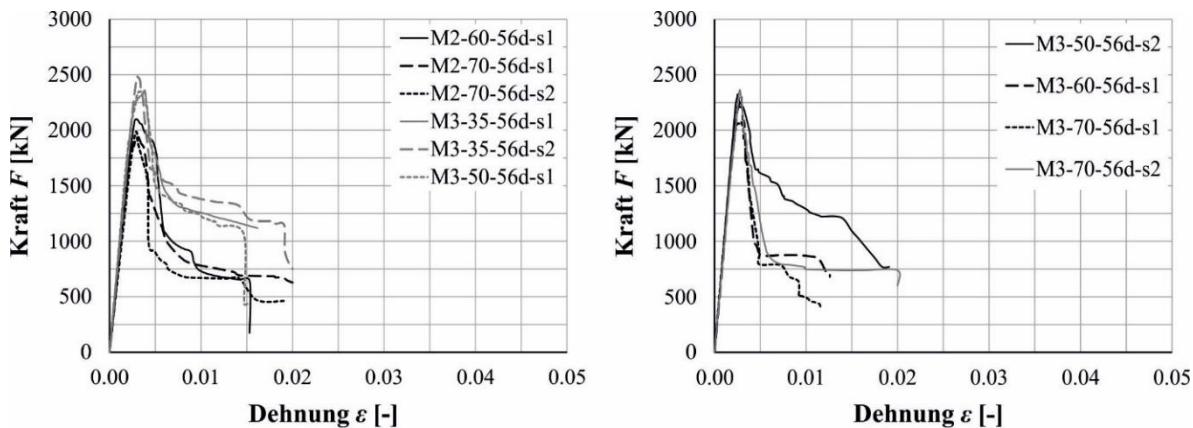


Bild B-18: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Sha-16]

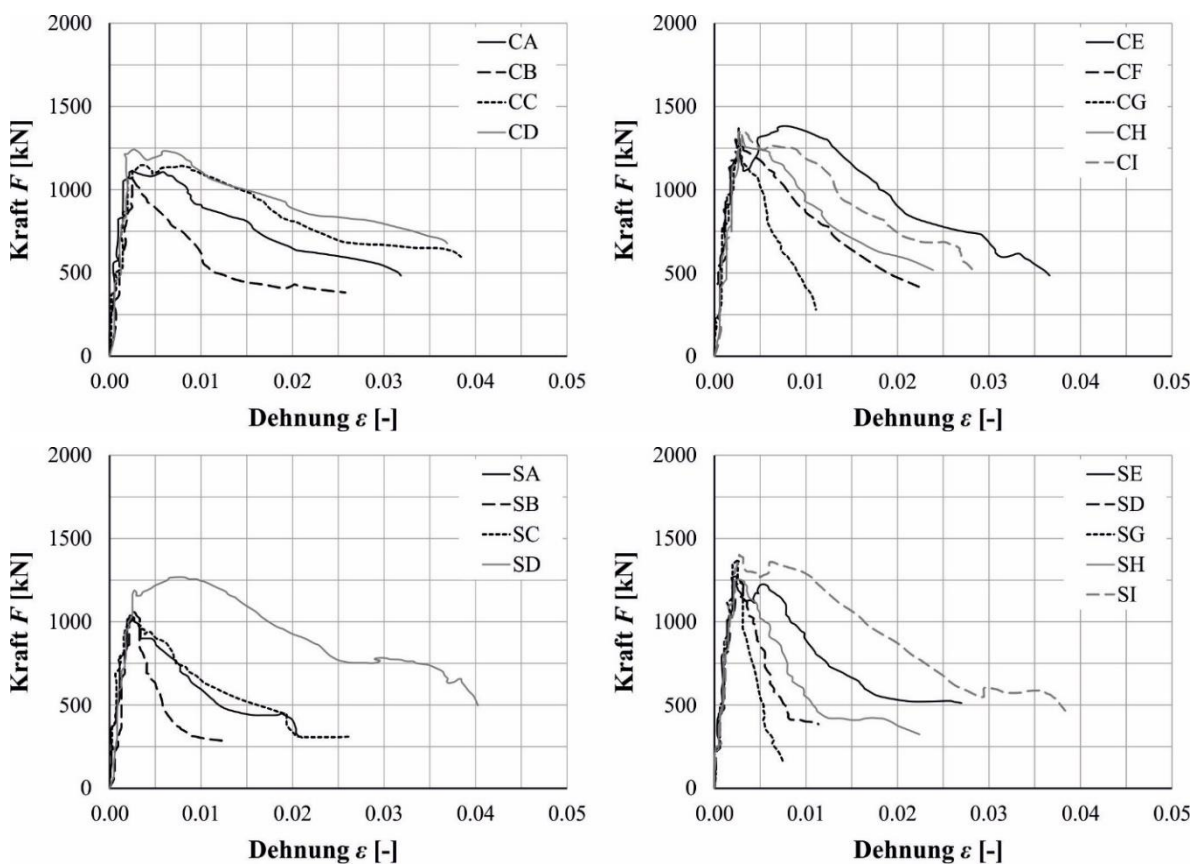


Bild B-19: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Sha-05]

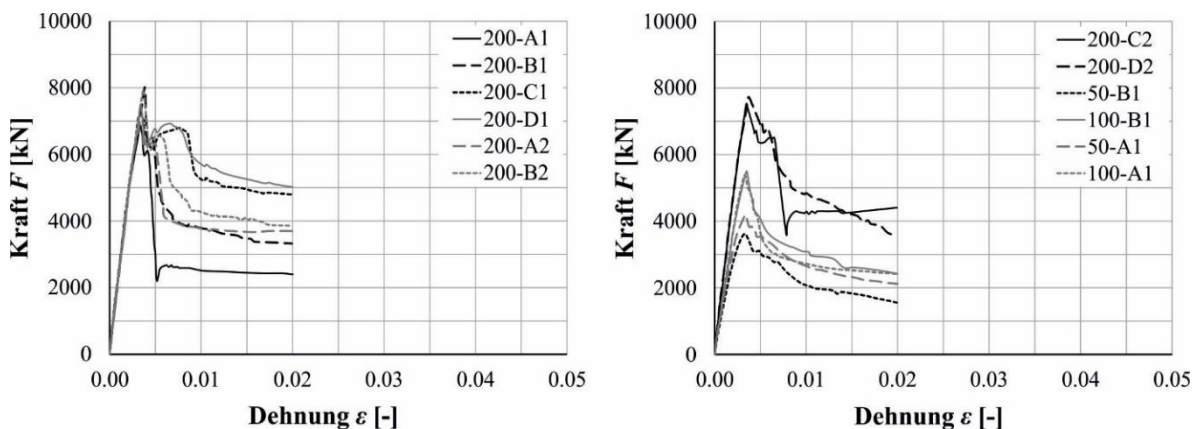


Bild B-20: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Shi-15]

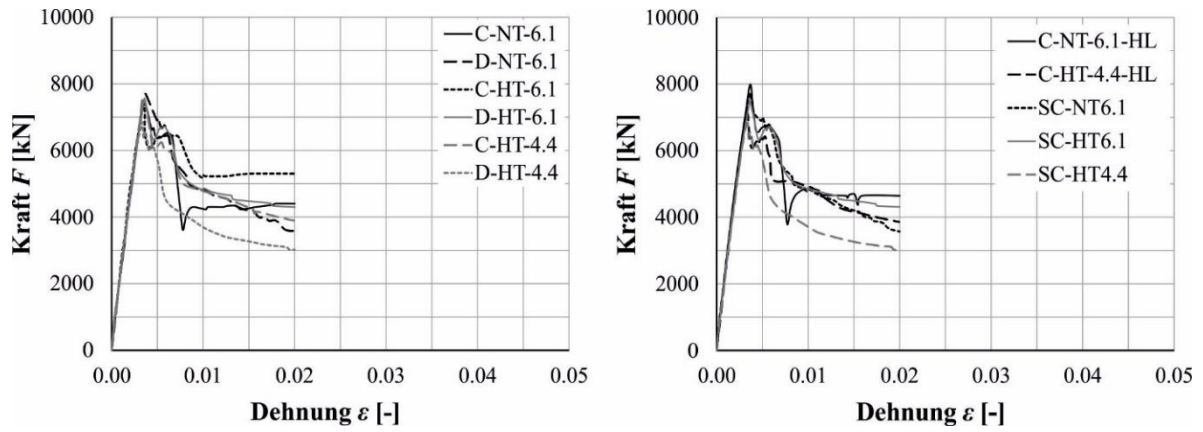


Bild B-21: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Shi-16a] und [Shi-16b]

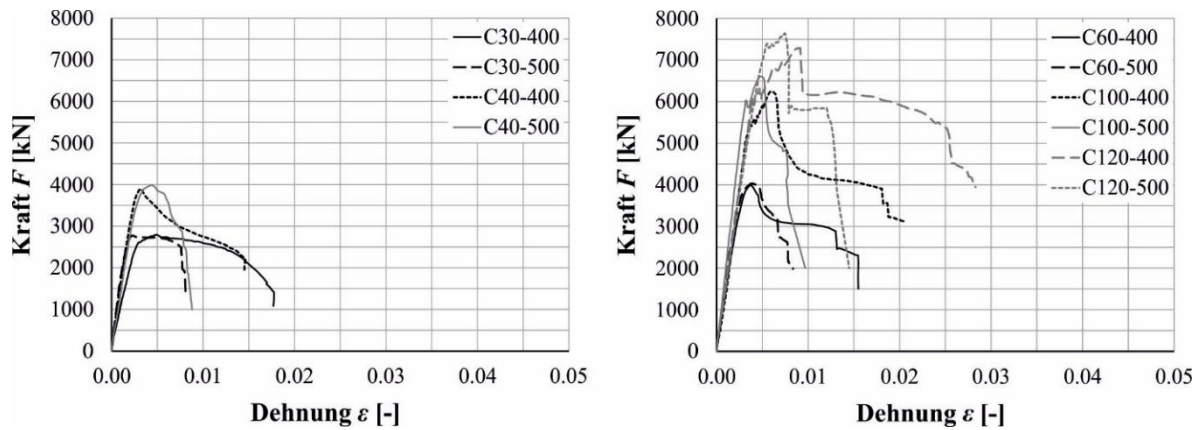


Bild B-22: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Sil-00]

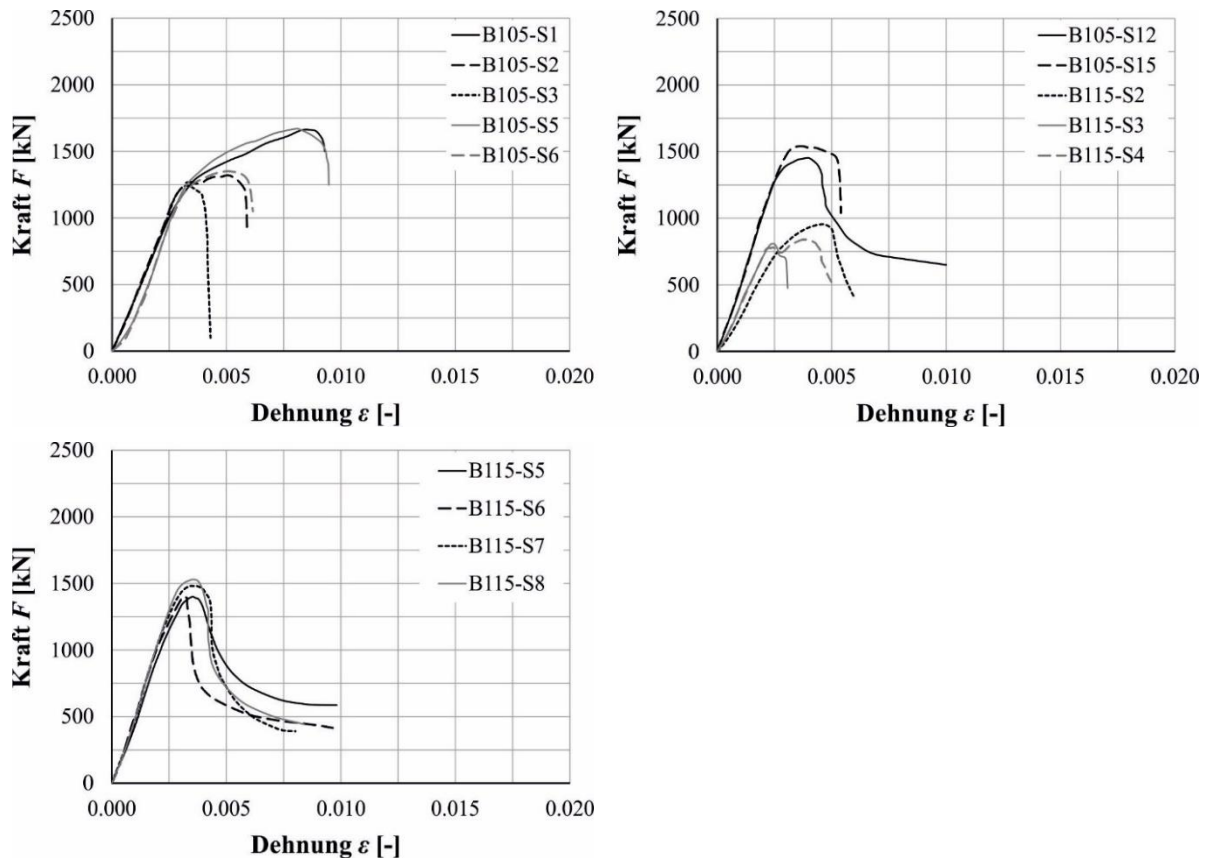


Bild B-23: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Sim-95]

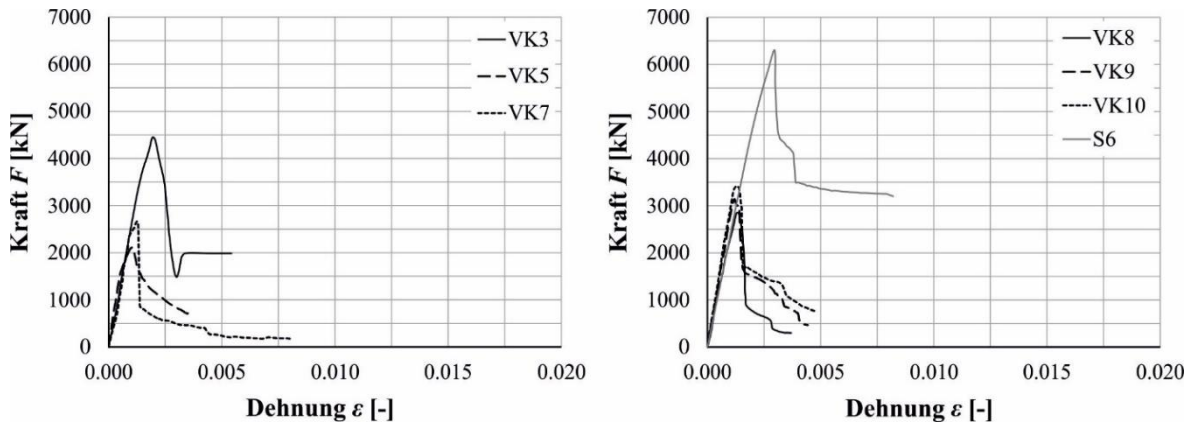


Bild B-24: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Ste-14]

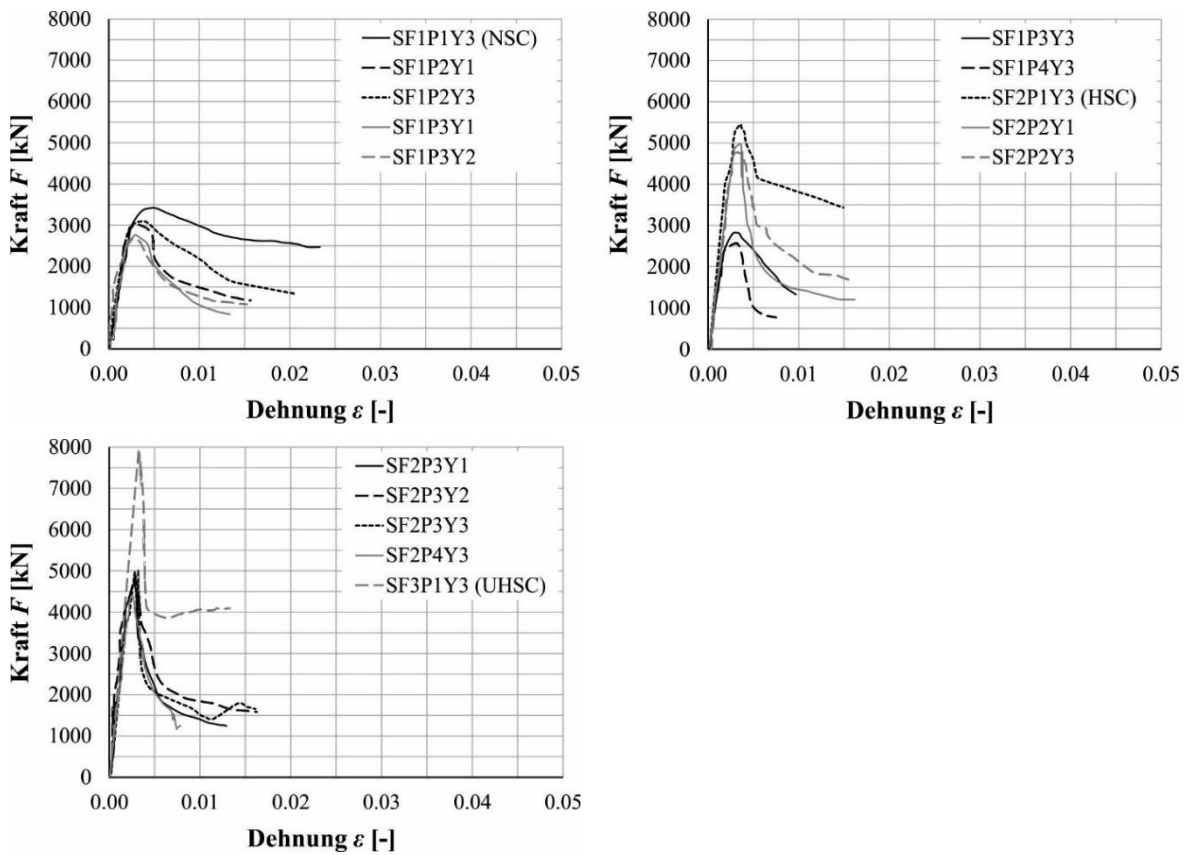


Bild B-25: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Suz-04]

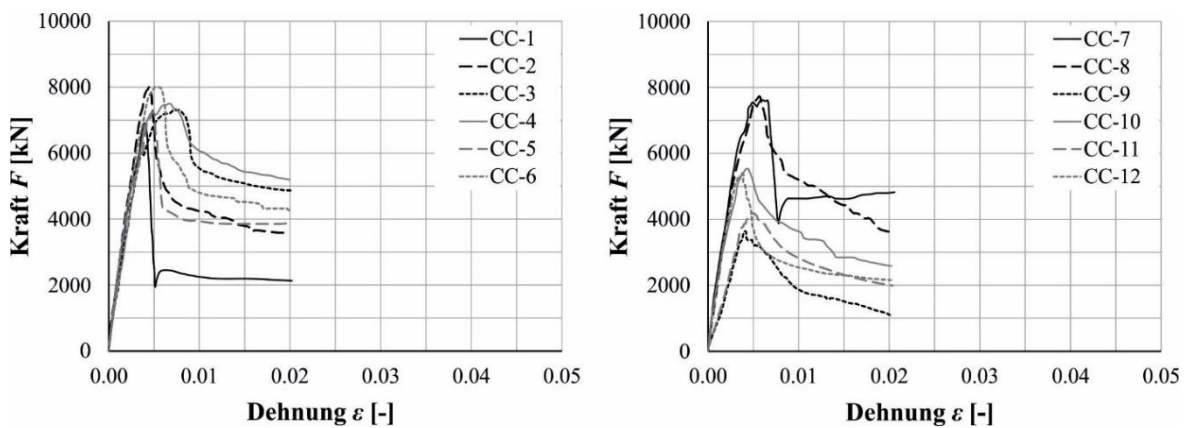


Bild B-26: Kraft-Stauchungs-Beziehungen aus [Yoo-13]

B-4 Verfahren zur Bewertung der Robustheit

Tabelle B-2 gibt einen Überblick über die Anzahl der auswertbaren Versuche in Abhängigkeit des Verfahrens zur Bewertung der Robustheit. Dabei wird das $\beta_{1,33}$ -Verfahren als Referenz betrachtet. Für das Verfahren von FOSTER et al. [Fos-97] sind noch 89,0 % der Kraft-Verformungs-Beziehungen im Nachbruchbereich geeignet.

Tabelle B-2: Nachbruchverhalten

Robustheitswert	auswertbare Versuche	Anteil der auswertbaren Versuche
$\beta_{1,33}$	308	100,0 % (Referenz)
$\beta_{1,50}$	298	96,8 %
$\beta_{2,00}$	293	95,1 %
I_{10}	274	89,0 %

Durch die Verwendung des $\beta_{1,33}$ -Verfahrens können zwar die meisten Versuche ausgewertet werden, allerdings liegt der Auswertungspunkt häufig genau im absteigenden Ast der Kraft-Stauchungs-Beziehung. Dieser Bereich ist je nach Versuchskonzeption jedoch großen Streuungen unterworfen, welche weniger auf das Tragverhalten des Stahlbetondruckgliedes, sondern auf die Steifigkeit der Prüfmaschine, Prüfgeschwindigkeit und -regelung etc. zurückzuführen sind. Die Abbildungen Bild B-1 und Bild B-2 zeigen, dass die Auswertung des Nachbruchbereichs bei größerer Stauchung wie etwa $\varepsilon_{1,50} = 1,50 \cdot \varepsilon_u$ oder $\varepsilon_{2,00} = 2,00 \cdot \varepsilon_u$ sinnvoll sein kann.

Bild B-27 (links) zeigt die Gegenüberstellung der Robustheitswerte $\beta_{1,33}$ und $\beta_{1,50}$. Die Bewertungen der Robustheit liegen nahe beieinander. Die Robustheitswerte sind nach Gleichung B-1 näherungsweise ineinander überführbar.

Bild B-27 (rechts) zeigt die Gegenüberstellung der Robustheitswerte $\beta_{1,33}$ und $\beta_{2,00}$. Hier zeigt sich, dass die $\beta_{1,33}$ -Werte das Nachbruchverhalten der Druckglieder deutlich robuster einschätzt als die $\beta_{2,00}$ -Werte. Es liegen beispielsweise 41 Werte auf dem Quadranten, für den $\beta_{2,00} < 0,5$ und $0,5 \leq \beta_{1,33} < 1,0$ gilt. Es ergibt sich ein näherungsweise exponentieller Zusammenhang zwischen den Robustheitswerten $\beta_{1,33}$ und $\beta_{2,00}$ gemäß Gleichung B-2.

$$\beta_{1,50} = 0,195 \cdot e^{1,638 \cdot \beta_{1,33}} \quad \text{Gl. B-1}$$

$$\beta_{2,00} = 0,123 \cdot e^{2,016 \cdot \beta_{1,33}} \quad \text{Gl. B-2}$$

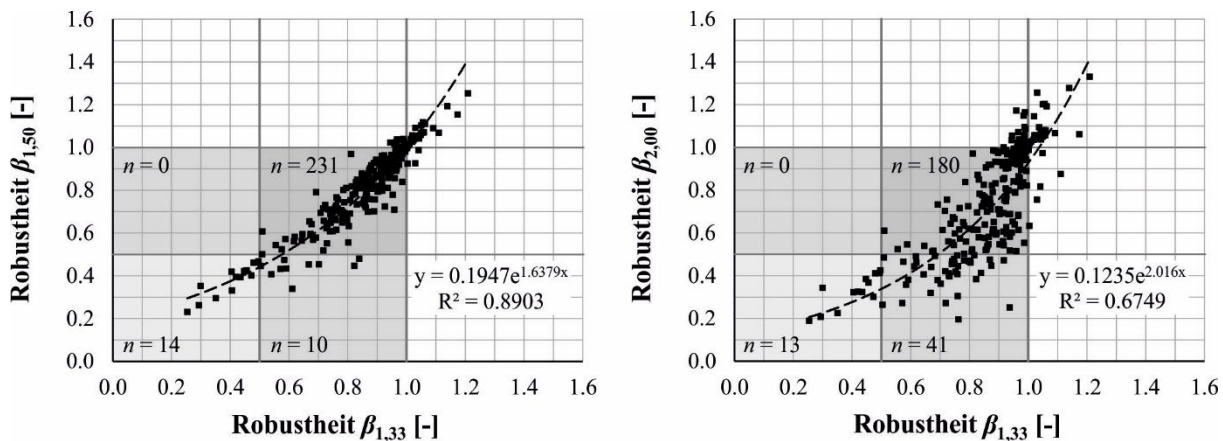


Bild B-27: Vergleich der Robustheitswerte $\beta_{1,33}$, $\beta_{1,50}$ und $\beta_{2,00}$

Bild B-28 stellt die Robustheitswerte $\beta_{1,33}$ und $\beta_{2,00}$ dem Duktilitätsindex I_{10} gegenüber. Auffällig ist, dass mit dem aufwendigen Verfahren von FOSTER [Fos-97] eine sehr ähnliche Robustheitseinschätzung wie mit dem $\beta_{2,00}$ -Ansatz erreicht wird (Bild B-28, rechts). Die näherungsweise rechnerischen Zusammenhänge zwischen den Robustheitsfaktoren sind in den Gleichungen B-3 und B-4 abzulesen.

$$I_{10} = 2,651 \cdot e^{1,286 \cdot \beta_{1,33}} \quad \text{Gl. B-3}$$

$$I_{10} = 3,637 \cdot e^{1,045 \cdot \beta_{2,00}} \quad \text{Gl. B-4}$$

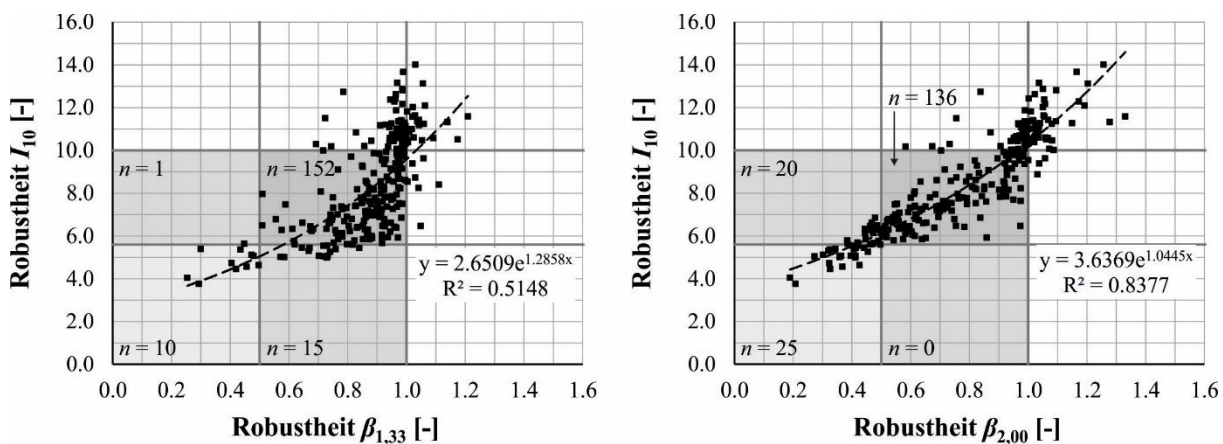


Bild B-28: Vergleich der Robustheitswerte $\beta_{1,33}$ und $\beta_{2,00}$ mit dem Duktilitätsindex I_{10}

Die Auswertungen der verschiedenen Ansätze zeigen, dass sowohl die β -Ansätze als auch der Duktilitätsindex von FOSTER [Fos-97] für die Quantifizierung der Robustheit geeignet und diese auch in guter Näherung ineinander überführbar sind. Der Vergleich macht deutlich, dass die Bewertung der Robustheit mithilfe des Robustheitswerts $\beta_{2,00}$ aufgrund

- der einfachen Ermittlung,
- des hohen Anteils an auswertbaren Kraft-Stauchungs-Beziehungen und
- der Lage des Auswertungspunktes zumeist im Nachbruchplateau

als der bevorzugte Ansatz zur Ermittlung der Robustheit von Stahlbetondruckgliedern bezeichnet werden kann.

B-5 Auswertungen der Robustheit

Bild B-29 stellt die berechneten Robustheitswerte $\beta_{2,00}$ und I_{10} für die Stahlbetondruckglieder der erweiterten Datenbank der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} gegenüber. Die großen Streuungen der Ergebnisse sind auf die hohe Anzahl verschiedener Stützenkonfigurationen, wie etwa Anordnung und Bewehrungsgrad der Längs- und Querbewehrung, zurückzuführen. Dennoch ist der klare Trend erkennbar, dass die Robustheit von Stahlbetondruckgliedern mit zunehmender Betondruckfestigkeit immer weiter abnimmt. Die beiden Trendlinien für Rundstützen (blau) und Rechteckstützen (rot) zeigen, dass runde Stützen im Mittel eine höhere Robustheit aufweisen als rechteckige Stützen. Dieser Zusammenhang ist auf die effektivere Umschnürungswirkung von Rundbügeln und Wendelbewehrung zurückzuführen (Abschnitt 2.3.2.3).

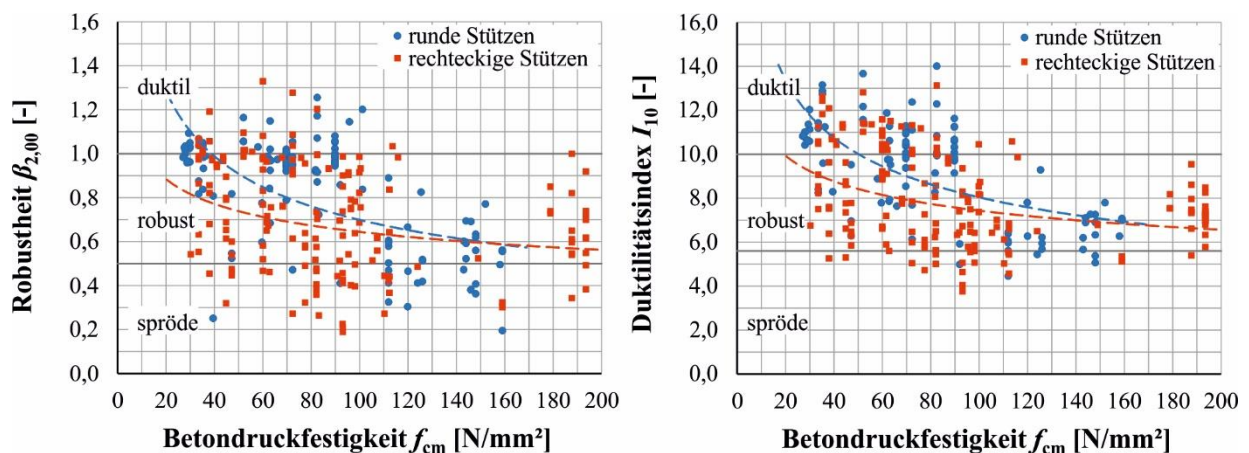


Bild B-29: Robustheitswerte $\beta_{2,00}$ (links) bzw. I_{10} (rechts) von Stahlbetondruckgliedern in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm}

Bild B-30 stellt die Robustheit der Stahlbetondruckglieder der Datenbank in Abhängigkeit des Querbewehrungsgrades ρ_w dar. Die Diagramme zeigen deutlich, dass ein zunehmender Querbewehrungsgrad zu größeren Robustheitswerten $\beta_{2,00}$ bzw. I_{10} führt. Während für normalfeste Betone (blaue Trendlinie) auf Basis der Auswertung sogar bei sehr geringen Querbewehrungsgraden von einer Robustheit $\beta_{2,00} > 0,5$ ausgegangen werden kann, werden dafür bei hoch- bzw. ultra-hochfesten Betonen Querbewehrungsgrade von bis zu $\rho_w \approx 2,5$ % benötigt.

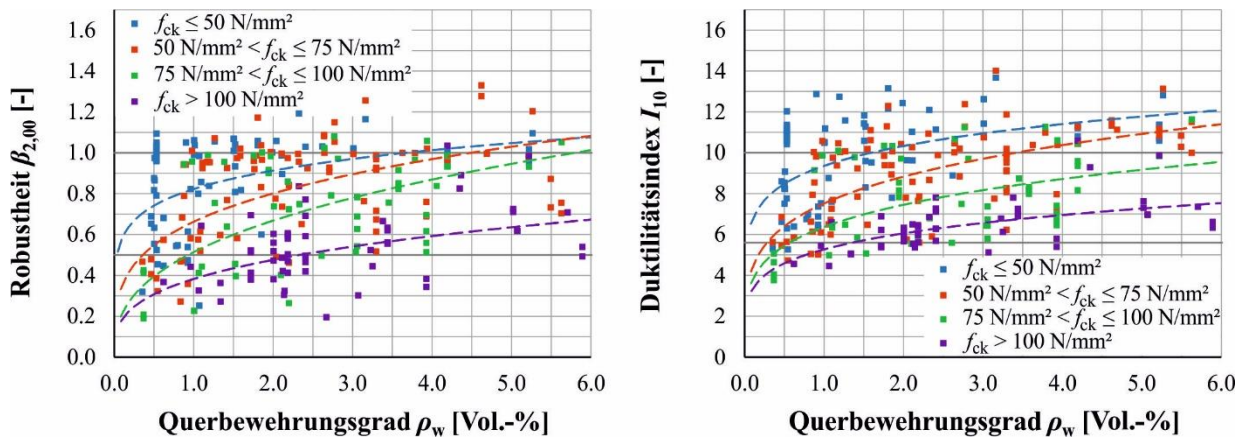


Bild B-30: Robustheitswerte $\beta_{2,00}$ (links) bzw. I_{10} (rechts) von Stahlbetondruckgliedern in Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad ρ_w

Der Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ schlägt mit $\rho_{w,\min}[\%] = 10 \cdot f_{ck}/f_{yk}$ einen Mindestquerbewehrungsgrad für Stahlbetonstützen aus UHPC vor [Leu-18]. Für einen UHPC mit $f_{ck} = 140 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich dadurch näherungsweise ein Mindestbewehrungsgrad von $\rho_{w,\min} = 2,8 \%$. Ein Abgleich mit der in violett dargestellten Trendlinie für $f_{ck} > 100 \text{ N/mm}^2$ in Bild B-30 zeigt, dass dies im Mittel zur Sicherstellung eines robusten Nachbruchverhaltens mit $\beta_{2,00} = 0,5$ bzw. $I_{10} = 5,6$ ausreicht. Zur Untersuchung eines, die erweiterten Konstruktionsregeln in Aufsatz IV ergänzenden, Mindestquerbewehrungsgrades sollten allerdings zusätzliche statistische sowie numerische Untersuchungen durchgeführt werden.

Anhang C: Erweiterte Konstruktionsregeln für UHPC-Stützen

C-1 Numerische Untersuchungen

Ergänzend zur den in Aufsatz IV (Kapitel 7) vorgestellten Untersuchungen zur Robustheit hochfester Stahlbetonstützen werden im Folgenden numerische und modelltheoretische Analysen zur Robustheit von UHPC-Stützen zusammengestellt.

Mithilfe des in Abschnitt 7.4.1 vorgestellten Finite-Elemente-Modells kann das Trag- und Nachbruchverhalten normal- und hochfester Stahlbetonstützen in guter Näherung abgebildet werden. Um die Anwendbarkeit auch auf ultra-hochfeste Stahlbetonstützen zu überprüfen, wird zunächst der Versuch S6 mit $f_{cm} = 149 \text{ N/mm}^2$ aus [Ste-14a] nachgerechnet. Es handelt sich dabei um eine 60 cm hohe, quadratische Stahlbetonstütze mit einer Seitenlänge von $a = 20 \text{ cm}$. Für die Längsbewehrung werden vier Längsstäbe mit einem Durchmesser von $\phi_l = 28 \text{ mm}$ gewählt. Für die Querbewehrung werden Bügel mit einem Durchmesser von $\phi_w = 8 \text{ mm}$ und einem Abstand $s_w = 4,1 \text{ cm}$ verwendet. In Analogie zu Bild 7-4 wird das berechnete Kraft-Stauchungs-Diagramm für die UHPC-Stütze S6 und die HPC-Stütze VK3 in Bild C-1 (links) dargestellt. Es kann eine gute Übereinstimmung zwischen experimenteller (durchgezogene Linie) und numerischer (gestrichelte Linie) Kennlinie ermittelt werden. Wie bereits in Abschnitt 7.4.2 erläutert, könnte die Überschätzung der Traglast auf das verwendete DRUCKER-PRAGER-Modell ohne Kappe oder auch auf ein frühzeitiges Versagen der Stütze im Bauteilversuch zurückgeführt werden.

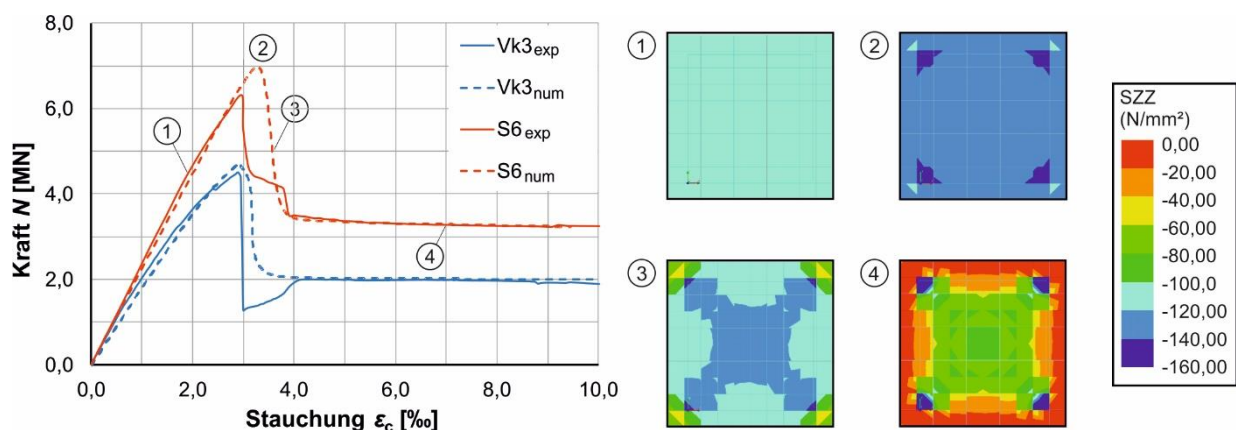


Bild C-1: Anwendung des FE-Modells an HPC- und UHPC-Stahlbetonstütze (links), Konturplots der Druckspannungen σ_{zz} auf Höhe der mittigen Bügellage (rechts)

Die Spannungsplots in Bild C-1 (rechts) zeigen an vier charakteristischen Punkten der Kraft-Stauchungs-Beziehung der UHPC-Stütze S6 die Spannungszustände im Inneren der Stütze. Besonders die Spannungsplots in den Punkten 3 und 4 offenbaren die drei Traganteile von Stahlbetonstützen, nämlich der Längsbewehrung, der nicht umschnürten Betondeckung und des umschnürten Betonkerns. Die drei rechnerisch ermittelten

Traganteile können Bild C-2 entnommen werden. Der Einsatz von UHPC führt im Vergleich zu den in Abschnitt 7.4.2 betrachteten Stützen zu einem größeren Traglastverlust aus abplatzender Betondeckung. Zur Kompensation werden daher engere Verbügelungen benötigt. Das führt dazu, dass im Nachbruchbereich nicht mehr wie in Bild 7-5 die Längsbewehrung den größten Traganteil im Nachbruchbereich übernimmt, sondern der stark umschnürte Betonkern.

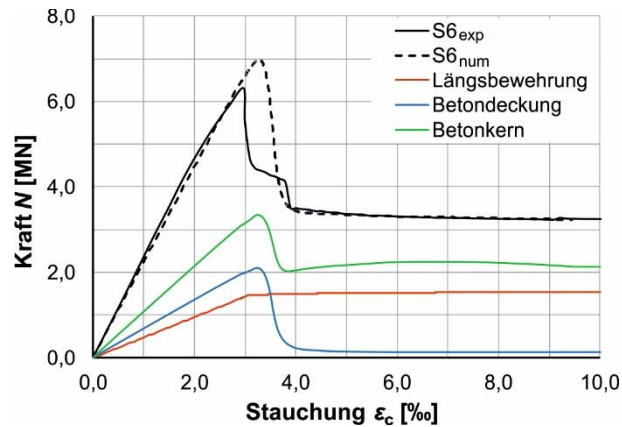


Bild C-2: Darstellung der numerisch ermittelten Traganteile der ultra-hochfesten Stahlbetonstütze S6

C-2 Mechanisches Modell

Es kann gezeigt werden, dass die drei Traganteile aus Längsbewehrung, Betondeckung und Betonkern auch für die UHPC-Stütze S6 aus [Ste-14a] identifiziert werden können und damit auch eine Anwendung des in Absatz 6.5 und Absatz 7.5 vorgestellten mechanischen Modells möglich ist. Bild C-3 zeigt das Ergebnis des mechanischen Modells für die hochfeste Stütze VK3 und die ultra-hochfeste Stütze S6. Es kann eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerisch und experimentell ermittelter Kraft-Stauchungs-Beziehung festgestellt werden. Sowohl auf Basis der experimentellen Daten als auch der Ergebnisse der Modellsimulation kann die Stütze S6 mit $\beta_{1,33,exp} = 0,56$ und $\beta_{1,33,cal} = 0,55$ bzw. $\beta_{2,00,exp} = 0,54$ und $\beta_{2,00,cal} = 0,52$ als robust bezeichnet werden.

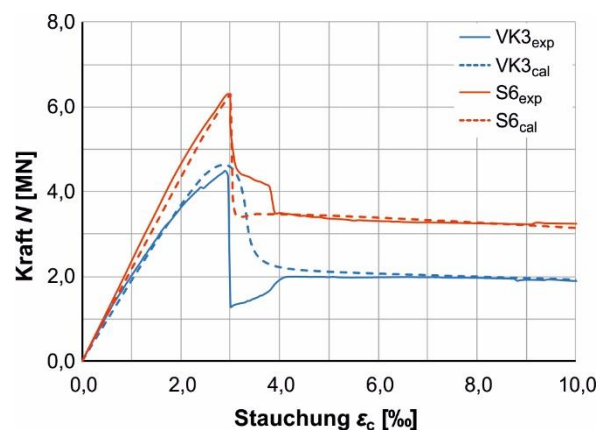


Bild C-3: Anwendung des mechanischen Modells an hoch- und ultra-hochfesten Stahlbetonstütze S6

Mithilfe des mechanischen Modells wird die in Absatz 7.6 durchgeführte Parameterstudie um Betone mit $f_{ck} > 100 \text{ N/mm}^2$ ergänzt. Als Basis wird eine quadratische Stahlbetonstütze mit einer Seitenlänge von $a = 30 \text{ cm}$ mit den Bügelkonfigurationen Typ A, Typ B und Typ C aus Bild 7-7 verwendet. Bild C-4 beschreibt den Einfluss der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} auf das Verhältnis von Bügelabstand zum Längsbewehrungsdurchmesser $s_{cl,t}/\phi_l$, welches genau die Bedingung $\beta_{1,33} = 0,5$ erfüllt. Bild C-4 (rechts) zeigt die aus Aufsatz IV bekannten, erweiterten Konstruktionsregeln für hochfeste Stahlbetonstützen sowie den ergänzten Vorschlag für ultra-hochfeste Stahlbetonstützen.

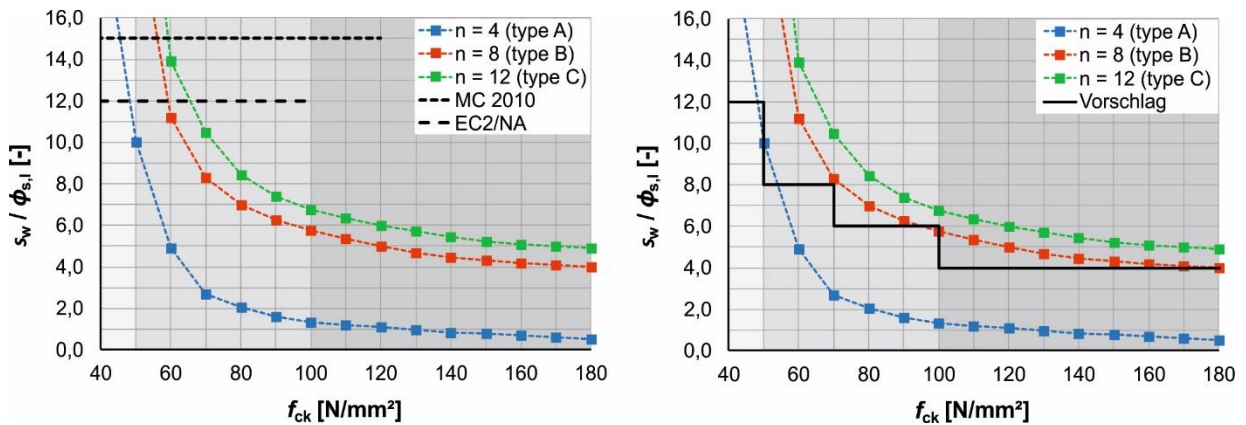


Bild C-4: Erforderlicher Bügelabstand $s_{cl,t}/\phi_l$ für robuste Stahlbetonstützen mit der Seitenlänge $a = 30 \text{ cm}$

C-3 Vorschlag für Konstruktionsregeln

Tabelle C-1 gibt eine Zusammenfassung der möglichen Anpassungen der Konstruktionsregeln für robuste Stützen.

Normalfeste Betone mit $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ gewährleisten bei Einhaltung derzeit gültiger Regeln zur konstruktiven Durchbildung nach DIN EN 1992-1-1/NA [EC2/NA-11] ein robustes Bauteilverhalten. Die vorgeschlagenen Anpassungen der Konstruktionsregeln bei Einsatz hochfester Beton werden ausführlich in Aufsatz IV behandelt.

Beim Einsatz von ultra-hochfesten Betonen werden zusätzlich angepasste Bügelkonfigurationen zur Einhaltung einer Robustheit von $\beta_{1,33} = 0,5$ benötigt. Die aus Bild C-4 (rechts) abgeleiteten Vorschläge zur Ausbildung der Querbewehrung decken sich dabei mit den derzeit für die geplante DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ vorgesehenen Regelungen [Leu-18].

Tabelle C-1: Erweiterte Konstruktionsregeln für robuste Stützen durch Anpassung der Querbewehrung

Betondruckfestigkeit		Längsbewehrung	Querbewehrung
NSC	$f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$	$\varnothing_{l,\min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,\min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,\min} = 4 \text{ Stäbe (Typ A)}$	$\varnothing_w \geq \begin{cases} 0,25 \cdot \varnothing_1 \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$ $s_{cl,tmax} \leq \begin{cases} 12 \cdot \varnothing_1 \\ \min\{h; b\} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$
	$50 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} < 70 \text{ N/mm}^2$	$\varnothing_{l,\min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,\min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,\min} = 8 \text{ Stäbe (Typ B)}$	$\varnothing_w \geq 8 \text{ mm}$ $s_{cl,tmax} \leq \begin{cases} 8 \cdot \varnothing_1 \\ 2/3 \cdot \min\{h; b\} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$
HPC	$70 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ck} < 100 \text{ N/mm}^2$	$\varnothing_{l,\min} = 12 \text{ mm}$ $A_{s,\min} = 0,15 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,\min} = 8 \text{ Stäbe (Typ B)}$	$\varnothing_w \geq 8 \text{ mm}$ $s_{cl,tmax} \leq \begin{cases} 6 \cdot \varnothing_1 \\ 1/2 \cdot \min\{h; b\} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$
	$f_{ck} \geq 100 \text{ N/mm}^2$	$\varnothing_{l,\min} = 20 \text{ mm}$ $A_{s,\min} = 0,25 \cdot N_{Ed} / f_{yd}$ $n_{l,\min} = 8 \text{ Stäbe (Typ B)}$	$\varnothing_w \geq 8 \text{ mm}$ $s_{cl,tmax} \leq \begin{cases} 4 \cdot \varnothing_1 \\ 1/3 \cdot \min\{h; b\} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

Anhang D: Stützenversuche

D-1 Versuchskörper

Konfiguration

Zur experimentellen Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichen Bügelschlüsselausbildungen auf die Robustheit sowie der Aktivierung der Umschnürungsspannung im Integritäts- und Residualzustand werden vier Stützenversuche durchgeführt. Bei den Versuchen handelt es sich um je zwei quadratische und kreisförmige Stahlbetonstützen mit einer Höhe von $h = 80$ cm und einer Seitenlänge von $a = 22$ cm beziehungsweise einem Durchmesser von $D = 25$ cm. Die konstruktiven Durchbildungen der Stützen können Tabelle D-1 entnommen werden. Die Stützen sind so konfiguriert, dass die rechnerische Traglast der vier Stützen nahezu übereinstimmt.

Tabelle D-1: Konfigurationen der Stützenversuche

		Q-1	Q-2	K-1	K-2
		Quadratstütze	Quadratstütze	Kreisstütze	Kreisstütze
Längsbewehrung	n_{sl} [-]	4	4	6	6
	ϕ_l [mm]	25	25	20	20
	ρ_l [%]	4,06	4,06	3,84	3,84
Querbewehrung	ϕ_w [mm]	8	8	8	8
	s_w [cm]	9,6	9,6	12,0	12,0
	Bügelverschluss	90°- Winkelhaken	135°- Winkelhaken	Übergreifung	geschweißt

Bild D-1 zeigt die konstruktive Durchbildung der quadratischen Stützen. Für die Bügelabstände wird eine Konfiguration gewählt, die mithilfe des in Abschnitt 6.5 vorgestellten mechanischen Modells sowie nach Abschnitt 7.7 zu einem rechnerischen Robustheitswert von etwa $\beta_{1,33} = 0,50$ führt. Es wird für beide Stützen ein einheitlicher Bügelabstand von $s_w = 9,6$ cm gewählt.

Die Stütze Q-1 wird mit Bügelschlössern mit 90°-Winkelhaken und Q-2 mit 135°-Winkelhaken ausgestattet. Die Bügelschlösser werden um 90° versetzt angeordnet. Für die Verankerung von 135°-Winkelhaken gilt nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 8.5 eine Winkelhakenlänge von $\max\{5 \cdot \phi_w; 50 \text{ mm}\}$ und damit für die vorliegende Konfiguration $\max\{40 \text{ mm}; 50 \text{ mm}\} = 50 \text{ mm}$ [EC2-11].

Der Einsatz von 90°-Winkelhaken ist nach DIN EN 1992-1-1 durch die Vorgabe, dass die „Querbewehrung [...] in der Regel ausreichend zu verankern“ [EC2-11] ist, nicht explizit geregelt. Die Kommentierung zum EC 2 fordert bei Einsatz von 90°-Winkelhaken allerdings Maßnahmen zur Erhöhung des Widerstandes gegen Abplatzen der Betondeckung. Hierzu kann eine Vergrößerung des Mindestbügel-

durchmessers um 2 mm, eine Halbierung der Bügelabstände, angeschweißte Querstäbe oder die Vergrößerung der Winkelhakenlänge verwendet werden [Fin-16]. Für die Konfiguration Q-1 wird die Vergrößerung der Winkelhakenlänge von $10\phi_w$ auf $15\phi_w = 15 \cdot 8 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$ gewählt.

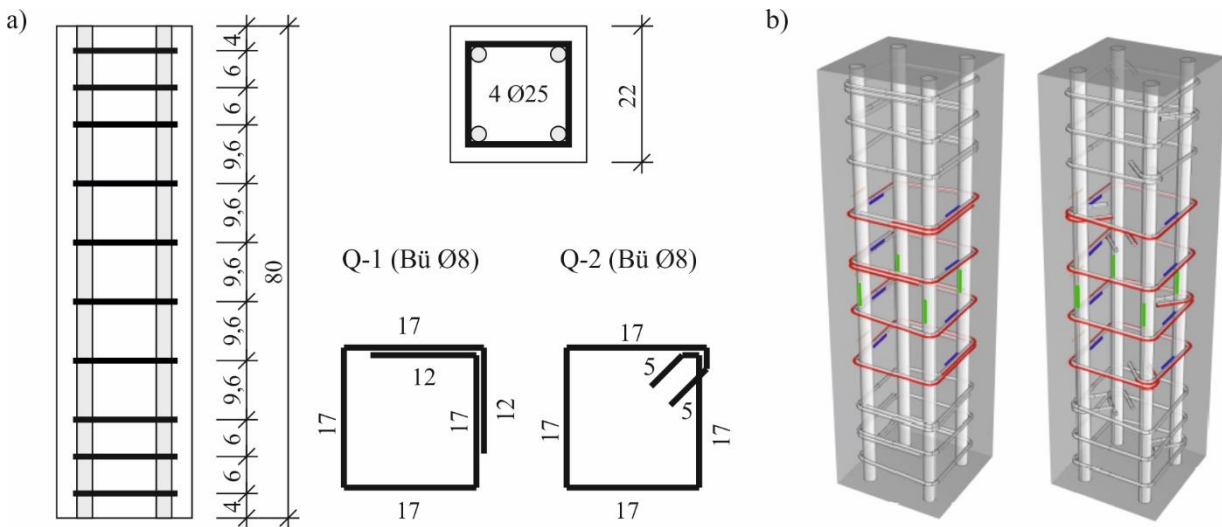


Bild D-1: Konzeptionierung der Versuchskörper Q-1 und Q-2

Die konstruktive Durchbildung der kreisförmigen Stahlbetonstützen ist in Bild D-2 zusammengestellt. Aufgrund der höheren Umschnürungswirkung von Rundbügeln im Vergleich zu quadratischen Bügeln werden abweichend von Q-1 und Q-2 vergrößerte Bügelabstände von $s_w = 12,0 \text{ cm}$ gewählt, um eine rechnerische Robustheit von etwa $\beta_{1,33} = 0,50$ zu erreichen.

Auch für die Rundstützen werden zwei verschiedene Bügelschlösser untersucht. Während für K-1 eine einfache Übergreifung von 20 cm gewählt wird, wird diese für K-2 beidseitig und über die gesamte Länge verschweißt.

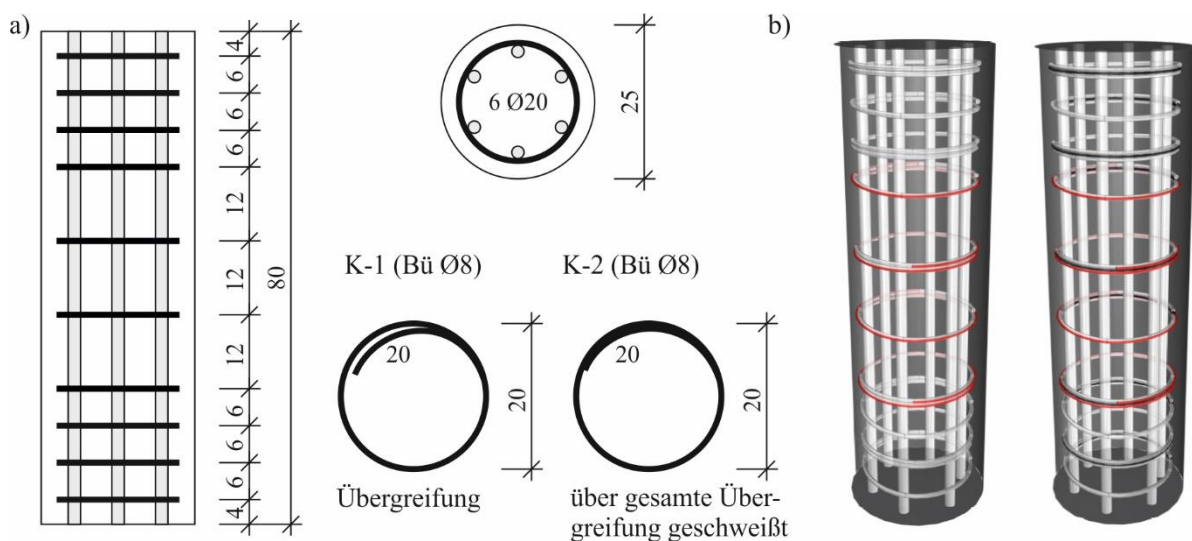


Bild D-2: Konzeptionierung der Versuchskörper K-1 und K-2

Herstellung

Bild D-3 (links) zeigt die fertigen Bewehrungskörbe für die quadratischen Stützen. Die Betonage der quadratischen Stützen erfolgt liegend. Die Rundstützen werden stehend betoniert. Die Verdichtung erfolgt mithilfe eines Innenrüttlers. Auf der rechten Seite sind die quadratischen Stützen nach der Betonage dargestellt. Die Stützen werden drei Tage nach Herstellung ausgeschalt und bis zur Prüfung bei Hallenklima gelagert.



Bild D-3: Bewehrungskörbe (links) und frisch betonierte Stützen (rechts)

Für die Stahlbetonstützen wird ein hochfester Beton C 80/95 gewählt. Tabelle D-2 zeigt eine Zusammenstellung der Betonkennwerte aus den Begleitkörperprüfungen. Für die Quadratstützen kann mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 88,6 \text{ N/mm}^2$ ein C 80/95 zielgenau erreicht werden. Die mittlere Betondruckfestigkeit in den Rundstützen liegt mit $f_{cm} = 79,9 \text{ N/mm}^2$ geringfügig darunter.

Tabelle D-2: Betonkennwerte aus Begleitkörperprüfungen

Begleitkörper	Quadratstützen		Kreisstützen	
	Einzelwerte [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Einzelwerte [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]
Würfel (Druckfestigkeit)	112,5	111,8	108,5	106,3
	112,3		104,8	
	110,7		105,5	
Zylinder (E-Modul)	41520	40300	-	-
	40050		-	
	39250		-	
Zylinder (Druckfestigkeit)	86,3	88,6	76,6	79,9
	85,3		78,4	
	88,1		83,1	
	86,1		84,2	
	94,8		76,4	
	91,3		80,6	
Zylinder (Spaltzug)	5,35	5,25	5,15	5,05
	5,09		5,07	
	5,31		4,94	

Nachbearbeitung

Besonders aufgrund der Verwendung eines hochfesten und daher spröden Betons ist die Ebenheit der Stirnflächen von großer Bedeutung. Die DIN EN 12390-1, Absatz 4.2.3.3 gibt hierfür eine zulässige Toleranz von

$$0,0006 \cdot d = 0,0006 \cdot 220 \text{ mm} = 0,132 \text{ mm} \quad \text{Gl. D-1}$$

an. Für die Versuche werden die Stützen mit einer Überlänge von 6 cm hergestellt und anschließend auf beiden Seiten 3 cm abgesägt. Bild D-4 (links) zeigt das Sägen der Stirnflächen. Mithilfe von Fühlerlehren wird eine maximale Abweichung von etwa 0,075 mm festgestellt. Diese hohe Ebenheit schließt ein Lasteinleitungsversagen der Stützen mit großer Wahrscheinlichkeit aus.



Bild D-4: Sägen einer runden Stahlbetonstütze (links) und Kleben der CFK-Gelege (rechts)

Für die Rundstützen wird zusätzlich eine 15 cm hohe Verstärkung des Lasteinleitungsbereichs mit CFK-Lamellen appliziert. Bild D-4 (rechts) zeigt die Umwicklung der Rundstütze nach dem Tränken der CFK-Lamellen im Epoxidharz.

D-2 Versuchsbeobachtungen

Versuchsdurchführung

Die Versuche werden in einer 10 MN-Druckprüfmaschine durchgeführt (Bild D-5). Die weggesteuerte Belastung wird zentrisch mit einer Dehnrage von 0,005 mm/s aufgegeben.



Bild D-5: Stütze Q-1 (links) und K-2 (rechts) in der 10 MN-Prüfmaschine

Quadratstützen

Bild D-6 zeigt die Residualzustände nach Eintreten des Versagens der Stütze Q-1, bei der die Bügel mit 90°-Winkelhaken geschlossen sind. Bei Erreichen der Traglast kommt es zu spröden Abplatzungen der Betondeckung in Stützenmitte. Im Nachbruchbereich kommt es sukzessive zu weiteren Abplatzungen, bis der Versuch nach etwa 20 Minuten und einer vertikalen Verformung von $\delta = 10$ mm beendet wird.

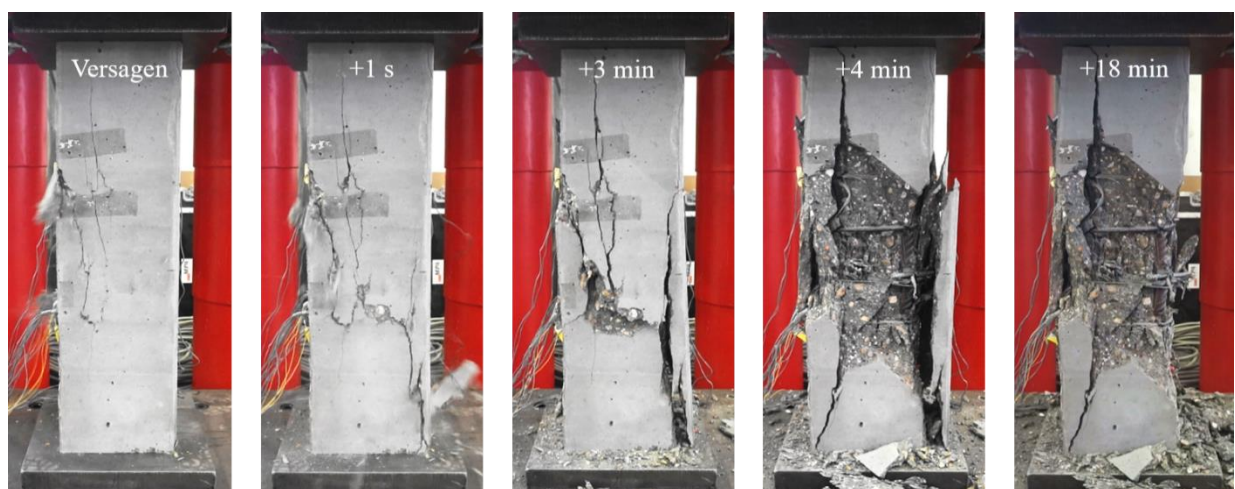


Bild D-6: Versagen der Stütze Q-1

Ein für das Nachbruchverhalten relevantes Detail ist das Verhalten der Bügelschlösser im Versagensbereich. Bild D-7 (links) zeigt, dass alle Bügelschlösser zunächst noch geschlossen sind. Im zweiten Foto ist bereits das Aufbiegen eines Winkelhakens zu

beobachten. Im dritten Bild führt die Öffnung dieses Bügelschlusses zur Ablösung der verbleibenden Betondeckung. Das rechte Bild zeigt, dass die Öffnung des Bügelschlusses das Ausknicken des Längsstabes zur Folge hat.

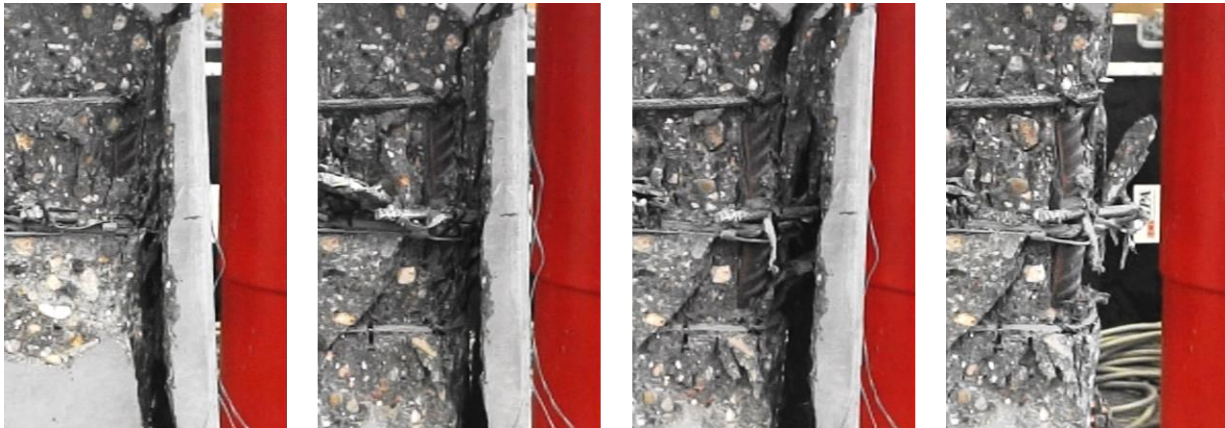


Bild D-7: Detail: Öffnung des 90°-Bügelchlusses im Versuch Q-1

Das Versagen des Versuchs Q-2 mit 135°-Winkelhaken unterscheidet sich signifikant vom Bruchverhalten des Versuchs Q-1. Bild D-8 zeigt das Versagen der Stütze anhand der gleichen Zeitschritte wie in Bild D-6. Das Versagen tritt ähnlich spröde durch explosionsartige Abplatzungen der Betondeckung auf. Das anschließende Ablösen der gesamten Betonschale erfolgt langsamer und später als im Versuch Q-1. Es kann auch kein Öffnen von Bügelschlössern beobachtet werden.



Bild D-8: Versagen der Stütze Q-2

Bild D-9 zeigt die Stütze Q-1 (90°-Winkelhaken) nach Versuchsdurchführung. Alle losen Betonstücke werden dafür entfernt. Es ist sehr gut die Öffnung der zwei mittleren Bügel zu erkennen. Diese Deformationen führen zum Ausknicken der Längsbewehrung über mindestens zwei Bügellagen. Die Umschnürung des Betonkerns ist hierdurch stark eingeschränkt.



Bild D-9: Stütze Q-1 nach dem Bauteilversuch

Bild D-10 zeigt die Stütze Q-2 nach dem Bauteilversuch. Es ist zu erkennen, dass es zu keiner Bügelöffnung gekommen ist. Die Schenkel der 135°-Bügel schlösser liegen im umschürten Betonkern und verhindern so ein Ausknicken der Längsbewehrung über mehrere Lagen. Die hohe Steifigkeit der Bügel führt außerdem zu einer effektiven Umschnürung des Kernbetons.



Bild D-10: Stütze Q-2 nach dem Bauteilversuch

Kreisstützen

Bild D-11 zeigt das Versagen der Versuchsstütze K-1. Dieses ist durch großflächige lamellenartige Abplatzungen der Betondeckung gekennzeichnet. Im Nachbruchbereich kommt es zur Aufweitung der Bügel im Bereich der Übergreifung. Der Versuch wird ebenfalls nach etwa 20 Minuten und einer vertikalen Verformung von etwa $\delta = 10$ mm beendet.

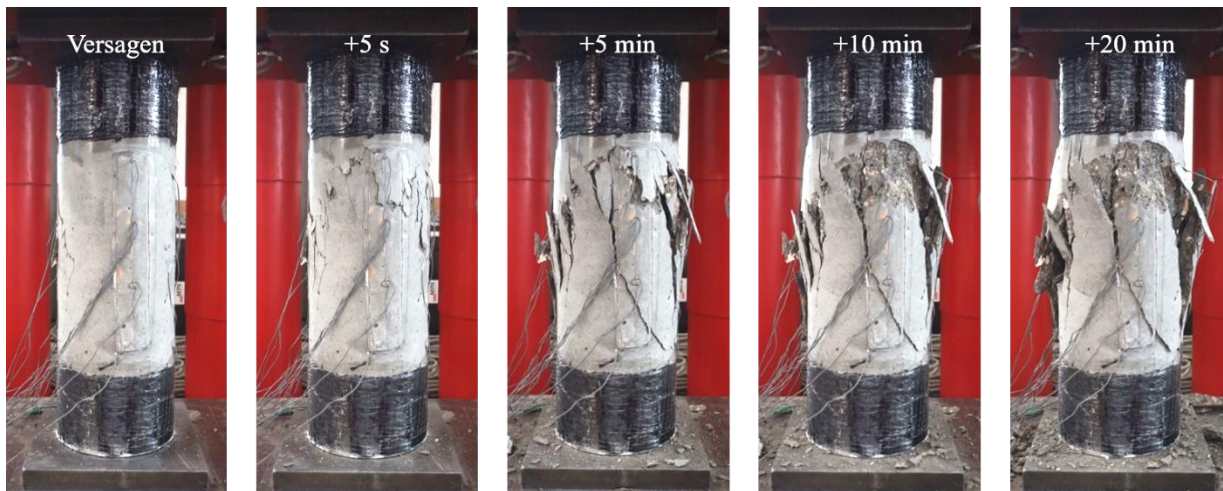


Bild D-11: Versagen der Stütze K-1

Das Versagen des Versuchs Q-2 mit der verschweißten Übergreifung ist in Bild D-12 dargestellt. Auch hier kommt es zu einem sehr spröden Bruch, der sich im Nachbruchbereich durch lamellenartige Abplatzungen der Betondeckung fortsetzt. Es kann kein Öffnen oder Versagen der Bügel beobachtet werden.

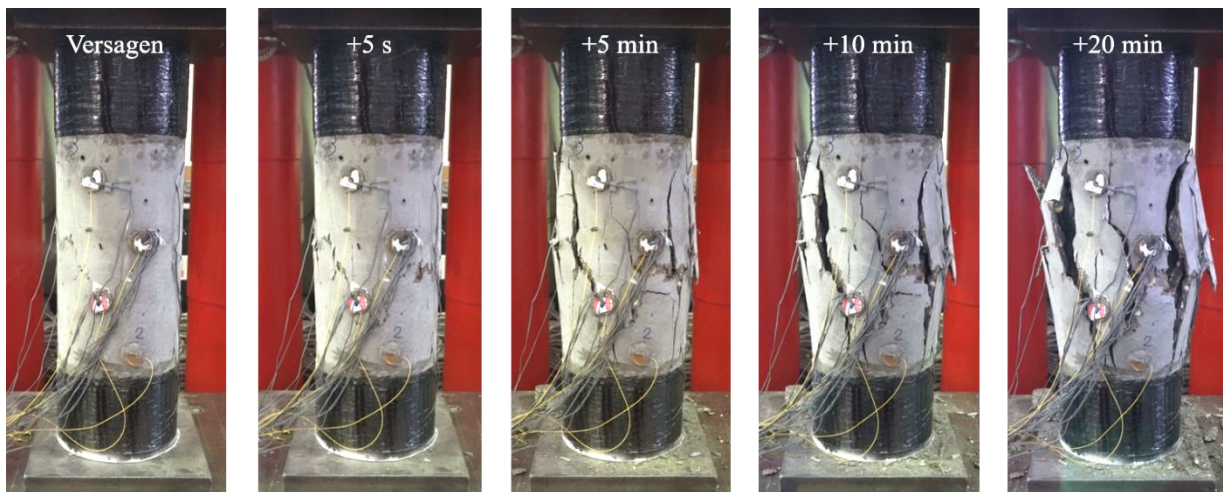


Bild D-12: Versagen der Stütze K-2

Bild D-13 zeigt die Stütze K-1 mit übergreifenden Bügeln nach Versuchsdurchführung. Die Bügel im Bruchbereich sind geöffnet bzw. stark aufgeweitet. Dies führt zu einem Ausknicken der Längsbewehrung über eine Länge von zwei Bügellagen. Der Kernbeton wird durch die fehlende Umschnürungswirkung stark geschwächt und kann keinen nennenswerten Traganteil mehr übernehmen.



Bild D-13: Stütze K-1 nach dem Bauteilversuch

Bild D-14 zeigt die Stütze K-2 mit verschweißten Bügelschlössern nach dem Bauteilversuch und Entfernen der losen Betonstücke. Im Vergleich zu Bild D-13 wird deutlich, dass es zu keiner Öffnung bzw. keinem Versagen eines Bügelschlössers kommt, die Längsbewehrung kaum bzw. nur zwischen den Bügellagen ausknickt und der Kernbeton weitestgehend intakt bleibt.



Bild D-14: Stütze K-2 nach dem Bauteilversuch

D-3 Quadratstützen

Traglast

Die rechnerische Querschnittstraglast der Versuche ergibt sich bei vollem Ansatz der Betondruckfestigkeit f_{cm} und der Stahlstreckgrenze f_y zu

$$F_{u,cal} = A_{c,netto} \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{yd} = 46436,5 \text{ mm}^2 \cdot 88,6 \text{ N/mm}^2 + 1963,5 \text{ mm}^2 \cdot 550 \text{ N/mm}^2 = 5203 \text{ kN} \quad \text{Gl. D-2}$$

Bei Berücksichtigung der im Vergleich zur Begleitkörperprüfung langsamen Belastung der Stützen ergibt sich nach Model Code 2010 ein Abminderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit von $\alpha_{cc,t} = 0,97$ [MC10-13]. Der Einfluss der Geometrieinflüsse kann nach Aufsatz II durch einen Prismenfaktor von $\alpha_{cc,g} = 0,95$ erfasst werden. Damit ergibt sich eine Abminderung der Betondruckfestigkeit von 0,92 und damit eine rechnerische Traglast von $F_{u,cal} = 4865 \text{ kN}$.

Die experimentellen Traglasten betragen

- Q-1: $F_u = 4720 \text{ kN}$
- Q-2: $F_u = 4894 \text{ kN}$

und liegen damit im Bereich der zuvor berechneten Traglast.

Robustheit

Vor Durchführung der Versuche ist eine Abschätzung der zu erwartenden Robustheit vorgenommen worden. Mit dem im Aufsatz III vorgestellten mechanischen Modell kann die in Bild D-15 dargestellte Kraft-Stauchungs-Beziehung ermittelt werden, die zu Robustheitswerten von $\beta_{1,33} = 0,45$ und $\beta_{2,00} = 0,43$ führt.

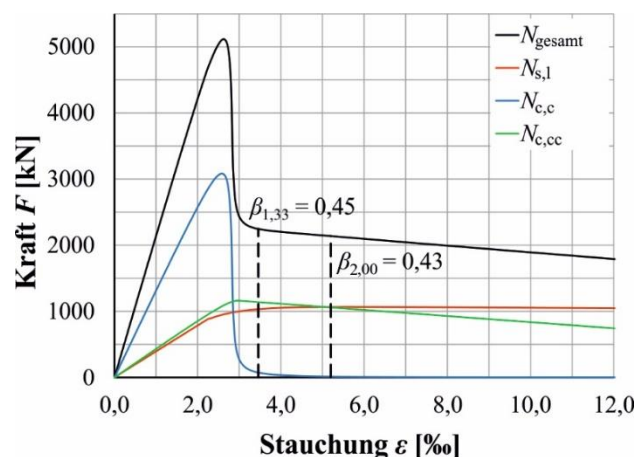


Bild D-15: Simulation des Nachbruchverhaltens mithilfe des mechanischen Modells

Das folgende Bild D-16 zeigt die experimentell ermittelten Kraft-Verformungs-Kennlinien der beiden quadratischen Stützenversuche. Bis zur Traglast ergibt sich eine annähernd linear-elastische Kraft-Verformungs-Beziehung. Nach Erreichen der

Traglast ist ein spröder Abfall der aufnehmbaren Kraft erkennbar. Im Nachbruchbereich offenbaren die Kurven den Einfluss des Bügelschlusses auf die Robustheit. Während sich der 90°-Winkelhaken aufbiegt und zum Ausknicken der Längsbewehrung führt, liegen die Schenkel des 135°-Bügelchlusses im umschürzten Betonkern und ermöglichen eine hohe Dehnsteifigkeit des Bügels auch weit im Nachbruchbereich. Die Nachbruchtraglasten liegen für das 135°-Bügelchloss bei einer Verformung von $1,33 \cdot \delta_u$ etwa 37 % und bei einer Verformung von $2,00 \cdot \delta_u$ sogar 44 % über der Nachbruchtraglast von Q-1.

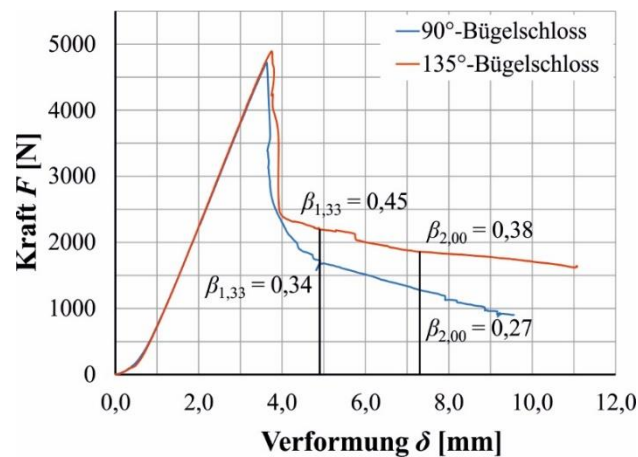


Bild D-16: Kraft-Verformungs-Beziehungen für die Versuche Q-1 und Q-2

Die mithilfe des mechanischen Modells ermittelten Robustheitswerte decken sich in sehr guter Näherung mit denen des Bauteilversuchs Q-2 mit 135°-Winkelhaken.

Beton- und Stahldehnungen

Bild D-1 (rechts) zeigt die auf der Längs- (grün) und Querbewehrung (blau) angeordnete Messtechnik. Zusätzlich befanden sich Dehnungsmessstreifen auf der Betondeckung, die in Bild D-5 zu erkennen sind. Die folgende Tabelle D-3 stellt die Ergebnisse der Dehnungsmessungen bei Erreichen der Traglast dar. Die gemessenen Stauchungen auf der Betondeckung zeigen eine geringe ungewollte Exzentrizität. Die stärker gedrückte Seite erreicht eine Stauchung von 2,43 ‰ bzw. 2,50 ‰ und liegt damit im Bereich der Bruchstauchung des verwendeten Betons ($\varepsilon_{c1} \approx 2,50 \text{ ‰}$).

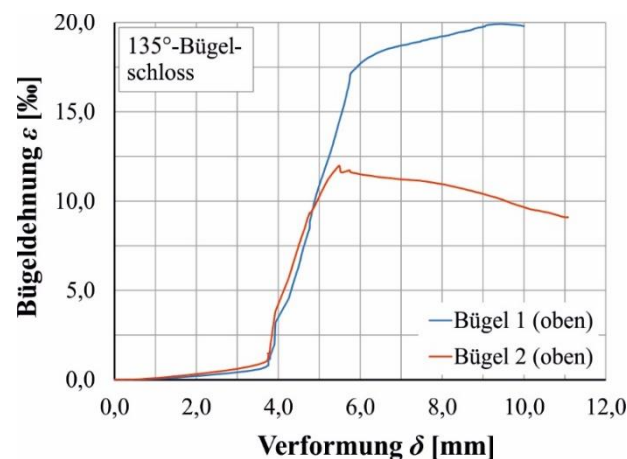
Die an den Längsstäben applizierten Dehnungsmessstreifen führen im Mittel zu Stahlstauchungen von 2,64 ‰ bzw. 2,71 ‰. Dies deutet darauf hin, dass sich die Längsbewehrung bei Erreichen der Traglast im Bereich der Streckgrenze befindet.

Insgesamt sind je Versuch vier Bügel mit jeweils zwei Dehnungsmessstreifen ausgestattet worden. Die Messungen zeigen, dass die Bügel bei Erreichen der Stütztraglast im Mittel eine Dehnung von 0,90 ‰ erreichen. Hierbei können im Integritätszustand keine Unterschiede zwischen den beiden Versuchen identifiziert werden. Die Bügeldehnung von 0,90 ‰ entspricht einer mittleren Bügelspannung von etwa $0,0009 \cdot 200000 \text{ N/mm}^2 = 180 \text{ N/mm}^2$. Diese liegt damit etwa 25 % unterhalb des rechnerischen Ansatzes nach Gleichung 5-9 aus Aufsatz II.

Tabelle D-3: Ergebnisse der Dehnungsmessungen für die Quadratstützen

Messstelle	Q-1 90°-Winkelhaken	Q-2 135°-Winkelhaken
Beton-DMS (Betonieroberseite; Schalseite)	2,43 ‰; 2,12 ‰	2,24 ‰; 2,50 ‰
Stahl-DMS (Betonieroberseite; Schalseite)	2,57 ‰; 2,73 ‰ 2,61 ‰; n. v.	3,02 ‰; 2,41 ‰ 3,01 ‰; 2,42 ‰
Bügel 1	0,45 ‰; 1,32 ‰	0,80 ‰; 0,99 ‰
Bügel 2	1,03 ‰; 0,76 ‰	1,16 ‰; 0,90 ‰
Bügel 3	1,32 ‰; 0,51 ‰	0,78 ‰; 0,83 ‰
Bügel 4	1,23 ‰; 0,55 ‰	0,81 ‰; 0,98 ‰

Durch das explosionsartige Abplatzen der Betondeckung können die meisten Dehnungsmessstreifen keine Messwerte für den Nachbruchbereich liefern. Für den Bauteilversuch Q-2 (135°-Winkelhaken) können zwei DMS auf den Bügeln im Nachbruchbereich ausgewertet werden. Bild D-17 zeigt, dass die Bügel nach Erreichen der Traglast bei einer vertikalen Stützenverformung von $\delta = 3,76$ mm einen starken Dehnungs- und damit Spannungszuwachs erfahren. Während die Bügel zum Zeitpunkt der Traglast nur zu etwa 33 % ihrer Streckgrenze beansprucht werden, kommen die Bügel im Nachbruchbereich in den plastischen Bereich. Bei einer vertikalen Verformung von $\delta = 6,0$ mm können Bügeldehnungen von $\varepsilon_{Q2,B1} = 17,69$ ‰ und $\varepsilon_{Q2,B2} = 11,50$ ‰ abgelesen werden.

**Bild D-17: Entwicklung der Bügeldehnungen über die vertikale Stützenverformung für die Stütze Q-2 (135°-Winkelhaken)**

Faseroptische Dehnungsmessung

Die roten Markierungen in Bild D-1 stellen die auf den mittleren vier Bügeln applizierten faseroptischen Sensoren dar. Bis zum Erreichen der Traglast entsprechen die kontinuierlich gemessenen Dehnungen in guter Näherung den Ergebnissen der

Dehnungsmessstreifen in Tabelle D-3. Aufgrund der explosionsartigen Abplatzungen kann im Nachbruchbereich nur die Sensorik auf dem oberen Bügel des Versuchs Q-1 mit 90°-Winkelhaken ausgewertet werden. Bild D-18 zeigt die kontinuierlich gemessenen Bügeldehnungen für die Betonieroberseite (links) sowie die Unterseite bzw. Schalungsseite (rechts). Die schwarze, durchgezogene Linie kennzeichnet die Dehnungen bei Erreichen der Traglast. Es kann in sehr guter Übereinstimmung mit den Dehnungsmessstreifen eine maximale Dehnung von $\varepsilon = 0,87 \text{ ‰}$ abgelesen werden. Die farbigen Linien stellen die Bügeldehnungen bei verschiedenen Längsverformungen der Stütze im Residualbereich dar. Hierbei zeigt sich, dass die Bügeldehnungen auf der Schalungsseite bis zu zweifach größer sind als die Bügeldehnungen auf der Betonieroberseite, da sich das Bügelschloss auf der Betonieroberseite befindet. Eine weitere Beobachtung ist die Zunahme von Bügeldehnungen in Feldmitte. Diese Beobachtung entspricht den numerischen Untersuchungen in Bild 5-10. Aufgrund der Querdehnung des Kernbetons und der Rückhaltung der Bügel in den Stützenecken kommt es bei rechteckigen Stützen zu einer Biegebeanspruchung des Bügels zwischen den Längsstäben.

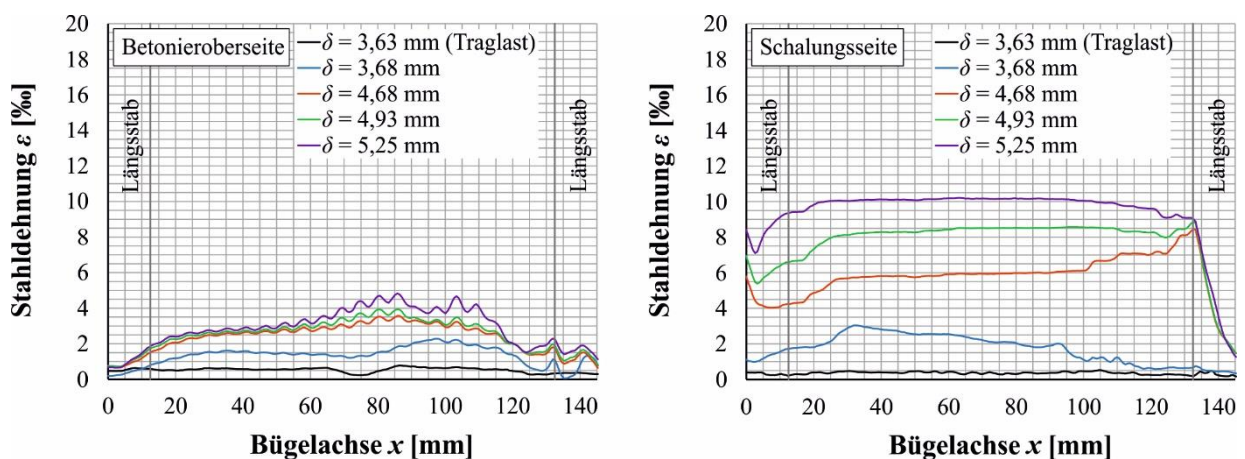


Bild D-18: Entwicklung der Bügeldehnungen über die vertikale Stützenverformung für die Stütze Q-1 (90°-Winkelhaken)

D-4 Kreisstützen

Traglast

Die rechnerische Querschnittstraglast der Versuche ergibt sich zu

$$F_{u,cal} = A_{c,netto} \cdot f_{cm} + A_s \cdot f_{yd} = 47202,4 \text{ mm}^2 \cdot 79,9 \text{ N/mm}^2 + 1884,9 \text{ mm}^2 \cdot 550 \text{ N/mm}^2 = 4808 \text{ kN} \quad \text{Gl. D-3}$$

Unter Berücksichtigung der in Abschnitt D-3 beschriebenen Abminderungsfaktoren ergibt sich eine rechnerische Traglast von $F_{u,cal} = 4506 \text{ kN}$.

Die experimentellen Traglasten betragen

- K-1: $F_u = 4792 \text{ kN}$
- K-2: $F_u = 4717 \text{ kN}$

und liegen damit bis zu 6,3 % oberhalb der berechneten Traglast.

Robustheit

Mit dem im Aufsatz III vorgestellten und auf Kreisstützen erweiterten mechanischen Modell können in Bild D-19 Robustheitswerte von $\beta_{1,33} = 0,54$ und $\beta_{2,00} = 0,51$ abgeschätzt werden.

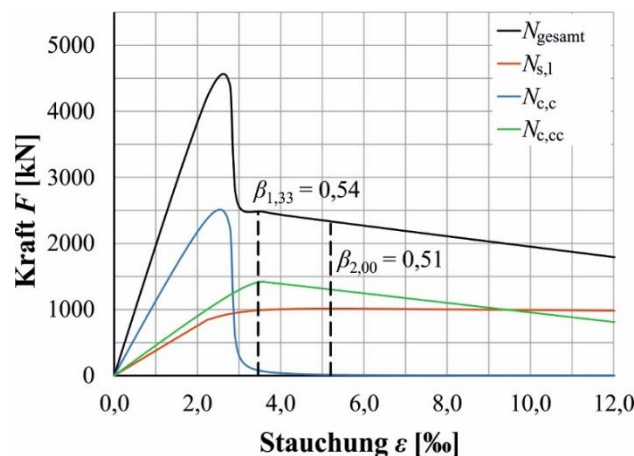


Bild D-19: Simulation des Nachbruchverhaltens mithilfe des mechanischen Modells

Bild D-20 zeigt die experimentellen Kraft-Verformungs-Kennlinien der Versuche an den Kreisstützen. Analog zu den quadratischen Stützen unterscheiden sich beide Versuche nur sehr geringfügig in ihrer Traglast. Das Nachbruchverhalten weist aber signifikante Unterschiede auf. Für die Stütze K-2 mit den verschweißten Bügeln können im Nachbruchbereich deutlich höhere Lasten als für K-1 erreicht werden. Die Residualtraglasten liegen für K-2 bei einer Verformung von $1,33 \cdot \delta_u$ etwa 63 % und bei einer Verformung von $2,00 \cdot \delta_u$ etwa 49 % über denen von K-1.

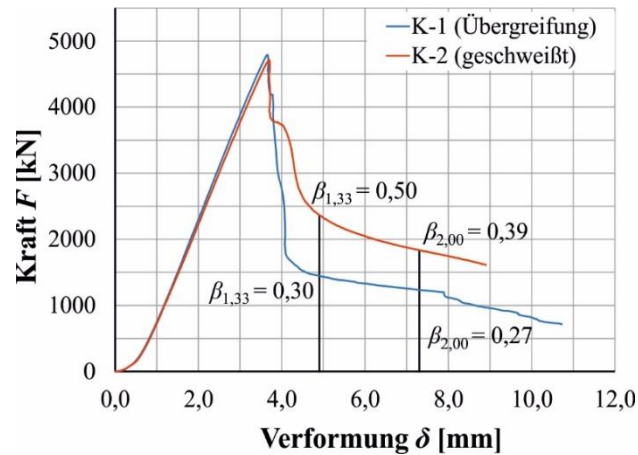


Bild D-20: Kraft-Verformungs-Beziehungen für die Versuche K-1 und K-2

Beton- und Stahldehnungen

Die folgende Tabelle D-4 stellt die Ergebnisse der Dehnungsmessungen bei Erreichen der Traglast dar. Die auf der Betondeckung gemessenen Stauchungen liegen auch hier im Bereich der für den verwendeten Beton ermittelten Bruchstauchung.

Die an den Längsstäben applizierten Dehnungsmessstreifen führen im Mittel zu Stahlstauchungen von 2,44 ‰ bzw. 2,41 ‰. Diese liegen etwas unterhalb der bei den Quadratstützen gemessenen Stahldehnungen und legen nahe, dass die Streckgrenze der Längsbewehrung bei Erreichen der Stützentragslast nicht vollständig ausgenutzt wird.

Die ermittelten Bügeldehnungen zeigen, dass die äußeren, messtechnisch ausgestatteten Bügel 1 und 4, welche nur einen vertikalen Abstand von 7 cm von der CFK-Umschnürring haben, schwächere Dehnungen als die beiden mittleren Bügel erfahren. Die mittlere Dehnungen der äußeren Bügel 1 und Bügel 4 liegen bei 0,44 ‰. Für die Bügel 2 und 3 kann eine mittlere Dehnung von 0,84 ‰ ermittelt werden. Hiermit liegt auch die Bügeldehnung etwas unterhalb des für die quadratischen Stützen ermittelten Werts.

Tabelle D-4: Ergebnisse der Dehnungsmessungen für die Kreisstützen

Messstelle	K-1 Übergreifung	K-2 geschweißt
Beton-DMS (Seite 1; Seite 2)	n. v.; 2,38 ‰	2,43 ‰; 2,50 ‰
Stahl-DMS (Eine Messung je Längsstab)	2,50 ‰; 2,26 ‰ 2,64 ‰; n. v. 2,40 ‰; 2,39 ‰	2,62 ‰; 2,42 ‰ 2,28 ‰; 2,43 ‰ 2,38 ‰; 2,31 ‰
Bügel 1	0,82 ‰; 0,11 ‰	0,43 ‰; 0,59 ‰
Bügel 2	1,24 ‰; 0,79 ‰	0,76 ‰; 0,80 ‰
Bügel 3	n. v.; 0,78 ‰	0,81 ‰; 0,73 ‰
Bügel 4	0,42 ‰; 0,44 ‰	0,14 ‰; 0,54 ‰

Im Nachbruchbereich können die Dehnungen der Bügel 2 und 3 des Versuchs K-1 ausgewertet werden (Bild D-21). Analog zur Auswertung in Bild D-17 ist die plötzliche Dehnungszunahme nach Erreichen der Traglast sichtbar. Die Dehnungen befinden zwar auch weiterhin unterhalb der an den quadratischen Stützen gemessenen Bügeldehnungen, liegen aber ebenfalls im plastischen Verfestigungsbereich.

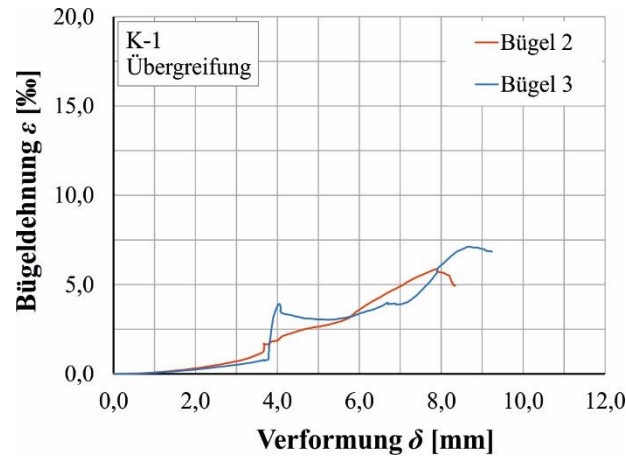


Bild D-21: Entwicklung der Bügeldehnungen über die vertikale Stützenverformung für die Stütze K-1 (Übergreifung)

Die faseroptischen Messungen bestätigen die Dehnungsmesswerte bis zum Erreichen der Traglast. Im Nachbruchbereich können aufgrund der spröden Betonabplatzungen und der Lage der Messfaser an der Bügelaußenseite keine Werte ermittelt werden.

D-5 Fazit

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden vier begleitende Stützenversuche durchgeführt. Anhand der Ergebnisse kann das mechanische Modell zur Abschätzung des Nachbruchverhaltens (Aufsatz III) angewendet, der Einfluss verschiedener Bügelausführungen auf die Robustheit erforscht und die Aktivierung der Bügelbewehrung untersucht werden.

Zunächst kann die Traglast aller Bauteilversuche gut nachvollzogen werden. Das Versagen erfolgt kontrolliert im erwarteten, messtechnisch ausgestatteten Bereich in der Mitte der Stahlbetonstützen. Mithilfe des mechanischen Modells kann die Robustheit der Versuche Q-2 (135°-Winkelhaken) und K-2 (geschweißt) in guter Näherung vorhergesagt werden. Die Schwächung des Bügelschlusses für Q-1 (90°-Winkelhaken) und K-1 (Übergreifung) führt

- im Integritätszustand zu keiner nennenswerten Beeinträchtigung des Tragverhaltens,
- im Residualzustand zu Öffnungen der Bügelschlösser,
- zum Ausknicken der Längsbewehrung über mehrere Bügellagen,
- zum Versagen des Betonkerns aufgrund mangelnder Umschnürung

und damit zu geringerer Robustheit der Stahlbetonstützen. In Übereinstimmung mit der kommentierten Fassung der DIN EN 1992-1-1 müssen daher bei Verwendung von 90°-Winkelhaken Maßnahmen zur Kompensation getroffen werden [Fin-16]. Die Vergrößerung der Winkelhakenlänge von $10\phi_w$ auf $15\phi_w$ kann auf Grundlage der Versuche als nicht zielführend bewertet werden. Mithilfe des mechanischen Modells kann der Versuch mit 90°-Winkelhaken durch den Ansatz eines Bügelabstands von $s_w = 2 \cdot 9,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$ abgebildet werden. Hieraus folgt, dass eine Halbierung der Bügelabstände die Verwendung eines 90°-Winkelhakens kompensieren kann.

Die Auswertung der Bügeldehnungen zeigt, dass die Bügelspannungen für die betrachteten Konfigurationen in Übereinstimmung mit Aufsatz II bei Erreichen der Stützentraglast nicht ausgenutzt werden können. Sowohl in den quadratischen als auch runden Stützen können bei Erreichen der Stützentraglast maximal 33 % der Streckgrenze aktiviert werden. Ohne weitere Untersuchungen wird in Übereinstimmung mit Aufsatz II der Ansatz von 25 % der Streckgrenze der Bügel zur Ermittlung der Umschnürungswirkung empfohlen.

Anhang E: Auswertung experimenteller Rohdaten

E-1 Stumpf gestoßene Stahlbetonstützen

Die Konzeptionierung der Bauteilversuche an stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen kann dem Abschlussbericht [Emp-18a] sowie dem Aufsatz V [Mat-21b] entnommen werden. Im Folgenden werden vertiefte Auswertungen zum Verformungsverhalten von stumpf gestoßenen Stahlbetonstützen dargestellt.

Bild E-1 bis Bild E-5 zeigen auf der linken Seite die Kraft-Stauchungs-Beziehungen der stumpf gestoßenen Stützen S 9.2, S 9.2 und S 9.6 sowie der beiden monolithischen Referenzstützen S 9.1 und S 7.7. Auf der rechten Seite ist jeweils das Rissbild der gesamten Stützenoberfläche dargestellt. Das Foto auf der rechten Seite zeigt ein Detail der Stützenoberfläche nach Beendigung der Versuche. Aufgrund der exzentrischen Lasteinleitung der Versuche versagten alle Stützen auf der gleichen Seite.

Es ist zu erkennen, dass die Referenzstützen ein typisches Stützenversagen zeigen. Im Bereich der Traglast kommt es zu großformatigen Betonabplatzungen und damit verbunden zu einem Lastabfall. Der umschürte Betonkern ermöglicht zusammen mit der Längsbewehrung eine weitere Lastaufnahme im Nachbruchbereich. Auffällig sind die nahezu vollflächigen Betonabplatzungen, die unter anderem auf die hohen Längsbewehrungsgrade und den in Aufsatz II beschriebenen Querdehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton zurückgeführt werden können.

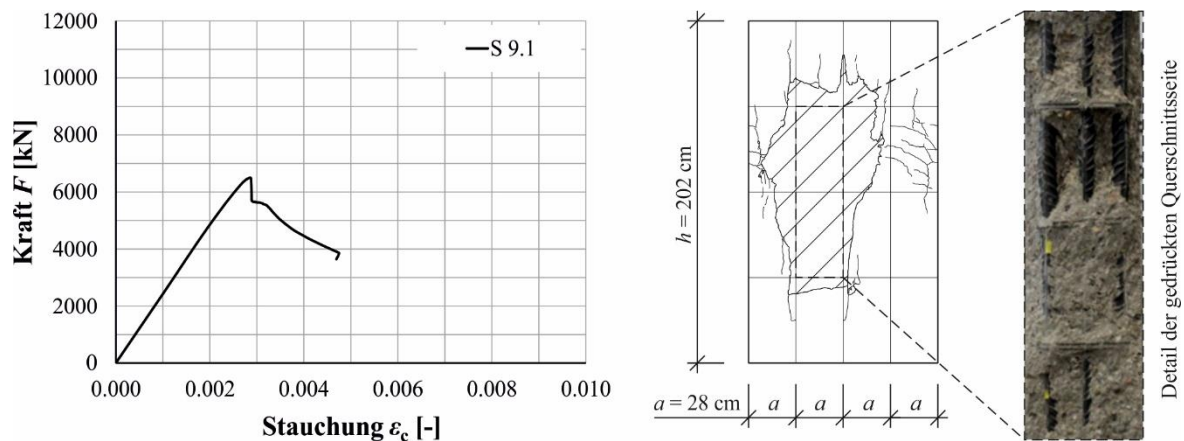


Bild E-1: Kraft-Stauchungs-Beziehung (links) und Bauteilversuch S 9.1 (Referenzstütze) nach Versagen (rechts)

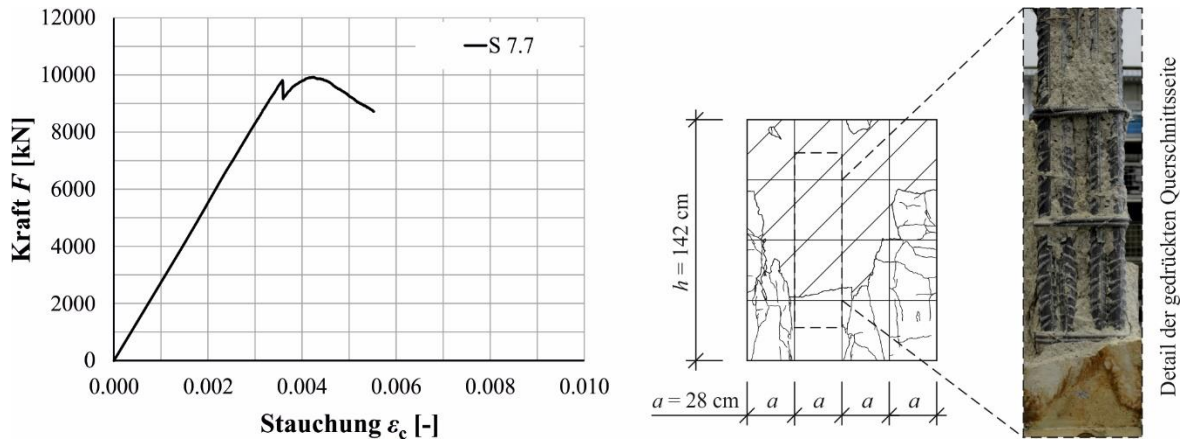


Bild E-2: Kraft-Stauchungs-Beziehung (links) und Bauteilversuch S 7.7 (Referenzstütze) nach Versagen (rechts)

Die Rissbilder für S 9.2 und S 9.3 zeigen, dass jeweils nur eine Stützensseite der stumpf gestoßenen Stahlbetonstütze versagt. Das Versagen des Versuchs S 9.2 tritt in der oberen Stütze ein. Die untere Stütze bleibt weitestgehend intakt. Im Versuch S 9.3 versagt die untere Stütze. Im oberen Segment gibt es lediglich geringfügige Abplatzungen. Im Bauteilversuch S 9.6 hingegen kommt es zu einem simultanen Versagen beider Stützhälften.

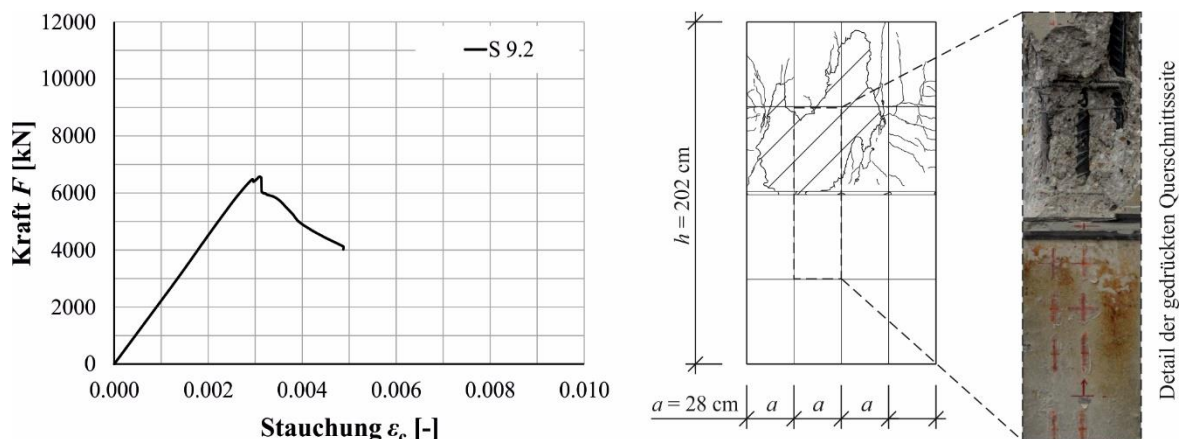


Bild E-3: Kraft-Stauchungs-Beziehung (links) und Bauteilversuch S 9.2 nach Versagen (rechts)

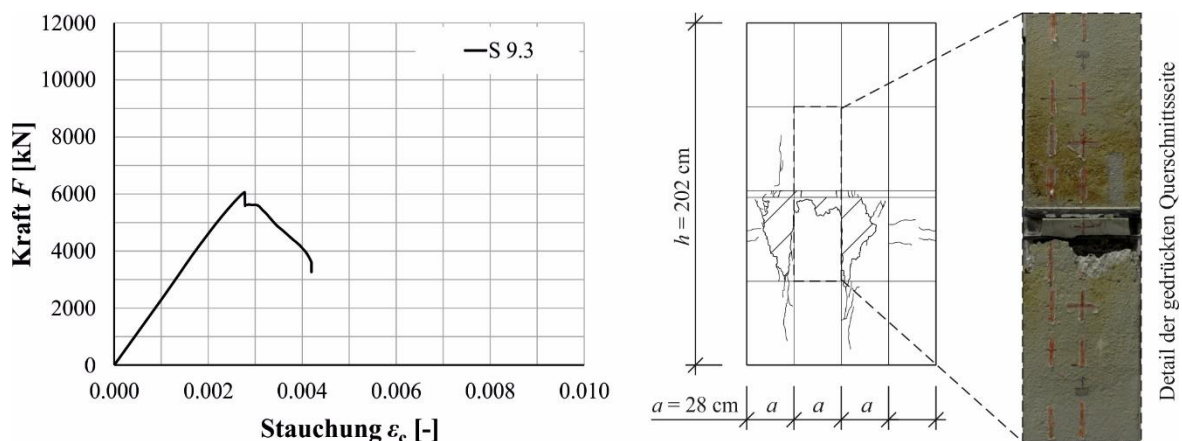


Bild E-4: Kraft-Stauchungs-Beziehung (links) und Bauteilversuch S 9.3 nach Versagen (rechts)

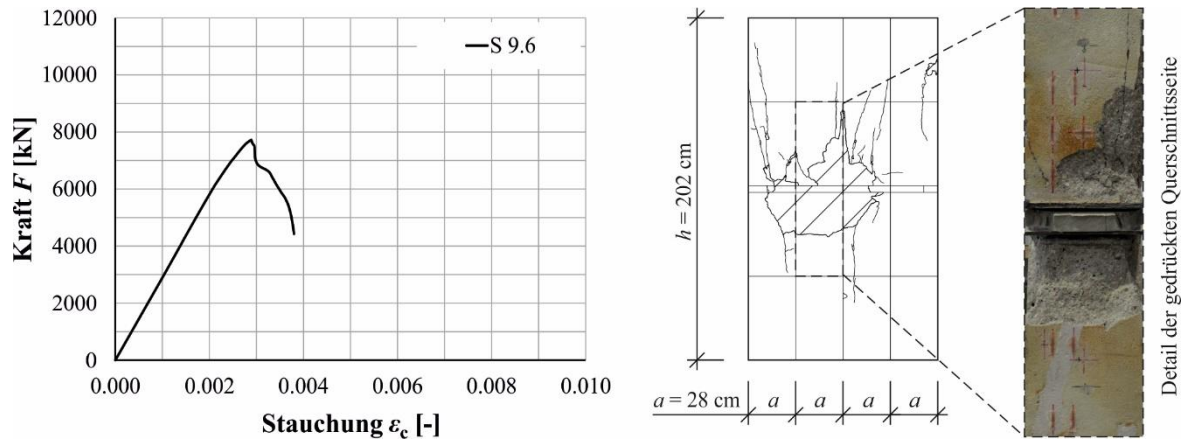


Bild E-5: Kraft-Stauchungs-Beziehung (links) und Bauteilversuch S 9.6 nach Versagen (rechts)

E-2 Stahl- und Betonstauchungen

Bild E-6 zeigt am Beispiel der Stütze S 9.3 die Lage der im Folgenden ausgewerteten Beton- und Stahl-Dehnungsmessstreifen (DMS) in Stützenlängsrichtung im Bereich des Stumpfstoßes.

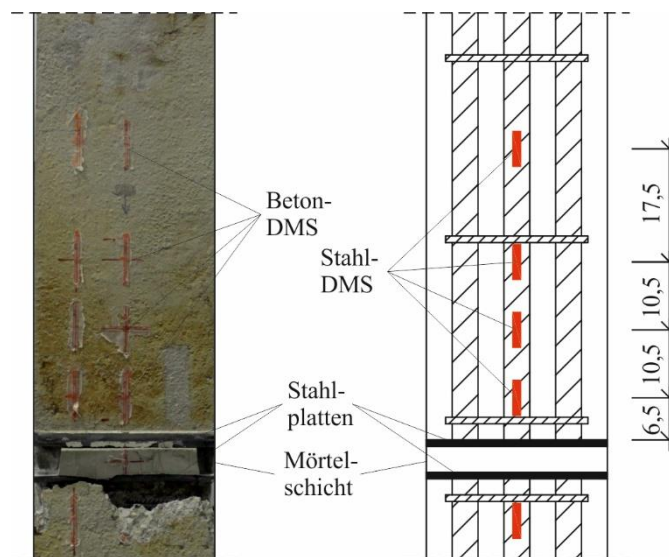


Bild E-6: Anordnung der Beton- und Stahl-DMS auf der Stütze S 9.3

Im Folgenden werden die Messergebnisse für die Bauteilversuche S 9.2 (Bild E-7), S 9.3 (Bild E-8) und S 9.6 (Bild E-9) dargestellt. Auf der x-Achse werden dabei die jeweiligen Stauchungen aufgetragen, während auf der y-Achse der Abstand des Messpunktes von der äußeren Kante der Stahlplatte abgelesen werden kann.

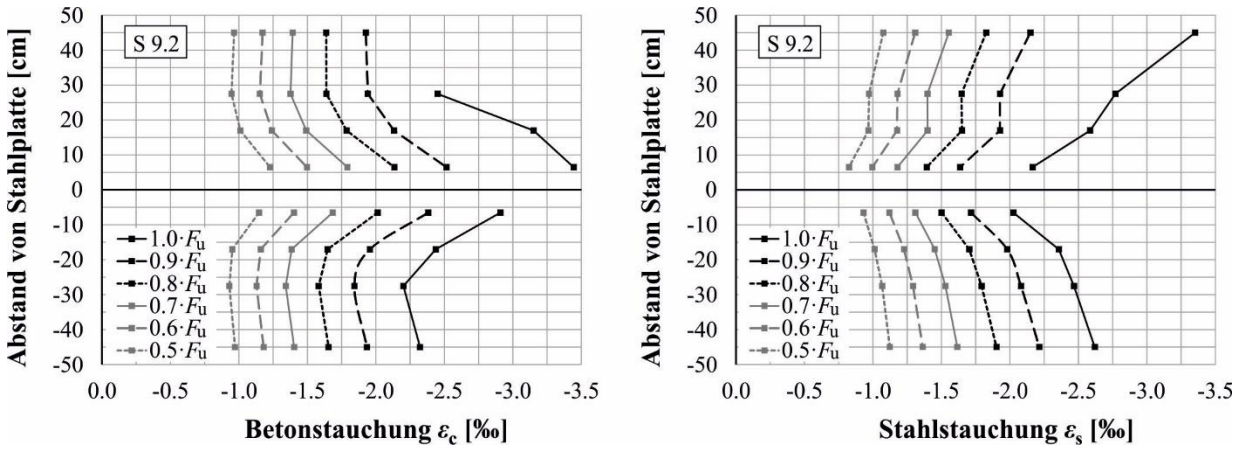


Bild E-7: Gemessene Stahl- und Betonstauchungen ober- und unterhalb der Stahlplatte für den Bauteilversuch S 9.2

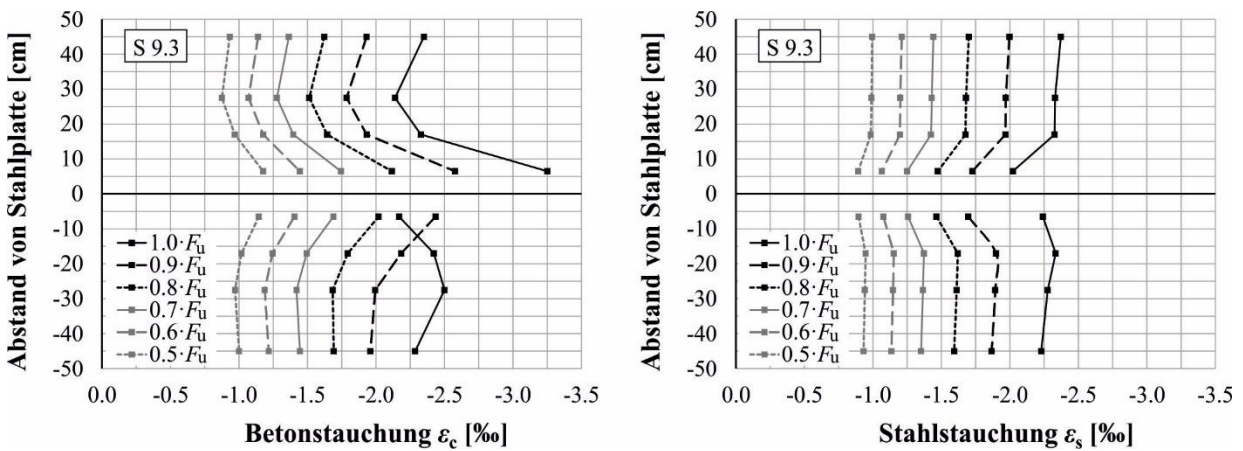


Bild E-8: Gemessene Stahl- und Betonstauchungen ober- und unterhalb der Stahlplatte für den Bauteilversuch S 9.3

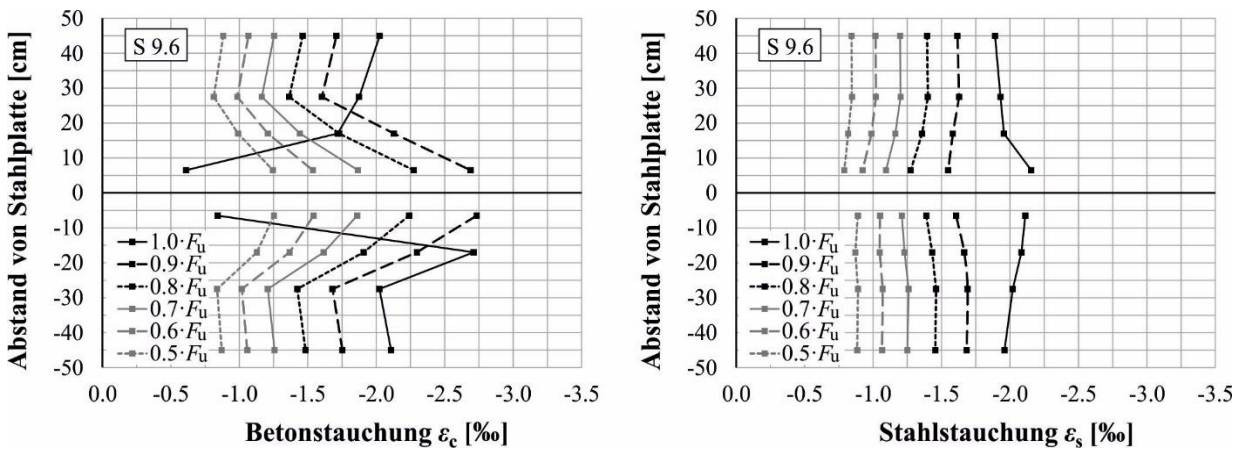


Bild E-9: Gemessene Stahl- und Betonstauchungen ober- und unterhalb der Stahlplatte für den Bauteilversuch S 9.6

E-3 Bügeldehnungen

Tabelle E-1 zeigt die Auswertung der an den Bügeln des oberen Stützensegments applizierten Stahl-DMS. Für die stumpf gestoßenen Stützen mit einer Querdehnungsbehinderung durch Stahlplatten werden die Bügelabstände nach [Ste-18] an den Stützenenden nicht verkleinert. Der erste Bügel (Nr. 1) liegt 3 cm vor dem Stumpfstoß. Der zweite Bügel (Nr. 2) hat dann den regulären Bügelabstand von $s_w = 28$ cm vom ersten Bügel und liegt damit 31 cm von der Stahlplatte entfernt.

Tabelle E-1 zeigt die aus den Ergebnissen der Dehnungsmesssteifen abgeleiteten Bügeldehnungen bei Erreichen der Traglast für die Versuche S 9.2, S 9.3 und S 9.6. Ausgewertet werden jeweils die Bügel Nr. 1 und Nr. 2. Die Bügelspannungen sind aus den Dehnungen unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens berechnet.

Tabelle E-1: Bügeldehnungen im oberen Stützensegment

Versuch	Bügel	Dehnung ε [%]	Bügelspannung σ [N/mm ²]
S 9.2	Nr. 1	0,53	106
	Nr. 2	0,30	60
S 9.3	Nr. 1	0,37	74
	Nr. 2	0,22	44
S 9.6	Nr. 1	0,59	118
	Nr. 2	0,32	64

Die Bügelspannungen des Versuchs S 9.3 liegen deshalb unter denen der anderen Bauteilversuche, weil in diesem Versuch abweichend von S 9.2 und S 9.6 das Versagen im unteren Stützensegment stattgefunden hat. Tabelle E-1 kann entnommen werden, dass die Zugspannungen der Bügel unmittelbar am Stumpfstoß (Nr. 1) bei Erreichen der Traglast etwa der 1,70 bis 1,80-fachen Zugspannung der zweiten Bügellage (Nr. 2) entsprechen. Die Zusammenstellung in Tabelle E-1 zeigt, dass aufgrund der im Bereich des Stumpfstoßes nicht verdichteten Bügelabstände von $s_w = 28$ cm nur wenig Umschnürungswirkung aktiviert werden kann. Eine Berechnung hierzu kann Aufsatz VI (Kapitel 9) entnommen werden.

E-4 3D-Scans der Stahlplatten

Nach der Prüfung der stumpf gestoßenen Stützen sind die Stahlplatten der Versuche S 9.2, S 9.3 und S 9.6 entnommen, Beton- und Mörtelreste mittels Sandstrahlen entfernt und die Deformation mithilfe von 3D-Scans ermittelt worden. Im Folgenden ist für jeden Versuch eine 3D-gescannte Stahlplatte dargestellt. Dafür wird die Stahlplatte auf der Versagensseite ausgewählt. Das betrifft nach Abschnitt E-1 die obere Stahlplatte für S 9.2 und die untere Stahlplatte für S 9.3. Für den Versuch S 9.6 ist die untere

Stahlplatte abgebildet. Neben den Eindrückungen der Längsstäbe in die Stahlplatte sind auch die Aufschüsselungen der Stahlplatten im Bereich der Betonabplatzungen (siehe Bild E-10 bis Bild E-12) zu erkennen.

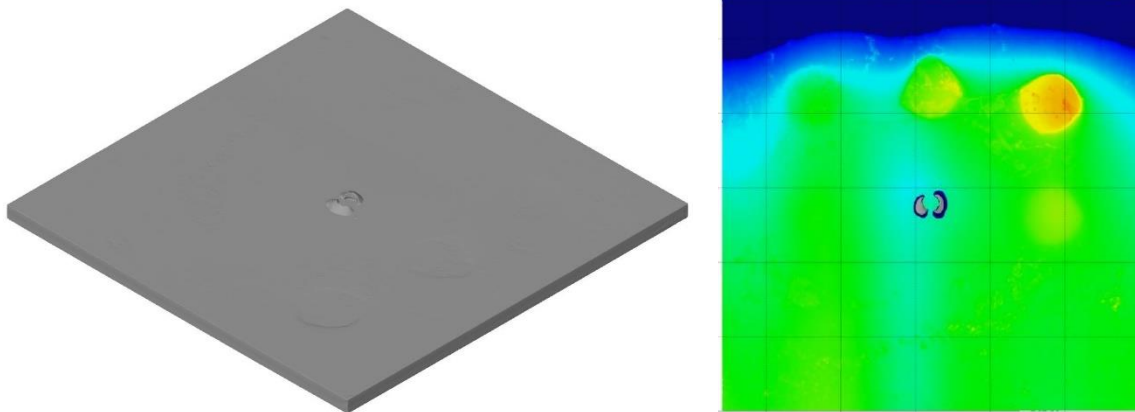


Bild E-10: Obere Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.2 nach dem Versuch: 3D-Scan (links) und Verformungen (rechts)

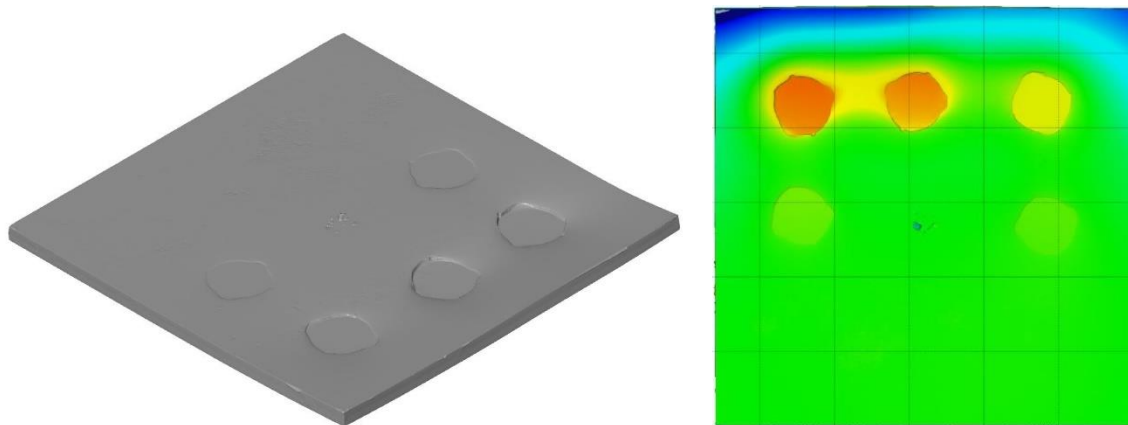


Bild E-11: Untere Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.3 nach dem Versuch: 3D-Scan (links) und Verformungen (rechts)

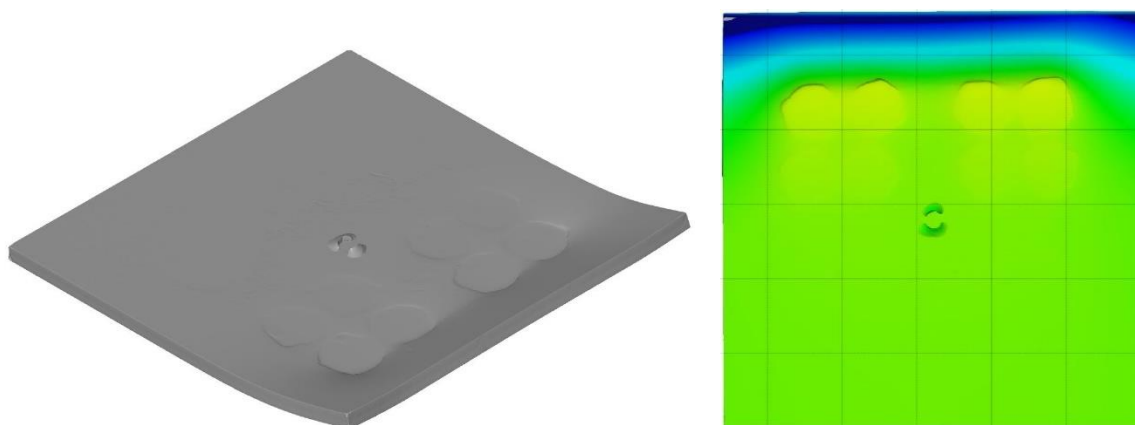


Bild E-12: Untere Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.6 nach dem Versuch: 3D-Scan (links) und Verformungen (rechts)

Im Folgenden werden die Auswertungen der 3D-Scans abgebildet. Zunächst werden die stark deformierten Stahlplatten betrachtet, die auf der Versagensseite des Stumpfstoßes angeordnet sind. Das Versagen des Bauteilversuchs S 9.6 mit Stabbündeln hat etwa

zeitgleich im oberen und unteren Stützsegment stattgefunden, sodass in Bild E-15 und Bild E-16 sowohl die untere als auch die obere Stahlplatte dargestellt ist.

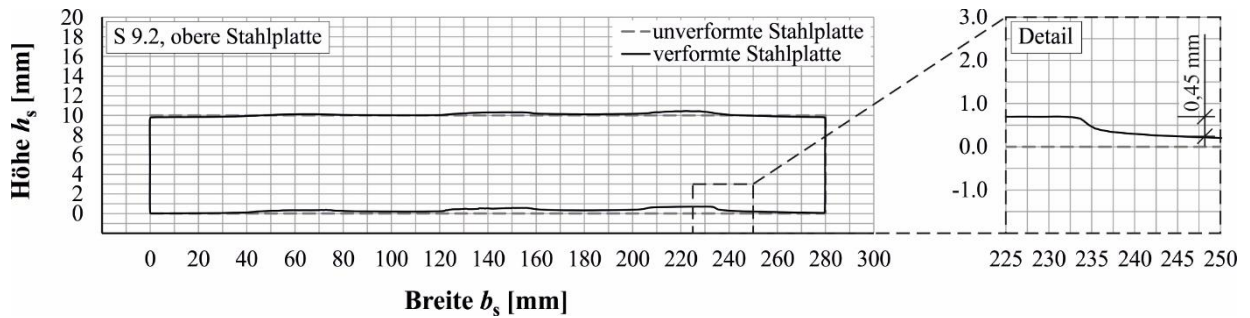


Bild E-13: Verformungen der oberen Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.2

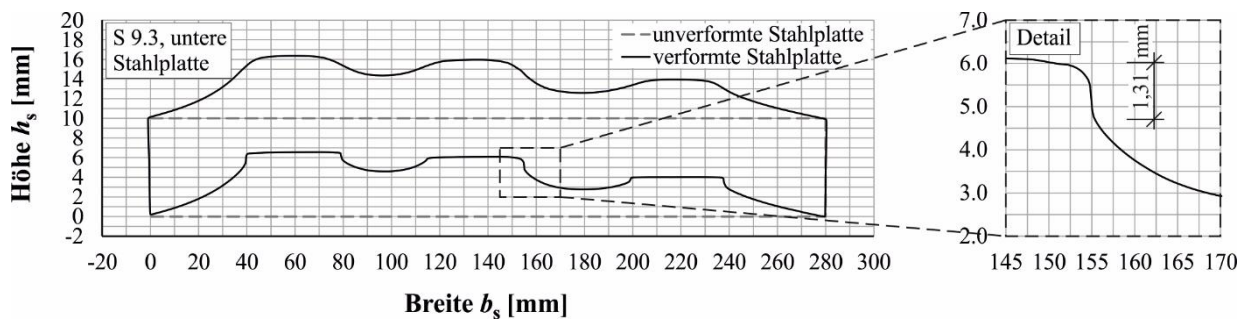


Bild E-14: Verformungen der unteren Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.3

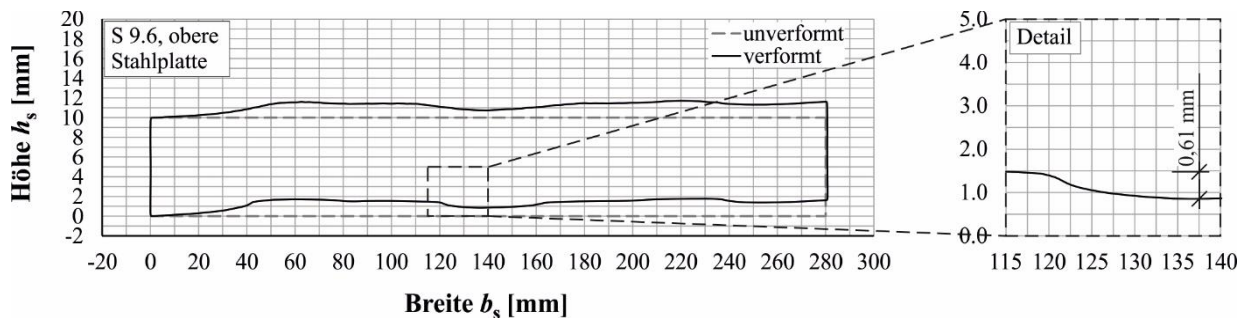


Bild E-15: Verformungen der oberen Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.6

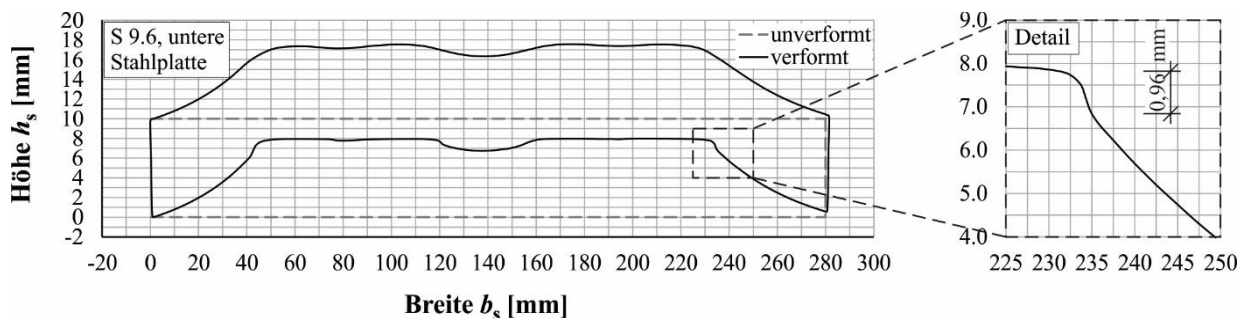


Bild E-16: Verformungen der unteren Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.6

Die Diagramme in Bild E-13 bis Bild E-16 zeigen die deutlichen Eindrückungen der Längsstäbe in die Stahlplatten. Hierbei muss allerdings berücksichtigt werden, dass die Abbildungen nicht die Verformungen der Stahlplatten bei Erreichen der Traglast darstellen, sondern die Verformung nach Durchlaufen des gesamten Nachbruchbereichs.

Für die Analyse des Verformungsverhaltens bei Erreichen der Traglast sind daher die Verformungen der Stahlplatten von Bedeutung, welche auf der intakten Seite des Stumpfstoßes liegen. Die dazugehörigen Verformungen sind für S 9.2 (untere Stahlplatte) in Bild E-17 und für S 9.6 (obere Stahlplatte) in Bild E-18 ausgewertet.

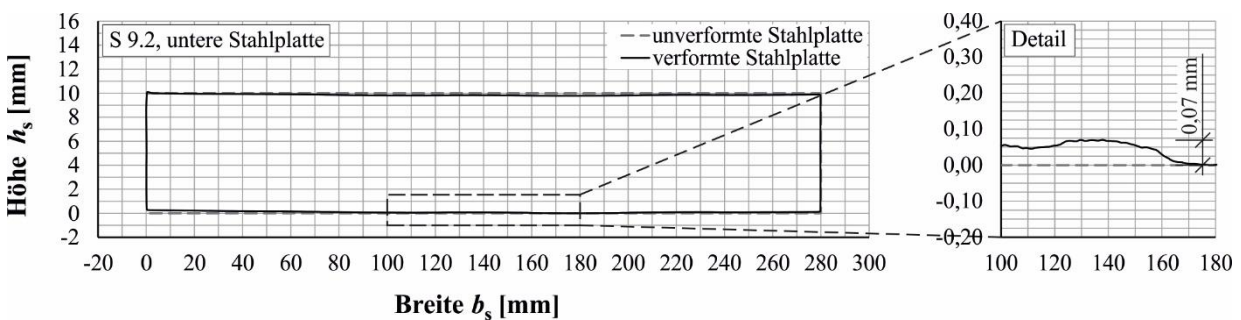


Bild E-17: Verformungen der unteren Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.2

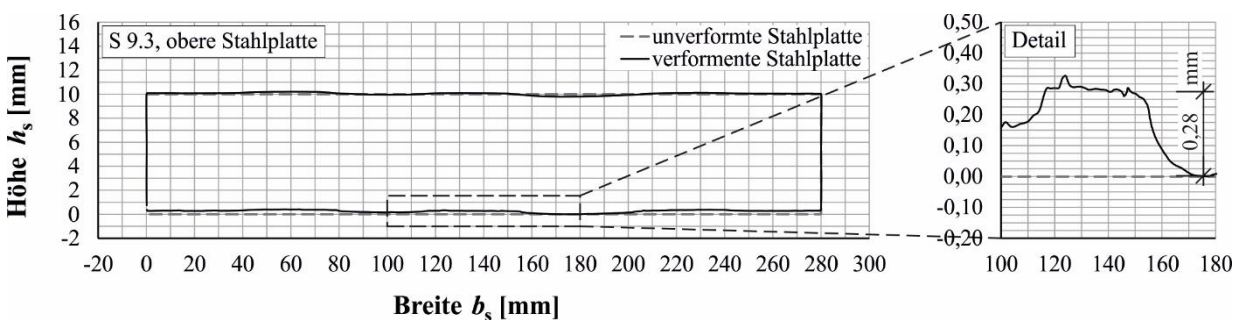


Bild E-18: Verformungen der oberen Stahlplatte des Bauteilversuchs S 9.3

Für den Bauteilversuch S 9.2 kann eine maximale Eindrückung von $s = 0,07$ mm für S 9.3 eine Eindrückung von $s = 0,28$ mm abgelesen werden.

E-5 Diskussion der Verformungen

Um den Einfluss der Eindrückungen auf die Beton- und Stahlspannungen einordnen zu können, wird ein vereinfachtes Federmodell auf Basis von [Emp-95] und [Emp-19a] entwickelt. Bild E-19 zeigt zwei Stäbe, die Beton und Betonstahl repräsentieren und in regelmäßigen Abständen durch Federn verbunden sind. Ursprünglich für Untersuchungen der Rissbildung in Betonbauteilen entwickelt, kann dieses Modell aber in erster Näherung auch für Druckschlupf verwendet werden.

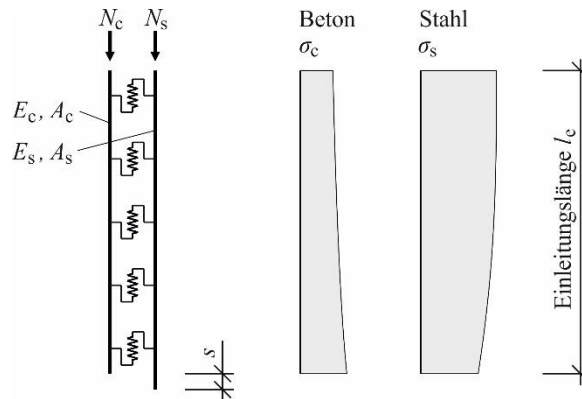


Bild E-19: Federmodell zur Abschätzung der Traglastfaktoren in Abhängigkeit der Eindrückungen

Für die Untersuchungen wird das nichtlineare Verbundgesetz von NOAKOWSKI nach Gleichung E-1 verwendet [Noa-78].

$$\tau_b = 0,36 \cdot (f_{cm}/0,79) \cdot s^{0,22} \quad \text{Gl. E-1}$$

Die Formeln zur Berechnung der gegenseitigen Verschiebung s , die Verbundspannungen τ_b sowie die Stahl- und Betonspannungen können [Emp-95] entnommen werden. Für die Eigenschaften des Betons und des Stahls, wie etwa die Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , der E-Modul E_{cm} und die Quetschgrenze des Stahls $R_{p,0,2}$, wird auf die an Begleitkörpern ermittelten Werte aus [Emp-18a] zurückgegriffen.

Zur Untersuchung des Einflusses der Eindrückungen in die Stahlplatte werden Relativverschiebungen s vorgegeben und daraus Verbundspannungen, Stahl- und Betonspannungen berechnet. Bild E-20 (links) zeigt den Betrag der Spannungsabnahme im Stahl $\Delta\sigma_s$ in Abhängigkeit von den Eindrückungen. Es wird sichtbar, dass die Spannungsumlagerungen vom Stahlstab in den umgebenden Beton mit zunehmenden Eindrückungen ebenfalls größer werden. Die Stahlspannungen werden über Verbundwirkung in den Beton eingeleitet. Die Traglast ist im Modell dann erreicht, wenn die Betondruckspannungen $\sigma_c = f_{cm}$ erreichen. Der betrachtete Querschnitt wird aus den Bauteilversuchen S 9.2 und S 9.3 übernommen. Die Umschnürung des Betons wird in diesem Modell vereinfachend vernachlässigt. Der erwartete Beitrag ist in den beschriebenen Versuchen aufgrund großer Bügelabstände und geringfügig aktivierter Bügelspannung (siehe Abschnitt E-3) unerheblich.

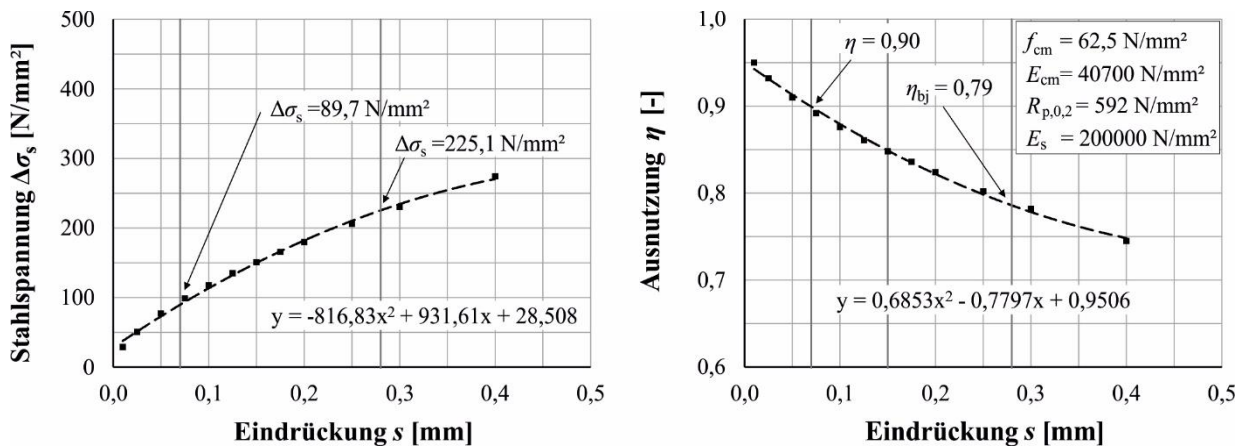


Bild E-20: Stahlspannungen und Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit der vorgegebenen Eindrückung

Bild E-20 (rechts) stellt die Ausnutzung der Traglast η in Abhängigkeit der Eindrückungen dar. Das Federmodell ermittelt für eine Eindrückung von $s = 0,07 \text{ mm}$ (Bild E-17) einen Abminderungsfaktor von $\eta = 0,90$ und für eine Eindrückung von $s = 0,28 \text{ mm}$ (Bild E-18) einen Abminderungsfaktor von $\eta = 0,79$. Diese Faktoren decken sich in guter Näherung mit den in den Versuchen ermittelten Abminderungsfaktoren von $\eta_{bj} = 0,90$ und $\eta_{bj} = 0,88$ (siehe Aufsatz V).

Weitere Untersuchungen müssen klären, inwiefern die an Pull-out Tests ermittelten Verbundgesetze auf Fragestellungen des Druckschlupfs angepasst werden müssen. Dazu sollte auch der Einfluss der Umschnürung im Kernbeton berücksichtigt werden. Dennoch verdeutlicht das Federmodell den Einfluss von Eindrückungen der Längsstäbe in den Stumpfstoß auf die Traglast. Die beschriebenen Effekte sind auch für herstellungsbedingte Spalte zwischen Längsstäben und der Stahlplatte bei Fertigteilstützen von großer Bedeutung.

Anhang F: FE-Modell zu Stahlbetonstützen

F-1 Programmcode

Die Berechnungsmodelle für die 3D-FE-Simulationen in DIANA werden mithilfe von parametrisierten Python-Skripten generiert. Im Folgenden wird das Skript zur Modellierung von quadratischen Stahlbetonstützen mit 4 bis 16 Längsbewehrungsstäben abgedruckt:

```
#####
# FE-Modell Stahlbetonstütze
# DIANA 10.5
#####

#           0           1           2           3           4           5           6           7           8           9           10           11           12
#           Bez.           Länge Breite   Platte cv       sw       dw n       TYP dl       fcm       fy       ft
Nummer =  [ ["Beispiel_1", 600, 200, 100, 20, 170, 8, 4, 1, 28, 30.3, 500, 550],
           ["Beispiel_2", 600, 200, 100, 20, 120, 8, 4, 1, 28, 90.9, 500, 550],
           ["Beispiel_3", 600, 200, 100, 20, 41, 8, 4, 1, 28, 149.0, 500, 550]]

# Erläuterung der Bügelformen "TYP"
# 1 --> einfacher viereckiger Bügel
# 2 --> einfacher viereckiger Bügel + Diamantbügel (bei n = 8)
# 3 --> einfacher viereckiger Bügel + rechteckige Zwischenbügel (bei n = 12)

#####

l = range(len(Nummer))
p = max(l) # lfd. Nummer
q = 0      # Startpunkt
while q <= p: # Schleife über die in Nummer angelegten Beispiele

    #####

    # Stützenparameter [mm]
    Bezeichnung = Nummer[q][0] # Stützenbezeichnung
    h = Nummer[q][1]           # Stützenlänge
    b = Nummer[q][2]           # Stützenabmessung (Quadrat)
    t_l = Nummer[q][3]         # Dicke der Lasteinleitungsplatte
    cv = Nummer[q][4]          # Betondeckung
    sw = Nummer[q][5]          # Bügelabstand
    dw = Nummer[q][6]          # Bügeldurchmesser
    n = Nummer[q][7]           # Anzahl Längsstäbe
    TYP = Nummer[q][8]         # Bügelform (siehe Erläuterung oben)
    dl = Nummer[q][9]          # Längsbewehrungsdurchmesser

    # Beton
    fcm = Nummer[q][10]        # mittlere Betondruckfestigkeit [N/mm²]
    Ec = (22000*(fcm/10)**(1/3)) # E-Modul Beton [N/mm²]
    nu_c = 0.21                 # Querdehnzahl Beton [-]
    Modell = "MC90"             # Betonmodell (z. B. MC90, Popovics, Carreira)
    phi_Vorgabe = (12.9*fcm**0.243) # Reibungswinkel [°]
    psi_Vorgabe = 15            # Dilatanzwinkel [°]

    # Stahl
    fyd = Nummer[q][11]        # Streckgrenze des Stahls [N/mm²]
    ft = Nummer[q][12]         # Zugfestigkeit des Stahls [N/mm²]
    Es = 200000                 # E-Modul Stahl [N/mm²]
    nu_s = 0.28                 # Querdehnzahl Stahl [-]

    # FE-Parameter
    elesize = 20              # Elementgröße [mm]
    loadstep1 = 0.10            # Laststufe 1
    number1 = 10                 # Anzahl an Stufen für Laststufe 1
    loadstep2 = 0.05            # Laststufe 2
    number2 = 60                 # Anzahl an Stufen für Laststufe 2

    #####

import datetime
Zeit = datetime.datetime.now()
Datum=str(Zeit.year)+"-"+str(Zeit.month).zfill(2)+"-"+str(Zeit.day).zfill(2)
```

```

Projektname=Datum+" "+Bezeichnung

newProject( "D:/Dateipfad eingeben..." +Projektname, 10 )
setModelAnalysisAspects( [ "STRUCT" ] )
setModelDimension( "3D" )
setDefaultMeshOrder( "QUADRATIC" )
setDefaultMesherType( "HEXQUAD" )
setUnit( "LENGTH", "MM" )
setUnit( "FORCE", "N" )
setUnit( "MASS", "T" )
setUnit( "TEMPER", "KELVIN" )
setUnit( "ANGLE", "DEGREE" )

#####

import math

# Geometrie Lasteinleitungsplatten
addSet( SHAPESET, "Stahlplatten" )
createBlock( "PLATTE_unten", [ 0, 0, -t_l ], [ b, b, t_l ] ) # untere Stahlplatte
createBlock( "PLATTE_oben", [ 0, 0, h ], [ b, b, t_l ] ) # obere Stahlplatte
moveToShapeSet( [ "PLATTE_unten", "PLATTE_oben" ], "Stahlplatten" )
setShapeColor( "#0000ff", namesIn( SHAPESET, "Stahlplatten" ) ) # Stahlplatten in blau

# Geometrie Stütze
addSet( SHAPESET, "Stuetze" )
createBlock( "Stütze", [ 0, 0, 0 ], [ b, b, h ] ) # Stütze
setShapeColor( "#cccccc", [ "Stütze" ] ) # Beton in grau
moveToShapeSet( [ "Stütze" ], "Stuetze" )

# Geometrie Längsbewehrung
addSet( SHAPESET, "Laengsbewehrung" )
if ( n == 4 ):
    createLine( "Längsbewehrung1", [ cv+dl/2, cv+dl/2, 0 ],
                [ cv+dl/2, cv+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung2", [ b-(cv+dl/2), cv+dl/2, 0 ],
                [ b-(cv+dl/2), cv+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung3", [ b-(cv+dl/2), b-(cv+dl/2), 0 ],
                [ b-(cv+dl/2), b-(cv+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung4", [ cv+dl/2, b-(cv+dl/2), 0 ],
                [ cv+dl/2, b-(cv+dl/2), h ] )
    moveToShapeSet( [ "Längsbewehrung1", "Längsbewehrung2",
                      "Längsbewehrung3", "Längsbewehrung4" ], "Laengsbewehrung" )
elif ( n == 8 ):
    createLine( "Längsbewehrung1", [ cv+dl/2, cv+dl/2, 0 ],
                [ cv+dl/2, cv+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung2", [ cv+dl/2, b-(cv+dl/2), 0 ],
                [ cv+dl/2, b-(cv+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung3", [ b-(cv+dl/2), cv+dl/2, 0 ],
                [ b-(cv+dl/2), cv+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung4", [ b-(cv+dl/2), b-(cv+dl/2), 0 ],
                [ b-(cv+dw+dl/2), b-(cv+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung5", [ b/2, cv+dl/2, 0 ],
                [ b/2, cv+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung6", [ b-(cv+dl/2), b/2, 0 ],
                [ b-(cv+dl/2), b/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung7", [ b/2, b-(cv+dl/2), 0 ],
                [ b/2, b-(cv+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung8", [ cv+dl/2, b/2, 0 ],
                [ cv+dl/2, b/2, h ] )
    moveToShapeSet( [ "Längsbewehrung1", "Längsbewehrung2", "Längsbewehrung3",
                      "Längsbewehrung4", "Längsbewehrung5", "Längsbewehrung6",
                      "Längsbewehrung7", "Längsbewehrung8" ], "Laengsbewehrung" )
else: # n = 12
    achs = (b-2*(cv+dw+dl/2))/3 # Achsabstand der äußeren Längsstäbe
    createLine( "Längsbewehrung1", [ cv+dw+dl/2, cv+dw+dl/2, 0 ],
                [ cv+dw+dl/2, cv+dw+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung2", [ cv+dw+dl/2, b-(cv+dw+dl/2), 0 ],
                [ cv+dw+dl/2, b-(cv+dw+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung3", [ b-(cv+dw+dl/2), cv+dw+dl/2, 0 ],
                [ b-(cv+dw+dl/2), cv+dw+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung4", [ b-(cv+dw+dl/2), b-(cv+dw+dl/2), 0 ],
                [ b-(cv+dw+dl/2), b-(cv+dw+dl/2), h ] )
    createLine( "Längsbewehrung5", [ (cv+dw+dl/2)+achs, cv+dw+dl/2, 0 ],
                [ (cv+dw+dl/2)+achs, cv+dw+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung6", [ (b-(cv+dw+dl/2))-achs, cv+dw+dl/2, 0 ],
                [ (b-(cv+dw+dl/2))-achs, cv+dw+dl/2, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung7", [ b-(cv+dw+dl/2), (cv+dw+dl/2)+achs, 0 ],
                [ b-(cv+dw+dl/2), (cv+dw+dl/2)+achs, h ] )
    createLine( "Längsbewehrung8", [ b-(cv+dw+dl/2), (b-(cv+dw+dl/2))-achs, 0 ],
                [ b-(cv+dw+dl/2), (b-(cv+dw+dl/2))-achs, h ] )

```



```

createLine( "Längsbewehrung9", [ (b-(cv+dw+dl/2))-achs, b-(cv+dw+dl/2), 0 ],
                                [ (b-(cv+dw+dl/2))-achs, b-(cv+dw+dl/2), h ] )
createLine( "Längsbewehrung10", [ (cv+dw+dl/2)+achs, b-(cv+dw+dl/2), 0 ],
                                [ (cv+dw+dl/2)+achs, b-(cv+dw+dl/2), h ] )
createLine( "Längsbewehrung11", [ cv+dw+dl/2, (b-(cv+dw+dl/2))-achs, 0 ],
                                [ cv+dw+dl/2, (b-(cv+dw+dl/2))-achs, h ] )
createLine( "Längsbewehrung12", [ cv+dw+dl/2, (cv+dw+dl/2)+achs, 0 ],
                                [ cv+dw+dl/2, (cv+dw+dl/2)+achs, h ] )
moveToShapeSet( [ "Längsbewehrung1", "Längsbewehrung2", "Längsbewehrung3",
                  "Längsbewehrung4", "Längsbewehrung5", "Längsbewehrung6",
                  "Längsbewehrung7", "Längsbewehrung8", "Längsbewehrung9",
                  "Längsbewehrung10", "Längsbewehrung11", "Längsbewehrung12" ],
                  "Laengsbewehrung" )

# Geometrie Querbewehrung
addSet( SHAPESET, "Querbewehrung" )
j = (h % sw)//2 # Höhe des ersten Bügels
if j == 0:
    j = sw/2

if (TYP == 1):
    HoeheBuegel = []
    Nr = 1
    i = j
    while i < h:
        createPolyline("Polyline %s"%i, [[ cv+dw/2, cv+dw/2, i],
                                           [ b-(cv+dw/2), cv+dw/2, i ],
                                           [ b-(cv+dw/2), b-(cv+dw/2), i ],
                                           [ cv+dw/2, b-(cv+dw/2), i ]], True )

        renameShape("Polyline %s"%i, "BUEGEL %s"%Nr)
        moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s"%Nr ], "Querbewehrung" )
        HoeheBuegel.append(i)
        if (i<1*b-1/2*sw) or (i>h-1*b):
            i +=1/2*sw
            Nr += 1
        else:
            i +=sw
            Nr += 1

    elif (TYP == 2):
        HoeheBuegel = []
        Nr = 1
        i = j
        while i < h:
            createPolyline("Polyline %s"%i, [[ cv+dw/2, cv+dw/2, i],
                                               [ b-(cv+dw/2), cv+dw/2, i ],
                                               [ b-(cv+dw/2), b-(cv+dw/2), i ],
                                               [ cv+dw/2, b-(cv+dw/2), i ]], True )

            renameShape("Polyline %s"%i, "BUEGEL %s"%Nr)
            moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s"%Nr ], "Querbewehrung" )
            HoeheBuegel.append(i)
            if (i<1*b-1/2*sw) or (i>h-1*b):
                i +=1/2*sw
                Nr += 1
            else:
                i +=sw
                Nr += 1

        x = j + dw
        NrA = 1
        while x < h:
            createPolyline("Polyline %s"%x,
                            [[ b/2, (cv+dw+dl/2)-(((dl/2)**2+(dl/2)**2)**0.5+
                                                    ((dw/2)**2+(dw/2)**2)**0.5), x],
                               [ b-(cv+dw+dl/2)+(((dl/2)**2+(dl/2)**2)**0.5+
                                                    ((dw/2)**2+(dw/2)**2)**0.5), b/2, x ],
                               [ b/2, b-(cv+dw+dl/2)+(((dl/2)**2+(dl/2)**2)**0.5+
                                                    ((dw/2)**2+(dw/2)**2)**0.5), x ],
                               [ (cv+dw+dl/2)-(((dl/2)**2+(dl/2)**2)**0.5+((dw/2)**2+
                                                    (dw/2)**2)**0.5), b/2, x ]], True )
            renameShape("Polyline %s"%x, "BUEGEL %s A" %(NrA) )
            moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s A"%NrA ], "Querbewehrung" )
            if (x<1*b-1/2*sw) or (x>h-1*b):
                x +=1/2*sw
                NrA += 1
            else:
                x +=sw
                NrA += 1

    else: # TYP == 3
        HoeheBuegel = []
        Nr = 1

```

```

i = j
while i < h:
    createPolyline("Polyline %s"%i, [[ cv+dw/2, cv+dw/2, i],
                                     [ b-(cv+dw/2), cv+dw/2, i ],
                                     [ b-(cv+dw/2), b-(cv+dw/2), i ],
                                     [ cv+dw/2, b-(cv+dw/2), i ]], True )

    renameShape("Polyline %s"%i, "BUEGEL %s"%Nr)
    moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s"%Nr ], "Querbewehrung" )
    HoeheBuegel.append(i)
    if (i<1*b-1/2*sw) or (i>h-1*b):
        i +=1/2*sw
        Nr += 1
    else:
        i +=sw
        Nr += 1

NrA = 1
x = j + dw
while x < h:
    createPolyline("Polyline %s"%x, [[ ((cv+dw+dl/2)+achs)-dl/2-dw/2, cv+dw/2, x],
                                     [ ((b-(cv+dw+dl/2))-achs)+dl/2+dw/2,
                                       cv+dw/2, x ],
                                     [ ((b-(cv+dw+dl/2))-achs)+dl/2+dw/2,
                                       b-(cv+dw/2), x ],
                                     [ ((cv+dw+dl/2)+achs)-dl/2-dw/2,
                                       b-(cv+dw/2), x ]], True )

    renameShape("Polyline %s"%x, "BUEGEL %s A"%NrA)
    moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s A"%NrA ], "Querbewehrung" )
    if (x<1*b-1/2*sw) or (x>h-1*b):
        x +=1/2*sw
        NrA += 1
    else:
        x +=sw
        NrA += 1

NrB = 1
y = j - dw
while y < h:
    createPolyline("Polyline %s"%y, [[ cv+dw/2, ((cv+dw+dl/2)+achs)-dl/2-dw/2, y],
                                     [ b-(cv+dw/2),
                                       ((cv+dw+dl/2)+achs)-dl/2-dw/2, y ],
                                     [ b-(cv+dw/2),
                                       ((b-(cv+dw+dl/2))-achs)+dl/2+dw/2, y ],
                                     [ cv+dw/2,
                                       ((b-(cv+dw+dl/2))-achs)+dl/2+dw/2, y ]], True)

    renameShape("Polyline %s"%y, "BUEGEL %s B"%NrB)
    moveToShapeSet( [ "BUEGEL %s B"%NrB ], "Querbewehrung" )
    if (y<1*b-1/2*sw) or (y>h-1*b):
        y +=1/2*sw
        NrB += 1
    else:
        y +=sw
        NrB += 1

#####

# Belastung
addSet( "GEOMETRYLOADSET", "Geometry load case 1" )
createPointLoad( "Verschiebung", "Geometry load case 1" )
setParameter( "GEOMETRYLOAD", "Verschiebung", "LODTYP", "DEFORM" )
setParameter( "GEOMETRYLOAD", "Verschiebung", "DEFORM/TR/VALUE", -1 )
setParameter( "GEOMETRYLOAD", "Verschiebung", "DEFORM/TR/DIRECT", 3 )
attach( "GEOMETRYLOAD", "Verschiebung", "PLATTE_oben", [[ 0, 0, (h+t_1) ]])

# Support oben
addSet( "GEOMETRYSUPPORTSET", "Oben" )
createPointSupport( "ObenV", "Oben" )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenV", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenV", "TRANSL", [ 0, 0, 1 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenV", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attach( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenV", "PLATTE_oben", [[ 0, 0, (h+t_1) ]])
createLineSupport( "ObenY", "Oben" )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenY", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenY", "TRANSL", [ 0, 1, 0 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenY", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attach( "GEOMETRYSUPPORT", "ObenY", "PLATTE_oben", [[ b/2, 0, (h+t_1) ]])

# Tying oben
addSet( "GEOMETRYTYINGSET", "Oben" )
createSurfaceTying( "Oben", "Oben" )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Oben", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Oben", "TRANSL", [ 0, 0, 1 ] )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Oben", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )

```

```

attachTo( "GEOMETRYTYING", "Oben", "SLAVE", "PLATTE_oben", [ [ b/2, b/2, (h+t_l) ] ] )
attachTo( "GEOMETRYTYING", "Oben", "MASTER", "PLATTE_oben", [ [ 0, 0, (h+t_l) ] ] )

# Support unten
addSet( "GEOMETRYSUPPORTSET", "Unten" )
createPointSupport( "UntenV", "Unten" )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenV", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenV", "TRANSL", [ 0, 0, 1 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenV", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attach( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenV", "PLATTE_unten", [ [ 0, 0, -t_l ] ] )
createLineSupport( "UntenY", "Unten" )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenY", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenY", "TRANSL", [ 0, 1, 0 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenY", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attach( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenY", "PLATTE_unten", [ [ b/2, 0, -t_l ] ] )
createLineSupport( "UntenX", "Unten" )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenX", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenX", "TRANSL", [ 1, 0, 0 ] )
setParameter( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenX", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attach( "GEOMETRYSUPPORT", "UntenX", "PLATTE_unten", [ [ 0, b/2, -t_l ] ] )

# Tying unten
addSet( "GEOMETRYTYINGSET", "Unten" )
createSurfaceTying( "Unten", "Unten" )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Unten", "AXES", [ 1, 2 ] )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Unten", "TRANSL", [ 0, 0, 1 ] )
setParameter( "GEOMETRYTYING", "Unten", "ROTATI", [ 0, 0, 0 ] )
attachTo( "GEOMETRYTYING", "Unten", "SLAVE", "PLATTE_unten", [ [ b/2, b/2, -t_l ] ] )
attachTo( "GEOMETRYTYING", "Unten", "MASTER", "PLATTE_unten", [ [ 0, 0, -t_l ] ] )

#####

# Material Beton
fck = fcm-8 # char. Betondruckfestigkeit [N/mm²]
if fck<=50:
    fct = 2.12*math.log(1+(fcm/10), math.e) # Zugfestigkeit [N/mm²]
if fck>50:
    fct = 0.3*fck**(2/3)
phi = phi_Vorgabe*2*math.pi/360 # Reibungswinkel [rad]
phi_grad = phi*180/math.pi
psi = psi_Vorgabe*2*math.pi/360 # Dilatanzwinkel [rad]
psi_grad = psi*180/math.pi
Gf_c = (73*fcm**0.18)/1000 # Bruchenergie für Hordijk [N/mm]

# Cohesion-hardening-diagram
Ecm = Ec
epscl = (fcm/1.5168)**(1/4.0109)*1.15
Ecl = fcm/epscl*1000
epsclim = (0.5*0.5*(Ec/Ecl)+1)+(0.25*(0.5*(Ec/Ecl)+1)**(2)-0.5)**(0.5)*epscl
zeta = (4*((epsclim/epscl)**2*((Ec/Ecl)-2)+2*
        (epsclim/epscl)-(Ec/Ecl)))/((epsclim/epscl)*((Ec/Ecl)-2)+1)**2
k = (1 + math.sin(phi))/(1 - math.sin(phi))
alpha_g = 2*math.sin(psi)/(3-math.sin(psi))
alpha_f = 2*math.sin(phi)/(3-math.sin(phi))
beta = 6 * math.cos(phi)/(3-math.sin(phi))
cFaktor = (1-alpha_f)/beta
kFaktor = ((1+2*alpha_g**2)/(1-alpha_g))**0.5
c = fcm*cFaktor

if Modell == "MC90":
    hardening = []
    eps = 0
    def my_range(start, end, step):
        while start <= end:
            yield start
            start += step

    for eps in my_range(eps,10,0.2):
        if eps < epsclim:
            k_c = (Ec/Ecl)
            eta_c = (eps/epscl)
            sigmac = (k_c*eta_c-eta_c**2)/(1+(k_c-2)*eta_c)*(-1)*fcm*-1
        else:
            sigmac = fcm*(-1)*(((zeta*(1/(epsclim/epscl)))-(2/((epsclim/epscl)**2)))*
                (eps/epscl)**2+((4/(epsclim/epscl))-zeta)*
                (eps/epscl))**(-1)*(-1)

        kappa = (1+2*alpha_g**2)**0.5/(1-alpha_g)*(eps-((sigmac)/Ec*1000))/1000
        cohe = cFaktor*sigmac
        erweiterung = [kappa, cohe]
        hardening.extend( erweiterung )

```

```

if Modell == "Carreira":
    hardening = []
    eps = 0
    def my_range(start, end, step):
        while start <= end:
            yield start
            start += step

    for eps in my_range(eps,10,0.2):
        k_c = (Ec/Ec1)
        eta_c = (eps/epscl)
        beta_car = 1/((1-(k_c)**(-1)))
        sigmac = ((beta_car*eta_c)/(beta_car-1+(eta_c**beta_car)))*(-1)*fcm*-1

        kappa = (1+2*alpha_g**2)**0.5/(1-alpha_g)*(eps-((sigmac)/Ec*1000))/1000
        cohe = cFaktor*sigmac
        erweiterung = [kappa, cohe]
        hardening.extend( erweiterung )

if Modell == "Popovics":
    betap = 1+0.4*(fcm/6.895)
    hardening = []
    eps = 0
    def my_range(start, end, step):
        while start <= end:
            yield start
            start += step

    for eps in my_range(eps,10,0.15):
        sigmac = ((betap*(eps/epscl))/(betap-1+(eps/epscl)**betap))*fcm

        kappa = (1+2*alpha_g**2)**0.5/(1-alpha_g)*(eps-((sigmac)/Ecm*1000))/1000
        cohe = cFaktor*sigmac
        erweiterung = [kappa, cohe]
        hardening.extend( erweiterung )

addMaterial( "Beton", "CONCR", "CRAPL", [ ] )
setParameter( MATERIAL, "Beton", "LINEAR/ELASTI/YOUNG", Ecm )
setParameter( MATERIAL, "Beton", "LINEAR/ELASTI/POISON", nu_c )
setParameter( MATERIAL, "Beton", "LINEAR/MASS/DENSIT", 2.5e-09 )

setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/CRKVA1/CRKVAL", fct )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TENSIO", 5 )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TENSI4/GF", Gf_c )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TENSI4/TENVAL", [ 3, 6.93 ] )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TAUCRI", 1 )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TAUCRI/BETA", 0.05 )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "MDFIXC/TENSI4/CBSPEC", "GOVIND" )

setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/YIELD", "DRUCKE" )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/COHESI", c )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/PHI", phi_grad )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/PSI", psi_grad )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/COHTYP", "HARDEN" )
setParameter( "MATERIAL", "Beton", "DRUPLA/PLASTI/COHHAR/KAPCOH", hardening )

# Material Stahlplatten
addMaterial( "Stahlplatten", "MCSTEL", "ISOTRO", [ ] )
setParameter( MATERIAL, "Stahlplatten", "LINEAR/ELASTI/YOUNG", 1e+8 )
setParameter( MATERIAL, "Stahlplatten", "LINEAR/ELASTI/POISON", 0.2 )
assignMaterial( "Stahlplatten", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten" ) )

# Material Betonstahl
addMaterial( "Betonstahl", "MCSTEL", "TRESKA", [ ] )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "LINEAR/ELASTI/YOUNG", Es )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "LINEAR/ELASTI/POISON", nu_s )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "TREPLA/YLDSTR", fyd )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "LINEAR/MASS/DENSIT", 7.85e-09 )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "TREPLA/TRESSH", "KAPSIG" )
setParameter( MATERIAL, "Betonstahl", "TREPLA/KAPSIG", [ 0, fyd, 0.025-ft/Es, ft ] )

# Material Bügelbewehrung
addMaterial( "Querbewehrung", "MCSTEL", "TRESKA", [ ] )
setParameter( MATERIAL, "Querbewehrung", "LINEAR/ELASTI/YOUNG", Es )
setParameter( MATERIAL, "Querbewehrung", "LINEAR/ELASTI/POISON", nu_s )
setParameter( MATERIAL, "Querbewehrung", "LINEAR/MASS/DENSIT", 7.85e-09 )
setParameter( MATERIAL, "Querbewehrung", "TREPLA/TRESSH", "KAPSIG" )
setParameter( MATERIAL, "Querbewehrung", "TREPLA/KAPSIG", [ 0, fyd, 0.025-ft/Es, ft ] )

```

```

# Materialzuweisung
setElementClassType( "SHAPE", namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten"), "STRSOL" )
assignMaterial( "Stahlplatten", "SHAPE", namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten") )

setElementClassType( "SHAPE", [ "Stütze" ], "STRSOL" )
assignMaterial( "Beton", "SHAPE", [ "Stütze" ] )

setShapeType( REINFORCEMENTSHAPE, namesIn(SHAPESET, "Querbewehrung") )
assignMaterial( "Querbewehrung", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Querbewehrung") )
setReinforcementDiscretization( namesIn(SHAPESET, "Querbewehrung"), "ELEMENT" )

setShapeType( REINFORCEMENTSHAPE, namesIn(SHAPESET, "Laengsbewehrung") )
assignMaterial( "Betonstahl", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Laengsbewehrung") )
setReinforcementDiscretization( namesIn(SHAPESET, "Laengsbewehrung"), "ELEMENT" )

#####

addGeometry( "Längsbewehrung", "RELINE", "REBAR", [ ] )
setParameter( GEOMET, "Längsbewehrung", "REITYP", "CIRBEA" )
setParameter( GEOMET, "Längsbewehrung", "CIRBEA/CIRCLE", dl )
assignGeometry( "Längsbewehrung", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Laengsbewehrung") )

addGeometry( "Bügel", "RELINE", "REBAR", [ ] )
setParameter( GEOMET, "Bügel", "REITYP", "REIEMB" )
setParameter( GEOMET, "Bügel", "REITYP", "CIRBEA" )
setParameter( GEOMET, "Bügel", "CIRBEA/CIRCLE", dw )
assignGeometry( "Bügel", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Querbewehrung") )

# Element Geometrie Stahlplatten
addGeometry( "Element geometry 3", "SOLID", "STRSOL", [ ] )
assignGeometry( "Element geometry 3", SHAPE, namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten") )

# Element Geometrie Beton
addGeometry( "Element geometry 4", "SOLID", "STRSOL", [ ] )
assignGeometry( "Element geometry 4", SHAPE, [ "Stütze" ] )

#####

# Meshing
setElementSize( namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten"), elesize, -1, True )
setMesherType( namesIn(SHAPESET, "Stahlplatten"), "HEXQUAD" )

setElementSize( [ "Stütze" ], elesize, -1, True )
setMesherType( [ "Stütze" ], "HEXQUAD" )
generateMesh( [ ] )

#####

# Analysis
Analyse = Projektname+"_A"
loadsize = str(loadstep1) + "(" + str(number1) + ")" + " + " +
           str(loadstep2) + "(" + str(number2) + ")"

addAnalysis( Analyse )
addAnalysisCommand( Analyse, "NONLIN", "Structural nonlinear" )

setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/LOAD/LOADNR", 1 )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/LOAD/STEPS/EXPLIC/SIZES", loadsize )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/ITERAT/MAXITE", 20 )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/ITERAT/METHOD/METNAM", "SECANT" )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/ITERAT/CONVER/SIMULT", True )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/ITERAT/CONVER/FORCE/NOCONV", "CONTIN" )
setAnalysisCommandDetail( Analyse, "Structural nonlinear",
                          "EXECUT(1)/ITERAT/CONVER/DISPLA/NOCONV", "CONTIN" )

runSolver( Analyse )
saveProject( )

q = q + 1 # Ende der Schleife

```

F-2 Betonmodell

Die den numerischen Berechnungen zugrundeliegenden Materialmodelle und -parameter sind im Aufsatz IV beschrieben. Im Folgenden werden ergänzende Informationen zum verwendeten Betonmodell angegeben. Beim DRUCKER-PRAGER-Modell handelt es sich um ein Zwei-Parameter-Modell [Dru-52]. Die Fließfläche wird durch die Kohäsion c sowie den inneren Reibungswinkel ϕ beschrieben.

Die Kohäsion c wird durch eine nichtlineare Beziehung in Abhängigkeit einer internen Zustandsvariablen κ angegeben. Hierzu bietet die Software Diana FEA die Möglichkeit der Eingabe eines cohesion-hardening-Diagramms [DIA-20]. Die Kennlinien werden aus der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen abgeleitet. Den in Bild F-1 zusammengestellten Kennlinien für die Nachrechnung der Stützen in Abschnitt 7.4.2 liegen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von POPOVICS zugrunde [Pop-73]. Diese können nach MÜLLER in guter Näherung sowohl für normal- als auch hochfeste Betone verwendet werden [Mül-16].

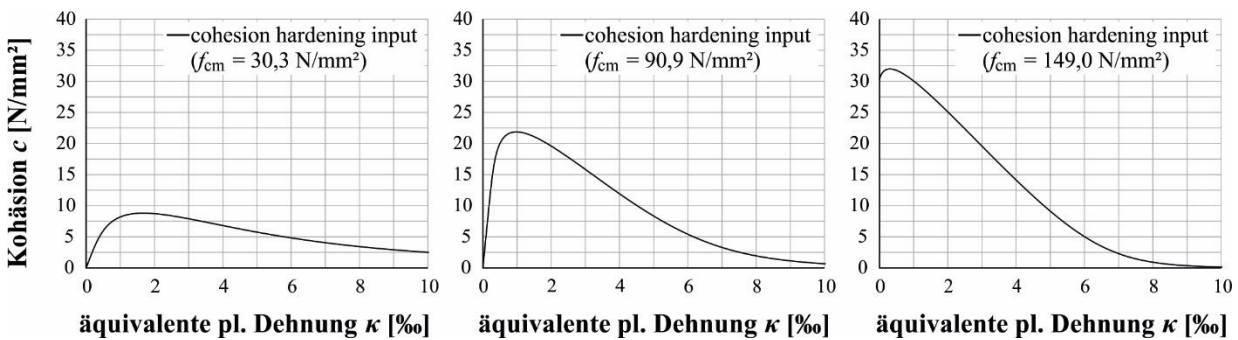


Bild F-1: Cohesion-hardening-Diagramme für NSC, HPC und UHPC

Das DRUCKER-PRAGER-Modell wird häufig zur Simulation von Betonbauteilen verwendet. Tabelle F-1 gibt einen Überblick über eine Auswahl von Veröffentlichungen, in denen der innere Reibungswinkel ϕ untersucht und angewendet wird.

Tabelle F-1: Untersuchungen zum inneren Reibungswinkel

Literatur	Betondruckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Innerer Reibungswinkel ϕ [°]
DORAN et al. [Dor-98]	22,5	32
CALAYIR et al. [Cal-04]	25	38
MALIK [Mal-07]	UHPC	37
ARSLAN [Ars-07]	HPC	37
ELLIS et al. [Ell-14]	UHPC	28
STEVEN [Ste-14b]	UHPC	25
FERHOUNE et al. [Fer-15]	NSC	20
MÜLLER [Mül-16]	NSC/HPC	47

Aus Tabelle F-1 kann kein Zusammenhang für die Wahl des inneren Reibungswinkels entnommen werden. Für die numerischen Untersuchungen wird auf experimentelle Ergebnisse von ÖZTEKIN et al. zurückgegriffen. Die Auswertungen zeigen, dass der Reibungswinkel mit zunehmender Betondruckfestigkeit ansteigt [Özt-16]. Da für UHPC keine experimentellen Werte vorliegen, wird die exponentielle Beziehung $\phi = 12,9 \cdot f_{cm}^{0,243}$ verwendet. Bild F-2 stellt sowohl die experimentellen Werte als auch die Extrapolation auf UHPC dar.

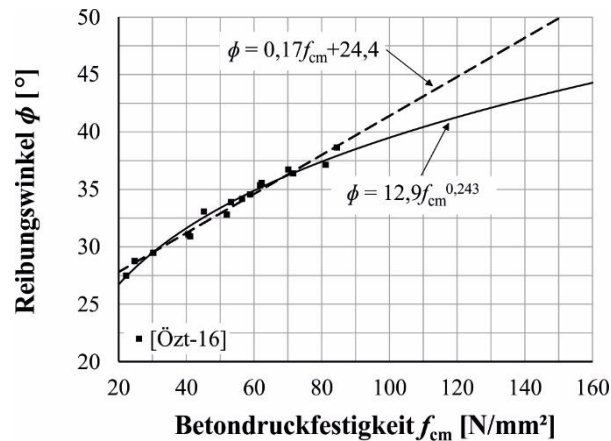


Bild F-2: Reibungswinkel in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit auf Basis der Untersuchungen in [Özt-16]

Zunächst werden Druckversuche an unbewehrten Betonzylindern simuliert. Bild F-3 zeigt, dass die angesetzten Werte für die Kohäsion sowie den Reibungswinkel die Nachrechnung der normal-, hoch- und ultra-hochfesten Zylinder in guter Näherung ermöglichen.

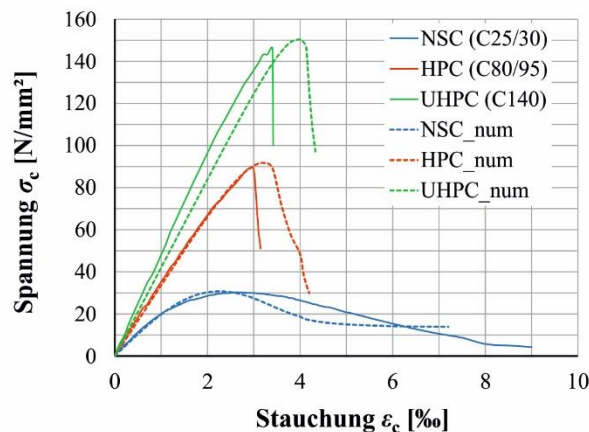


Bild F-3: Nachrechnung der Druckprüfungen an unbewehrten Betonzylinder für NSC, HPC und UHPC

Bild F-4 (links) zeigt den Betonzylinder bei Erreichen der Bruchstauchung. Der Vergleich mit der Simulation eines Würfels (rechts) zeigt das Materialverhalten bei mehraxialer Beanspruchung. Während für den Zylinder eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Druckspannungen erreicht wird, kommt es zu einer erhöhten mehraxialen Betondruckspannung im Würfelnern. Das Verhältnis von Zylinder- und Würfeln-

druckfestigkeit entspricht mit $f_{cm,cyl}/f_{cm,cube} \approx 0,81$ in etwa dem erwarteten Verhältnis aus Gleichung A-3.

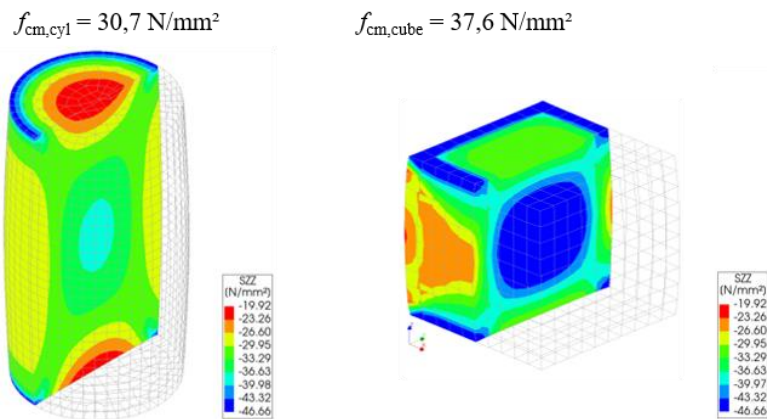


Bild F-4: Simulation von Druckprüfungen an Zylindern und Würfeln am Beispiel eines normalfesten Betons C 25/30

F-3 Diskret aufgelöste Bewehrung

Die Anwendung des vorgestellten FE-Modells auf normal-, hoch- und ultra-hochfeste Stahlbetonstützen zur Untersuchung des Einflusses der konstruktiven Durchbildung auf das Nachbruchverhalten kann [Mat-21a], [Emp-20c], [Mat-20], [Emp-20d] entnommen werden.

Im Folgenden wird eine Erweiterung des FE-Modells vorgestellt, bei dem die Bewehrung diskret aufgelöst wird. Das Modell gibt einen Ausblick auf zukünftige numerische Simulationen, mit denen die Phänomene hochbewehrter Stahlbetonstützen detaillierter abgebildet werden können. Bild F-5 zeigt die Geometrie sowie die Diskretisierung des Modells am Beispiel einer quadratischen Stahlbetonstütze mit einer Seitenlänge von $a = 20 \text{ cm}$. Die vier Längsstäbe haben einen Durchmesser von $\phi_s = 40 \text{ mm}$.

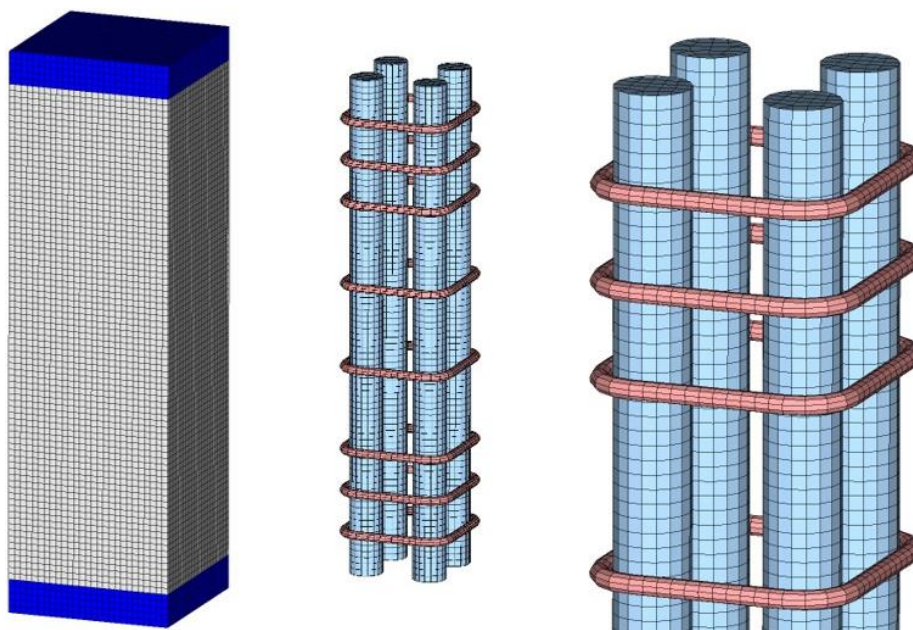


Bild F-5: FE-Stützenmodell mit diskret aufgelöster Bewehrung

Eine Validierung des Modells an Stützenversuchen ist ausstehend, dennoch lassen sich mit dem Modell bereits beschriebene Effekte anschaulich darstellen.

Bild F-6 (links) zeigt die Umschnürungswirkung. Im Längsschnitt durch die Stütze wird deutlich, dass die Endbereiche der Stütze durch engere Verbügelung sowie dem Kontakt zur Lasteinleitungsplatte eine hohe mehraxiale Betondruckspannung erreichen. Der Kern wird durch die Verbügelungen umschnürt und es bildet sich eine klare Trennlinie zur Betondeckung ab, die keine Umschnürung erfährt.

Bild F-6 (rechts) stellt die Hauptspannungstrajektorien in einem Längsschnitt mittig durch die Stütze dar. Zu erkennen sind die Spannungsumlenkungen im Bereich von Bügeln. In diesem Modell mit starrem Verbund ziehen die Bügel aufgrund ihrer hohen Steifigkeit Druckspannungen an. Durch das Setzen des Frischbetons und weitere herstellungsbedingte Effekte können Hohlräume unterhalb der Bügel entstehen, die zu einer Umleitung der Druckspannung um die Bügel führen.

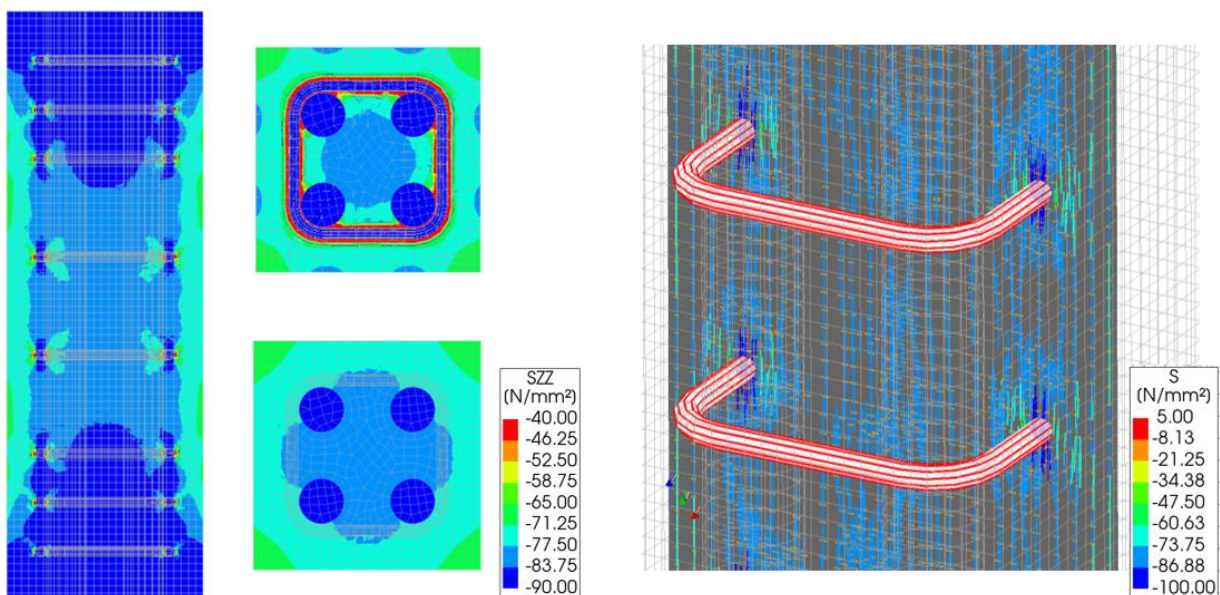


Bild F-6: FE-Stützenmodell mit diskret aufgelöster Bewehrung: SpannungspLOTS bei Erreichen der Traglast

Das erweiterte FE-Modell mit diskreter Modellierung der Bewehrungselemente ist ein sehr komplexes Modell und erfordert lange Rechenzeiten. Für die Simulation von Stützen mit großen Stabdurchmessern bietet sich daher eine diskrete Modellierung der Längsstäbe an, während die Bügelbewehrung vereinfachend als „embedded reinforcement“ beschrieben wird.

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

E-Mail: bibliothek@ibmb.tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen €7 und €30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:

<https://www.tu-braunschweig.de/ibmb>
(→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öliger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brand-räumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxismgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normelbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abshalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:
Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:
Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. 1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:
Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:
Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:
Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000. ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:
Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:
Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:
Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:
Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:
Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:
Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite Eu-
ram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite Eu-
ram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztage 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium des
Deutschen Ausschusses für Stahlbeton : 11.-
12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderungen
durch Temperaturbehandlung und Einsatz-
möglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.
Rostásy, zum 70 Geburtstag gewidmet.
2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschweiger
Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztage 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und –praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser : Brandschutz und mehr...

2003.

ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004.

ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-157-X

Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. März 2004.

ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004.

ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.

Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004.

ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005.

ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. Februar 2005.

ISBN 3-89288-164-2

- H. 184:
Hinrichs, W.
Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben: Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.
- H. 185:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.
- H. 186:
Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.
- H. 187:
Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.
- H. 188:
Budermann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.
- H. 189:
Gerritzen, D.P.
Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.
- H. 190:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bewe(ä)rteter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3
- H. 191:
Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1
- H. 192:
Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X
ISBN-13: 978-3-89288-174-2.
- H. 193:
Sperling, D.
Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8
ISBN-13: 978-3-89288-175-9.
- H. 194:
Grunert, J.P.
Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteiltalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6
ISBN-13: 978-3-89288-176-6.
- H. 195:
Budermann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.
- H. 196:
Bruder, S.
Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.

H. 197:
Holst, A.
Korrosionsmonitoring und Bruchortung
vorgespannter Zugglieder in Bauwerken.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:
Forell, B.
A Methodology to assess Species Yields of
Compartment Fires by means of an extended
Global Equivalence Ratio Concept. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21.
Fachseminar Brandschutz – Forschung und
Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braun-
schweig, Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:
Nothnagel, R.
Hydratations- und Strukturmodell für Ze-
mentstein. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:
Riese, O.
Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22.
Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten
, 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:
Klinzmann, C.
Methodik zur computergestützten, probabi-
listischen Bauwerksbewertung unter Einbe-
ziehung von Bauwerksmonitoring. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:
Schnetgöke, R.
Zuverlässigkeitsorientierte Systembewer-
tung von Massivbauwerken als Grundlage
für die Bauwerksüberwachung. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.

H. 205:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB 2008):
Konstruktiver Holzbau ; 4. November 2008.
ISBN 978-3-89288-188-9.

H. 206:
Kampmeier, B.
Risikogerechte Brandschutzlösungen für
den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.
ISBN 978-3-89288-189-6.

H. 207:
Husemann, U.
Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von
nachträglich aufgeklebten Lamellen durch
Bügelumschließungen.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-190-2

H. 208:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '09 : 23.
Fachtagung Brandschutz – Forschung und
Praxis, 29.9.2008 – 30.9.2009 ; Tagungs-
band.
ISBN 978-3-89288-191-9

H. 209:
Sperbeck, S.T.
Seismic Risk Assessment of Masonry Walls
and Risk Reduction by Means of Prestress-
ing. 2009.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-192-6

- H. 210:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2010 : :
24. Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten , 21. und 22.9.2010 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-194-0
- H. 211:
Hohm, V.
Wärmetransportmodell für gekoppelte Prozesse in der Brandsimulation. 2010.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-195-7.
- H. 212:
Kruse, D.
Entwicklung von Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen zum Entzündungsschutz von Holz unter Vollbrandbedingungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-196-4.
- H. 213:
Twelmeier, H.
Dauerhaftigkeitsprognose der Verfügu ng von gipshaltigem historischem Mauerwerk. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2010.
ISBN 978-3-89288-197-1.
- H. 214:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2011 : :
25. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis, 27. und 28.9.2011 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-198-8
- H. 215:
Hollmann, D.W.
Grundlagen und Ingenieurmodell für den Nachweis von Holzbauteilen mit Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen. 2011.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2011.
ISBN 978-3-89288-199-5
- H. 216:
Rostásy, F.S.
Assessment of Mechanical Properties of Structural Materials for Cryogenic Application (June 1988). 2011.
ISBN 978-3-89288-200-8
- H. 217:
Albrecht, C.
A risk-informed and performance-based life safety concept in case of fire. 2012.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2012.
ISBN 978-3-89288-202-2.
- H. 218:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2012 : :
26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten, 19. und 20.9.2012 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-203-9.
- H. 219:
Wichers, M.
Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-204-6.
- H. 220:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2013 : :
27. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 25. und 26.9.2013 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-205-3
- H. 221:
Krakowski, W..
Rissverhalten von Flächentragwerken aus Stahlbeton mit schiefwinkliger Bewehrung. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-206-0
- H. 222:
Krauss, H.-W.
Zur Auswirkung hochfeiner inerter Zusatzstoffe auf die Hydratationskinetik und die Mikrostruktur von Zementstein. 2013.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. 2013.
ISBN 978-3-89288-207-7
- H. 223:
Steven, G.
Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-208-4

- H. 224:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2014 : :
28. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 16. und 17.9.2014 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-209-1.
- H. 225:
Heumann; G.
Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung bestehender Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. 2014.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2014.
ISBN 978-3-89288-210-7
- H. 226:
Leusmann, T.
Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung. 2015.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2015.
ISBN 978-3-89288-211-4
- H. 227:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2015 : :
29. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 15. und 16.9.2015 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-212-1
- H. 228:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2016 : :
30. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 21. und 22.9.2016 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-213-8
- H. 229:
Oettel, V.V.
Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-214-5
- H. 230:
Hermerschmidt, W.
Modelle zur Beschreibung der thermomechanischen Materialeigenschaften jungen Betons. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-215-2
- H. 231:
Siemon, M.
Ein Pyrolysemodell zur Prognose der Brandausbreitung. 2016.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2016.
ISBN 978-3-89288-216-9.
- H. 232:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2017 : :
31. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 13. und 14. September 2017 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-217-6
- H. 233:
Lehmberg, S.
Herstellung und Eigenschaften von dünnwandigen, trocken gefügten Bauteilen aus ultrahochfestem faserverstärkten Feinkornbeton. 2018. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2017.
ISBN 978-3-89288-218-3
- H. 234:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2018 : :
32. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten ; 19. und 20. September 2018 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-219-0
- H. 235:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2019 : :
33. Fachtagung Brandschutz – Forschung und Praxis ; 25. und 26. September 2019 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-220-6
- Heft 236:
Busse, D.
Querkrafttragverhalten von Betonträgern mit dünnwandigen, mikrobewehrten Stegen. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 978-3-89288-221-3
- Heft 237:
Reichardt, M.
Alternde Stahlbetonbauteile unter Stoßbelastung im Kontext der Zwischenlagerung hoch radioaktiver Abfälle. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 9783-89288-222-0

Heft 238:
Javidmehr, S.
Shear Capacity of Concrete under Mono-
tonic and Cyclic Loading. 2019.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2019.
ISBN 9783-89288-223-7

Heft 239:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2020 :
34. Fachtagung – Forschung und Praxis. 16.
und 17. September 2020 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-224-4

Heft 240:
Küppers, J.
Grundlagenuntersuchungen zum Brandver-
halten von WDVS mit nachwachsenden
Rohstoffen. 2020. Zugl.: Braunschweig, TU,
Diss., 2019.
ISBN 978-3-89288-225-1

Heft 241:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2021 :
35. Fachtagung – Brandschutz bei Sonder-
bauten. 15. und 16. September 2021 – Ta-
gungsband.
ISBN 978-3-89288-226-8

Heft 242:
Lyzwa, J.
Zum Materialverhalten von Betonen in der
Brandabkühlphase. 2022.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2021.
ISBN 978-3-89288-227-5

Heft 243:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 2022:
36. Fachtagung – Forschung und Praxis.
14. und 15. September 2022 - Tagungsband
ISBN 978-3-89288-228-2

Heft 244:
Sander, L.
Leistungsorientierte Nachweise in Ver-
sammlungsstätten – Systematik für ein
Sicherheitskonzept für die Personen-
sicherheit im Brandfall. 2022
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2022
ISBN 978-3-89288-229-9

Heft 245:
Reiners, J.
The Influence of the Physical and Chemical
Properties of Hardened Cement Paste on the
Fire-Induced Spalling of Concrete. 2022
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2023.
ISBN 978-3-89288-230-5

Heft 246:
Matz, H.
Modellbildung und Konstruktion von hoch-
tragfähigen und vorgefertigten Stahlbeton-
druckgliedern. 2023.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2023.
ISBN 978-3-89288-231-2