



Technische
Universität
Braunschweig

iBMB **MPA**
TU BRAUNSCHWEIG

Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung

Guido Steven

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

Heft 223

Braunschweig

2014

ISBN 978-3-89288-208-4

ISSN 1439-3875

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

Eingereicht am 31.5.2013

Disputation am 21.2.2014

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann

Prof. Dr. Ing. Dietmar Hosser

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.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

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

Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung

Mit UHPC (Ultra High Performance Concrete) werden Stahlbetonstützen möglich, deren Tragfähigkeit mit Stahl- und Stahlverbundstützen vergleichbar ist. Ohne besondere konstruktive Maßnahmen versagen UHPC-Stützen allerdings mit dem Überschreiten der Höchstlast deutlich spröder als konventionelle, normalfeste Stahlbetonstützen.

Das Nachbruchverhalten kann durch eine Stahlfaserzugabe, die Erhöhung der Stahlfestigkeit und/oder des Bewehrungsgehaltes von Bügel- und Längsbewehrung verbessert werden. Um diese Maßnahmen an die Anforderungen der jeweiligen Praxisanwendung anpassen zu können, ist eine rechnerische Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens notwendig. In der Fachliteratur wird über unterschiedliche Modelle zur rechnerischen Bestimmung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit von Stahlbetonstützen berichtet. Ein Modell, das das Tragverhalten bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung einschließlich des Nachbruchbereiches wirklichkeitsnah beschreibt, existiert aber noch nicht. Um die Tragfähigkeit und das Nachbruchverhalten für die Praxisanwendung rechnerisch bestimmen zu können, ist diese Lücke zu schließen.

Die eigenen experimentellen und numerischen Untersuchungen konzentrieren sich auf die Tragfähigkeit und das Nachbruchverhalten von UHPFRC-Stützen mit Schlankheiten $\lambda \leq 70$. Als experimentelle Datenbasis wurde zunächst ein Versuchsprogramm mit insgesamt 17 großformatigen Stützenversuchen durchgeführt und im Detail analysiert. Die Auswertung ergab, dass die für konventionelle Stahlbetonstützen eingesetzten Modelle zur Bestimmung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit auf UHPFRC-Stützen übertragbar sind.

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen wurde ein Ingenieurmodell für UHPFRC-Stützen unter zentrischem Längsdruck und ein dreidimensionales numerisches Modell für zentrischen und einachsig exzentrischen Längsdruck entwickelt. Mit diesen Modellen können die Kraft-Verschiebungsbeziehungen von gedrunenen und schlanken bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung einschließlich des Nachbruchbereiches wirklichkeitsnah bestimmt werden.

Mit diesen an den eigenen Versuchen und Fremdversuchen validierten Modellen wurde in Parameterstudien die Wirksamkeit der Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit und des Nachbruchverhaltens von UHPFRC-Stützen rechnerisch untersucht. Auf dieser Grundlage konnten Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von UHPFRC-Stützen formuliert werden, die eine sichere Bestimmung der Tragfähigkeit und gezielte Anpassung des Nachbruchverhaltens an die jeweiligen Anforderungen ermöglichen.

Load bearing and post-peak behaviour of columns made of ultra high performance concrete (UHPC) and high strength longitudinal reinforcement

UHPC allows reinforced concrete columns with a bearing capacity which are comparable to steel and composite columns. But when no specific mechanical measures were applied, the post-peak behaviour of UHPC-columns is significantly more brittle than conventional columns made of normal-strength concrete.

The post-peak behaviour can be enhanced by a combination of steel fibres and in comparison to conventional rc-columns higher strength and reinforcement ratio of longitudinal bars and stirrups. In order to adjust this measurements on the requirements of the particular application a model for the numerical determination of the load-bearing behaviour including the post-peak zone is necessary. The literature reports about different models for the numerical determination of the load-bearing capacity of rc- cross-sections and columns. There was no model available to accurately foresee fully load-deformation curve of UHPFRC-columns with high-strength longitudinal reinforcement and confining lateral reinforcement. This knowledge gap should be closed for practical application of UHPRC-columns.

The experimental and numerical investigations focused on the load-bearing capacity and post-peak behaviour of UHPRC-columns with a slenderness $\lambda \leq 70$. As experimental basis a test programme with all in all 17 large scale column tests were carried out and analysed in detail. As a result it was determined that the load bearing capacity of cross section and system of UHPFRC-columns subjected to centrally and eccentrically axial thrust can be well estimated by the nonlinear computation methods used for conventional rc-constructions..

Derived from the experimental results an engineering model for UHPFRC-columns subjected to centrally axial thrust and a three-dimensional numerical model for centrally and eccentrically axial thrust has been developed. These models allow the realistic determination of the fully load-deformation curve of short and slender UHPFRC-columns with high-strength longitudinal reinforcement and confining lateral reinforcement.

With these tools validated on own tests and tests given in literature a parametric study was carried out. The parameter steel fibres dosage and strength and reinforcement ratio of longitudinal bars and stirrups has been varied with the aim to give a recommendation on the measures which are optimal to achieve a higher load bearing capacity and/or robustness of UHPFRC-columns. On this basis proposals for the dimensioning and structural design could be formulated, which allow a reliable determination of the load-bearing capacity and a optimum adaption of the post-peak behaviour to the requirements of the specific application.

Die vorliegende Arbeit entstand während und nach meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Empelmann. Ihm möchte ich für die Übertragung interessanter Aufgaben in Lehre und Forschung, für die Anregung zu dieser Arbeit sowie für die stets entgegengebrachte Unterstützung, die eingeräumten Freiheiten und das Vertrauen danken. Außerdem gilt ihm mein Dank für die Übernahme der Berichterstattung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Hosser gilt mein besonderer Dank dafür, dass er die Mitberichterstattung übernommen hat. Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Niemeier für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. Dinkler für die Ausübung der Prüfertätigkeit.

Bedanken möchte ich mich außerdem bei Herrn Dr. Droese für die anregende und fürsorgliche Führung in den ersten Jahren am Institut, die gewährten Einblicke in unser Steckenpferd Transrapid und das Korrekturlesen. Und Herrn Dr. Teutsch für die gute Zusammenarbeit im gemeinsamen Forschungsvorhaben.

Auch meinen Kollegen des Fachgebietes Massivbau, hier insbesondere Frau Müller, Herrn Wichers und Herrn Dr. Bodendiek möchte ich für eine sowohl dienstlich als auch privat durchgehend schöne Zeit danken. Frau von Chrzanowski danke ich für Ihre Zeichnungsarbeit und Herrn Kloß und Herrn Klinkert für die engagierte Versuchsdurchführung. Den wissenschaftlichen Hilfskräften Frau Baartz, Herr Hörmeyer, Frau Strahl-Sumara und Herr Wege danke ich für ihre tolle Mitarbeit.

Weiterhin gilt mein Dank der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Förderung der Arbeit und die stets gute Zusammenarbeit.

Meinem neuen Arbeitgeber dem Ingenieurbüro ASSMANN BERATEN + PLANEN und hier insbesondere Herrn Dr. Warnecke, Herrn Martens und Herrn Brückner, danke ich für die gewährten zeitlichen Freiräume bei der Fertigstellung dieser Arbeit.

Und meinen Eltern, von denen mein Vater die Fertigstellung leider um wenige Wochen nicht mehr erleben konnte, danke ich für ihre stete moralische Unterstützung.

Zuletzt möchte ich ganz besonders meiner Frau Friederike für die tolle Unterstützung auch als Bauingenieurin und unseren wunderbaren Kindern Berenike und Jan Thilo für die gestundete gemeinsame Zeit danken.

Braunschweig, im Mai 2014

Guido Steven

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Stand der Technik und Normung beim UHPC	4
1.3	Problemstellung	5
1.4	Ziel der Arbeit	6
1.5	Gliederung der Arbeit	6
2	Stand der Forschung	8
2.1	Beton	8
2.1.1	Allgemeines	8
2.1.2	Beton - Tragverhalten auf Druck	9
2.1.3	Stahlfaserbeton - Tragverhalten auf Druck	14
2.1.4	Beton - Tragverhalten bei Querdruck / Umschnürung	16
2.2	Stahl - Tragverhalten auf Druck	23
2.3	Stahlbetonstützen aus HPC	24
2.4	Stahlbetonstützen aus HPFRC	31
2.5	Stützen aus UHPC	33
2.5.1	Bewehrte UHPC-Stützen	33
2.5.2	Verbundstützen aus UHPC	35
2.6	Stützen aus UHPFRC	37
2.6.1	UHPFRC-Stützen bei Erdbebeneinwirkung	37
2.6.2	Längs- und bügelbewehrte UHPFRC-Stützen bei zentrischem Längsdruck	38
2.6.3	UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck ohne Bügelbewehrung	39
2.7	Zusammenfassung und offene Fragen	44
3	Experimentelle Untersuchungen	46
3.1	Vorbemerkungen	46
3.2	Stützenversuche	46
3.2.1	Gedrungene Stützen bei zentrischem Längsdruck	46
3.2.2	Gedrungene UHPFRC-Stützen bei exzentrischem Längsdruck	48
3.2.3	Schlanke UHPFRC-Stützen bei exzentrischem Längsdruck	49
3.3	Materialeigenschaften	50
3.3.1	Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betons im Druckbereich	50
3.3.2	Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons im Zugbereich	53
3.3.3	Spannungs-Dehnungsbeziehung der Betonstähle	54
3.4	Versuchsergebnisse	55
3.4.1	Gedrungene Stützen unter zentrischem Längsdruck	55

3.4.2	Gedrungene UHPFRC-Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck	61
3.4.3	Schlanke UHPFRC-Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck	65
4	Auswertung der eigenen Versuche	67
4.1	Vorbemerkungen	67
4.2	Festigkeit des UHPFRC im Bauteil	67
4.3	Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC	69
4.4	Spannungs-Stauchungsbeziehung des umschnürten UHPFRC	70
4.5	Querschnittstragfähigkeit M / N	81
4.6	Systemtragfähigkeit	83
4.7	Nachbruchverhalten	88
4.7.1	Allgemein	88
4.7.2	Beton im Druckbereich	89
4.7.3	Stahl im Druckbereich	90
4.7.4	Gedrungene Stützen unter zentrischem Längsdruck	90
4.7.5	Gedrungene Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck	93
4.7.6	Schlanke Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck	93
4.8	Zusammenfassung	93
5	Numerisches Modell	95
5.1	Allgemeines	95
5.2	Bruchkriterien	96
5.2.1	Einführung	96
5.2.2	Einparametrische Bruchkriterien	99
5.2.3	Zweiparametrische Bruchkriterien	100
5.2.4	Mehrparametrische Bruchkriterien	102
5.2.5	Verhalten im Nachbruchbereich / Fließregel	102
5.3	Nachrechnung der Spannungs-Stauchungsbeziehung mit dem eigenen numerischen Modell	103
5.4	Nachrechnung der UHPC- und UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 mit dem eigenen numerischen Modell	107
5.5	Nachrechnung UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 mit dem eigenen numerischen Modell	112
5.6	Nachrechnung UHPFRC-Stützen C1 und C2 mit dem eigenen numerischen Modell	116
5.7	Nachrechnung der Versuche von WATANABE (KOMURO)	122
5.8	Nachrechnung der Versuche von SUGANO	124
5.9	Nachrechnung der Versuche von MALIK	125
5.10	Zusammenfassung	127

6	Ingenieurmodell zum Nachbruchverhalten von UHPFRC-Stützen	128
6.1	Allgemeines	128
6.2	Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC bei einachsigem Druck	128
6.3	Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei dreiaxsigem Spannungszustand (Längsdruck / Querdruck)	136
6.4	Ansatz zur Beschreibung des Tragverhaltens der Längsbewehrung	138
6.5	Validierung des Ingenieurmodells	144
6.6	Zusammenfassung der Ergebnisse der Nachrechnung	152
7	Parameterstudien zur Tragfähigkeit und dem Nachbruchverhalten von UHPFRC-Stützen	153
7.1	Allgemeines	153
7.2	Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem Längsdruck	153
7.3	Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	157
7.3.1	Allgemeines	157
7.3.2	Einfluss des Bügelbewehrungsgrades ρ_w	157
7.3.3	Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l	162
7.3.4	Einfluss der Stahlgüte der Bügelbewehrung	165
7.3.5	Einfluss der Stahlgüte der Längsbewehrung	166
7.4	Schlanke UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	167
7.4.1	Einfluss des Bügelbewehrungsgrades ρ_w	167
7.4.2	Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l	169
7.5	Zusammenfassende Auswertung der Parameterstudie	171
7.5.1	Grundsätzliches	171
7.5.2	Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	171
7.5.3	Schlanke UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	174
7.6	Ergebnisse der Parameterstudie	177
8	Zusammenstellung der entwickelten Modelle	178
8.1	Materialgesetze	178
8.1.1	Modell zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC bei einachsigem Druck	178
8.1.2	Modell zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei dreiaxsigem Spannungszustand (Längsdruck / Querdruck)	179

8.1.3	Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens der Längsbewehrung	181
8.2	Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen	182
8.2.1	Modell zur rechnerischen Ermittlung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen	182
8.2.2	Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	184
8.2.3	Systemtragfähigkeit von schlanken UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck	187
8.3	Nachbruchverhalten	187
8.3.1	Nomogramme zur Stauchungsduktilität μ_{50} gedrungener UHPFRC-Stützen	188
8.3.2	Nomogramme zur Stauchungsduktilität μ_{50} schlanker UHPFRC-Stützen ($\lambda \leq 70$)	189
9	Empfehlung zur konstruktiven Durchbildung von UHPFRC-Stützen	192
9.1	Längsbewehrung	192
9.2	Bügelbewehrung	192
9.3	Stahlfaserbewehrung	193
10	Zusammenfassung und Ausblick	195
11	Literatur	198
Anhang A:	Betonzusammensetzungen	A-1
Anhang B:	Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Betone bei Druckbeanspruchung	B-1
Anhang C:	Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Betone bei Zugbeanspruchung	C-1
Anhang D:	Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Stähle	D-1
Anhang E:	Versuche an gedrunenen zentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen (S1 bis S6 und VK1 bis VK2)	E-1
Anhang F:	Versuche an gedrunenen zentrisch gedrückten Stützen aus normal- und hochfesten Betonen (VK3 bis VK10)	F-1
Anhang G:	Versuche an gedrunenen exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen (SE1 bis SE7)	G-1
Anhang H:	Versuche an schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen C1 und C2	H-1
Anhang I:	FE-Nachrechnung der Versuche mit zentrischem Längsdruck	I-1
Anhang J:	FE-Nachrechnung der Versuche mit exzentrischem Längsdruck	J-1

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche	M	Moment
E	Beanspruchung	N	Längskraft
E	Elastizitätsmodul	Q	veränderliche Einwirkung
F	Einwirkung (Kraft)	R	Tragwiderstand
G	ständige Einwirkung	V	Querkraft
I	Biegesteifigkeit		

Kleine lateinische Buchstaben

b	Breite, brutto	l	Länge; Stützweite, Längsrichtung
c	Betondeckung	m	Mitte
cal	Rechenwert	n	netto
d	statische Nutzhöhe; Durchmesser	r, res	resultierend
e	Ausmitte (Exzentrizität)	r	Mittlerer Rissabstand der Längsrisse
exp	experimentell bestimmt	s	Abstand, Stababstand
f	Festigkeit	t	Zeitpunkt
h	Höhe, Bauteildicke	w	Rissbreite; Querrichtung
i	Trägheitsradius	x	Höhe der Druckzone
k	Triaxialfaktor, Proportionalitätsfaktor, Plastizitätsfaktor	z	Hebelarm der inneren Kräfte

Griechische Buchstaben

α	Abminderungsbeiwert	μ	bezogenes Moment; Stauchungsduktilität
β	Knicklängenbeiwert	ν	bezogene Normalkraft
γ	Teilsicherheitsbeiwert	ρ	geometrisches Bewehrungsverhältnis
Δ	Differenz	σ	Normalspannung
ε	Dehnung	φ	Kriechbeiwert
λ	Schlankheit	Ψ	Dilatanzwinkel, Neigung

Große lateinische Buchstaben mit Indizes

$A_{c,b}$	Brutto-Querschnittsfläche des Betons [cm ²]
$A_{c,n}$	Netto-Querschnittsfläche des Betons [cm ²]
$A_{c,eff}$	Querschnittsfläche des umschnürten Betons in der Achse der Bügelstäbe [cm ²]
$A_{c,nomc}$	Querschnittsfläche der Betondeckung [cm ²]
A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung [cm ²]

Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

a_{sw}	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung [cm ² /m]
b_0	Achsabstand der Längsbewehrung in den Eckpunkten einer bügelumwehrten rechteckigen bzw. quadratischen Stütze; Durchmesser der Achsenlinie der Längsbewehrung einer bügel- bzw. wendelbewehrten Kreisstütze
b_c	Abstand der Bügelbewehrung einer bügelumwehrten rechteckigen bzw. quadratischen Stütze gemessen in der Stabachse der Bügel
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
d_1, d_2	Randabstand der Bewehrung auf der Zug- bzw. weniger gedrückten Seite und der Druckseite
d_f	Durchmesser der Stahlfasern
d_s	Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung
e_0	planmäßige Lastausmitte
e_1	Summe aus planmäßiger und zusätzlicher ungewollter Lastausmitte
e_2	zusätzliche Lastausmitte aus Verformungen nach Theorie II. Ordnung
e_a	zusätzliche ungewollte Lastausmitte

Bezeichnungen

e_{tot}	Gesamtausmitte
$e_{y,\text{Lager}}$	Ausmitte aus Verschiebung des Druckpunktes der Kipplager
$e_{y\text{m}}$	Ausmitte aus Horizontalauslenkung in Stützenmitte
$e_{y\text{m,tot}}$	Gesamtausmitte in Stützenmitte
$f_{\text{ck}}, f_{y\text{k}}$	charakteristischer Wert der Druckfestigkeit des Betons bzw. der Streckgrenze der Bewehrung
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_r	mittlere Umschnürungsspannung bezogen auf die Bügelachse
g_f	Zugabemenge Stahlfasern [kg/m ³]
h_c	Durchmesser der Stabachse der Bügelbewehrung einer bügel- bzw. wendelbewehrten Kreisstütze bzw. Achsabstand der Bügelbewehrung einer bügelumwehrten rechteckigen Stütze auf der längeren Seite
k_e	Verhältnis zwischen der minimal zwischen den Bügelebenen umschnürten Kernfläche und der Nettofläche der Stütze
k_f	Proportionalitätsfaktor für Faserbeton
l_{col}	Länge einer Einzelstütze zwischen den idealisierten Lagerungen
l_f	Länge der Stahlfasern
s_l	Achsabstand der Längsbewehrung in Bauteilquerrichtung
s_w	Achsabstand der Bügelbewehrung in Bauteillängsrichtung
v_f	Zugabemenge Stahlfasern [Vol.-%]
w_i	lichter Abstand der von Bügeln in Querrichtung gehaltenen Längsbewehrung

Griechische Buchstaben mit Indizes

$\alpha_{1(\text{fcm})}$	Bauteilfaktor zur Erfassung einer abweichenden Betondruckfestigkeit im bewehrten Bauteil im Vergleich zu dem an unbewehrten Probekörpern ermittelten Mittelwert f_{cm}
$\alpha_{1(\text{fck})}$	Bauteilfaktor zur Erfassung einer abweichenden Betondruckfestigkeit im bewehrten Bauteil im Vergleich zu dem an unbewehrten Probekörpern ermittelten charakteristischen Wert f_{ck}
α_2	Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Betonfestigkeit
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl und Spannstahl
Δl_z	Verkürzung in Stützenlängsrichtung gemessen am Stützenkopf
ϵ_0	Achsdehnung
ϵ_c	Dehnung des Betons
ϵ_{c1}	Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit
ϵ_{c2}	Dehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze
ϵ_{cc}	Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit des umschnürten Betons
ϵ_l, ϵ_q	Längs- bzw. Querdehnung
$\epsilon_s, \epsilon_{sw}$	Dehnung des Betonstahls bzw. der Bügelbewehrung
ϵ_y	Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze
ϵ_{yd}	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls an der Streckgrenze
μ_{50}	Stauchungsduktilität als Quotient aus der Verkürzung $\Delta l_{z,50}$ eines Versuchskörpers bei einer Normalkrafttragfähigkeit im Nachbruchbereich von 50 % der Höchstlast $\max N$ bezogen auf den zur Höchstlast zugehörigen Weg $\Delta l_{z,\max N}$
ρ_a	Anteil des Stahles an der Querschnittsfläche eines Verbundquerschnittes
ρ_l	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
ρ_w	Bügelbewehrungsgrad bezogen auf den von den Bügelachsen umschlossenen Kern [Vol.-%]
σ_c, σ_s	Spannung im Beton bzw. im Betonstahl
$\sigma_{s,c1}$	Stahlspannung in der Längsbewehrung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit
σ_{sw}	Spannung im Betonstahl der Bügelbewehrung
ϕ_{sl}, ϕ_{sw}	Stabdurchmesser der Längs-bzw. Bügelbewehrung

1 Einführung

1.1 Motivation

Heutige Bauwerke werden immer schlanker und filigraner ausgeführt. Die dadurch bedingte höhere Beanspruchung erfordert eine Weiterentwicklung der eingesetzten Baustoffe und Konstruktionen. Für Stützen in Massivbauweise bedeutet dies, dass ihre Tragfähigkeit bei gegebenem Querschnitt gesteigert werden muss. Als Randbedingungen dieser Optimierungsaufgabe sind die Wirtschaftlichkeit und im zunehmenden Maße die Nachhaltigkeit zu berücksichtigen. Wirtschaftlich ist eine Stütze dann, wenn eine geforderte Leistung (z. B. Tragfähigkeit bei minimalem Querschnitt) erreicht wird und die Herstellkosten geringer als bei vergleichbar leistungsfähigen Konstruktionen sind. Eine Verbesserung der Nachhaltigkeit ist gegeben, wenn die beim Bau und Betrieb des Bauteiles entstehenden Umweltbeeinflussungen minimal werden.

Nach DIN EN 1992-1-1 [15] bemessene Stahlbetonstützen, im weiteren als „konventionelle Stützen“ bezeichnet, können mit Betondruckfestigkeiten bis $f_{ck} = 100$ MPa, Längsbewehrungsgraden $\rho_l \leq 9\%$ und Betonstählen mit einer Streckgrenze $f_{yk} = 500$ MPa errichtet werden. Die Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} bei zentrischer Beanspruchung ergibt sich für konventionelle Stahlbetonquerschnitte durch die Überlagerung der Traganteile des Betons und der Längsbewehrung zu

$$\sigma_{Rd} = (1 - \rho_l) \cdot f_{cd} + \rho_l \cdot f_{yd} \quad \text{Gl. 1-1}$$

und ist in Bild 1-1 für verschiedene Betongüten und Längsbewehrungsgrade ρ_l dargestellt.

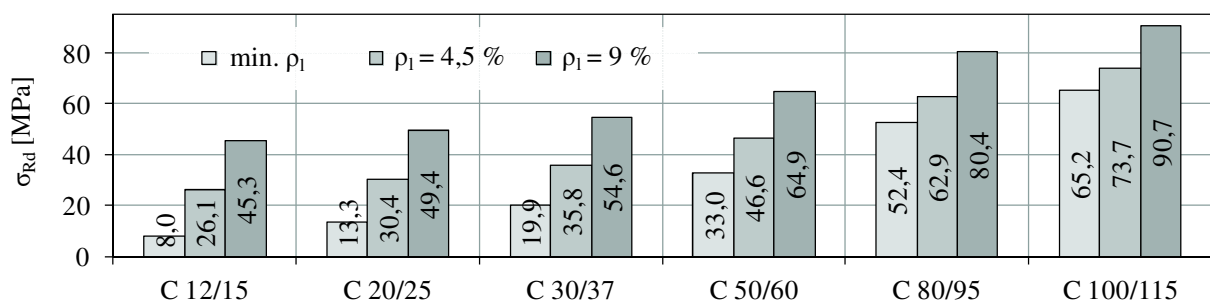


Bild 1-1: Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} zentrisch gedrückter Stahlbetonquerschnitte

Mit Stahl- und Stahlverbundquerschnitten lassen sich allerdings deutlich höhere Bemessungsnormalspannungen σ_{Rd} erzielen, die bei einem nach [16] zulässigen Stahltraganteil von $\delta_a = 90\%$ etwa 135 MPa erreichen können.

Bild 1-2 zeigt die Querschnitte einer Stahlbetonstütze C 100/115 (links), einer Verbundstütze (Mitte) und einer Stahlstütze (rechts). Die Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} unter zentrischer Druckbeanspruchung ergibt sich für den Stahlbetonquerschnitt zu 90,7 MPa. Dagegen vermögen der Verbundquerschnitt und der mit Brandschutzverkleidung ummantelte Stahlquerschnitt bei gleichen äußeren Querschnittsabmessungen eine auf den Bruttoquerschnitt bezogene Spannung von 135 MPa (+64 %) aufzunehmen.

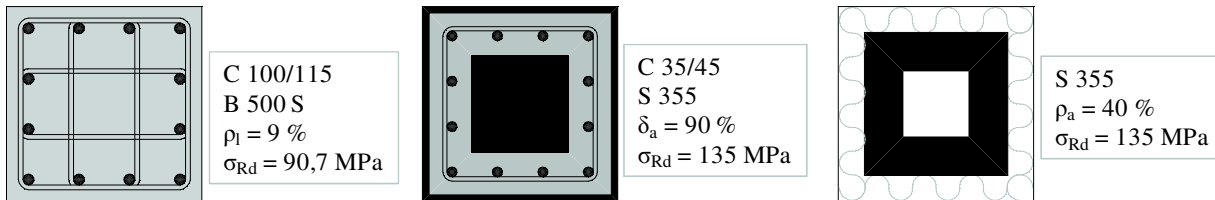


Bild 1-2: Auf den Bruttoquerschnitt bezogene Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} verschiedener Stützenquerschnitte

Die Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} einer Stahlbetonstütze kann durch die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ($\rho_l > 9 \%$), durch den Einsatz höherer Stahlfestigkeiten ($f_{yk} > 500 \text{ MPa}$) und durch die Steigerung der Betondruckfestigkeit ($f_{ck} > 100 \text{ MPa}$) vergrößert werden.

Wegen des im Vergleich zu Beton höheren Energieaufwandes bei der Stahlerzeugung, aber auch aus Kosten- und Herstellungsgründen, ergibt eine alleinige Erhöhung der Tragfähigkeit durch zusätzliche Längsbewehrung keine Verbesserung der Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit [23]. Somit verbleiben als Möglichkeiten für die Leistungssteigerung von Stahlbetonstützen die Erhöhung der Druckfestigkeit des Stützenbetons und der Einsatz hochfester Längsbewehrung.

In Bild 1-3 ist die mit steigender Betondruckfestigkeit wachsende Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} von Stahlbetonquerschnitten mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 9 \%$ dargestellt, wobei die Traganteile des Betons und der Längsbewehrung separat aufgetragen sind. Für die konventionellen Betone wurde eine normalfeste Längsbewehrung aus Betonstahl B500 und für die ultrahochfeste Stahlbetonstütze ein Betonstahl S670 mit einer Streckgrenze von $f_{yk} = 670 \text{ MPa}$ angesetzt. Die Bemessungsnormalspannung des ultrahochfesten Betons wurde nach [10] für UHPC mit Faserzugabe (UHPRFC: Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete) in Fertigteilbauweise (FT) abgeschätzt.

Zum Vergleich sind in Bild 1-3 auch die Werte für die in Bild 1-2 dargestellten Verbund- und Stahlstützenquerschnitte dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass durch den Einsatz von UHPRFC die Tragfähigkeit von Stahlbetonstützen deutlich erhöht werden kann und Bemessungsnormalspannungen σ_{Rd} wie bei Stahl- und Stahlverbundstützen erreicht werden können.

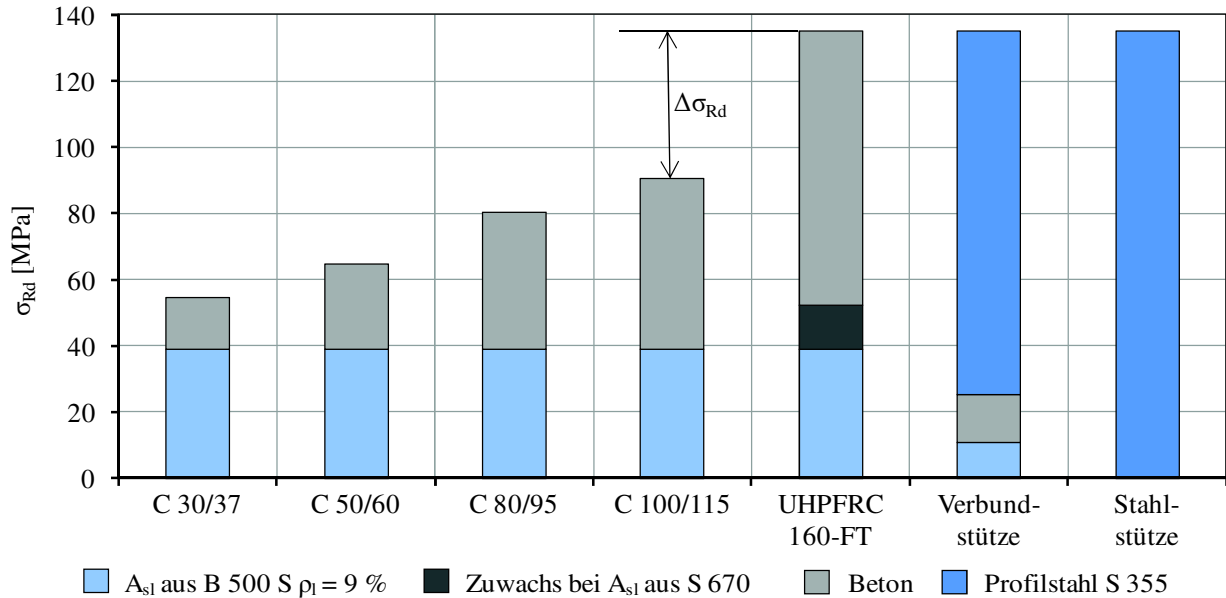


Bild 1-3: Auf den Gesamtquerschnitt bezogene Bemessungsnormalspannung σ_{Rd} von Stahlbeton-, Verbund- und Stahlquerschnitten

Als Anwendungsbeispiel für UHPFRC-Stützen kann der 2002 fertiggestellte Neubau, genannt „Post Tower“, der Generaldirektion Post in Bonn (Bild 1-4) gelten. Hier wurden aus architektonischen Gründen in den 42 Obergeschossen Stützen mit minimalen Außenabmessungen gefordert. Wie der Vergleich in [23] zeigt, waren die vorgegebenen Abmessungen mit konventionellen Stahlbetonstützen nicht mehr realisierbar. Deshalb wurden die etwa 1600 Stützen in den Obergeschossen des Post Tower als Stahlverbundstützen der Bauweise „Geilinger“ (Fa. Spannverbund) hergestellt. Wie der Vergleich in [23] ergab, hätten die Herstellkosten für die Stützen beim Post Tower Bonn durch einen Einsatz von UHPFRC-Stützen, bei gleichen Außenabmessungen, um 40 % reduziert werden und der für die Herstellung der Baustoffe erforderliche Energieaufwand um 50 % vermindert werden können.

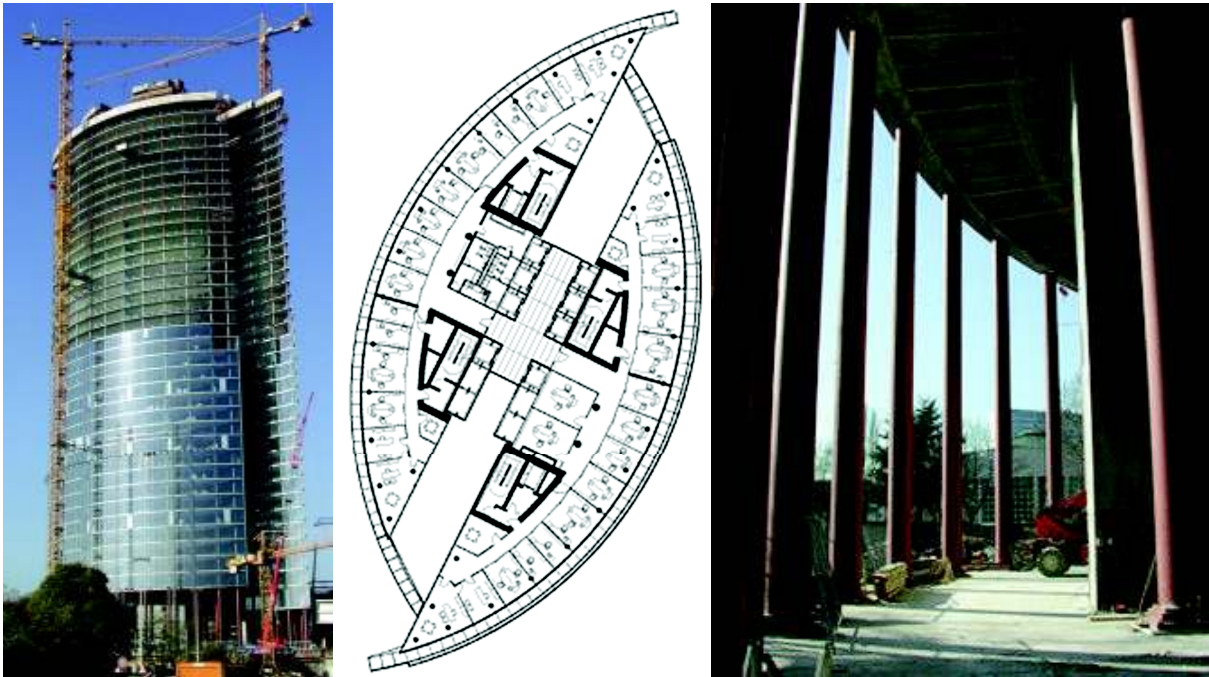


Bild 1-4: Seitenansicht (links), Grundriss (Mitte) und Foyerstützen im Bauzustand (rechts) des Post Tower in Bonn [Mitte: www.wsi-stuttgart.de, rechts: www.spannverbund.de]

1.2 Stand der Technik und Normung beim UHPC

Als ultrahochfeste Betone werden in Deutschland Betone mit einer Druckfestigkeit $f_{ck} \geq 150$ MPa bezeichnet. Der Stand der Technik wurde im Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“ [10] zusammengefasst.

In den Jahren 2005-2012 wurde im Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton (UHPC)“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) an der grundlegenden wissenschaftlichen Erforschung des Baustoffs gearbeitet. Die Ergebnisse sollen letztendlich in Normen bzw. Richtlinien und konkreten Anwendungen münden. Am iBMB der TU Braunschweig im Fachgebiet Massivbau wurde im Rahmen des SPP u.A. das Teilprojekt "Trag- und Verformungsverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Stahlfaserbeton mit hochfester Längsbewehrung" bearbeitet.

International existieren für die Bemessung von Bauteilen mit UHPC die vorläufige französische Richtlinie der Association Francais de Génie Civil (AFGC) [1] und der Entwurf der japanischen Richtlinie der Japan Society of Civil Engineers (JSCE) [36]. Beide Dokumente enthalten keine speziellen Bemessungs- und Konstruktionsgrundsätze für UHPC-Stützen. Ein Ausschuss der Federation International du Beton (fib) erarbeitet derzeit Baustoff- und Bemessungsregeln für UHPC mit Druckfestigkeiten $f_{ck} > 120$ MPa.

1.3 Problemstellung

UHPC eignet sich wegen seiner sehr hohen Druckfestigkeit besonders gut für Stützen. Die sehr hohe Druckfestigkeit ist allerdings mit einem äußerst spröden Verhalten verbunden. Bauteile aus unbewehrtem UHPC versagen beim Erreichen der Tragfähigkeit ohne Vorankündigung quasi explosionsartig. Bild 1-5 (links) zeigt einen Prüfzylinder $\varnothing 15 \cdot 30$ cm aus UHPC 140 (ohne Stahlfasern) nach dem ohne Vorankündigung eingetretenen Bruch und Bild 1-5 (rechts), die hierbei ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung.

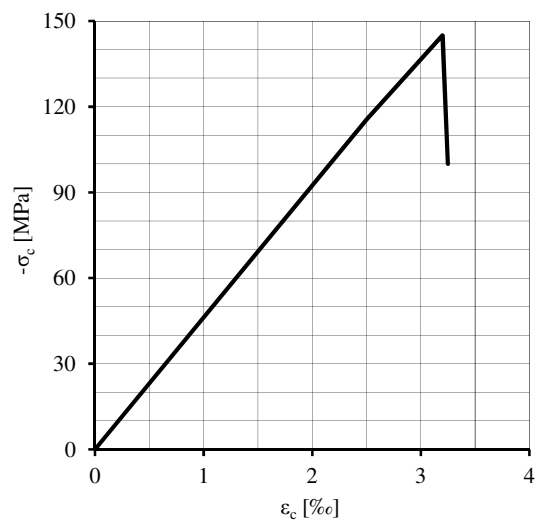
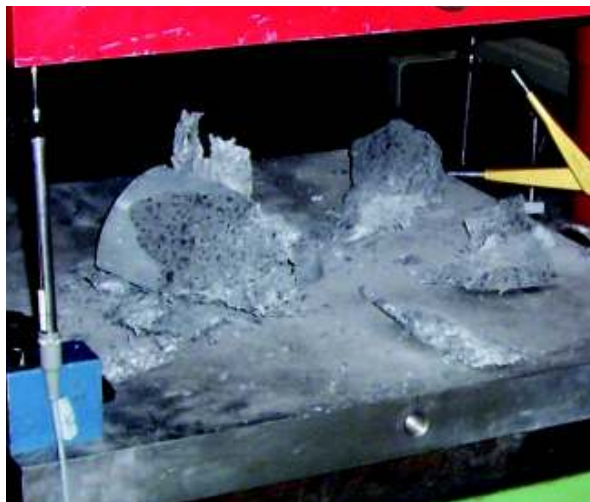


Bild 1-5: Probekörper aus UHPC 140 nach dem Versuch (links) und Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPC 140 (rechts)

Aber auch bewehrte Stützen aus UHPC zeigen, wenn keine besonderen Maßnahmen zur Verbesserung des Nachbruchverhaltens eingesetzt werden, im Vergleich zu konventionellen Stützen aus normalfesten Betonen ein deutlich spröderes Tragverhalten mit einem steilen Abfall der Tragfähigkeit im Nachbruchbereich.

Für die Anwendung sind ein robustes Nachbruchverhalten und eine deutliche Vorankündigung des Versagens erwünscht. Zur Erfüllung dieser Forderungen sind Maßnahmen zu entwickeln, die geeignet sind, das Nachbruchverhalten entsprechend zu verbessern.

Um die Wirkungsweise dieser Maßnahmen, deren Interaktionen und die Wirksamkeit verifizieren zu können, sind Modelle zur rechnerischen Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens von Stützen aus ultrahochfestem Beton einschließlich des Nachbruchbereiches unabdingbar.

National als auch international gibt es aktuell noch kein Modell, das die rechnerische Beschreibung des im Versuch festgestellten Tragverhaltens - insbesondere im Nachbruchbereich - von bügelbewehrten UHPC- und UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung zutreffend ermöglicht.

Ebenso unabdingbar für die Anwendung sind Modelle zur rechnerischen Bestimmung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit bei zentrischem und exzentrischem Längsdruck. Hier ist zu prüfen, ob die für konventionelle Stahlbetonkonstruktionen eingesetzten Modelle auf Stützen aus ultrahochfestem Beton angewendet werden können.

1.4 Ziel der Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung eines Modells zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens von bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung.

1.5 Gliederung der Arbeit

Nachdem in diesem Kapitel das Potential der UHPFRC-Stütze, die Problemstellung, die Zielsetzung und die Vorgehensweise erläutert wurden, wird im Kapitel 2 ein Überblick über die bisherigen Erkenntnisse zum Tragverhalten von Stützen aus hoch- und ultrahochfestem Beton gegeben.

Darauf folgend wird im Kapitel 3 über insgesamt siebzehn eigene Versuche zum Tragverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton berichtet, die die experimentelle Datenbasis darstellen.

Diese Versuche werden im Kapitel 4 mit dem Ziel ausgewertet, hieraus Erkenntnisse zur Festigkeit des UHPFRC im Bauwerk und zur Spannungs-Stauchungsbeziehung des umschnürten Kernbetons von UHPFRC-Stützen zu erlangen. Ferner wird untersucht, ob die für konventionelle Stahlbetonkonstruktionen eingesetzten Modelle zur Bestimmung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit auf UHPFRC-Stützen übertragbar sind.

In Kapitel 5 wird über ein FE-Modell zur numerischen Analyse des Trag- und Nachbruchverhaltens von bügelumschnürten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung unter zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck einschließlich des Nachbruchbereiches berichtet. Das Modell wurde an den eigenen Versuchen und verwertbaren Untersuchungen aus der Literatur validiert.

Durch Auswertung der Versuche wird im Kapitel 6 ein Ingenieurmodell entwickelt, das das Tragverhalten von umschnürten UHPFRC-Stützen (einschließlich der Berücksichtigung des Ausknickens der Bewehrungsstäbe) unter zentrischem Längsdruck beschreiben kann.

Mit Hilfe von numerischem Modell und Ingenieurmodell wurden Parameterstudien (Kapitel 7) durchgeführt, die Aussagen zur Wirksamkeit von tragfähigkeits- und robustheitsfördernden Maßnahmen im Sinne einer Verbesserung des Nachbruchverhaltens (wie z. B. Erhöhung der Stahlfestigkeit und/oder des Bewehrungsgehaltes von Bügel- und Längsbewehrung und/oder Zugabe von Stahlfasern) ermöglichen.

Die in dieser Arbeit entwickelten Modelle werden in Kapitel 8 zusammenfassend dargestellt.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Parameterstudie werden im Kapitel 9 Empfehlungen zur Bemessung und konstruktiven Durchbildung von zentrisch und exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen formuliert.

Kapitel 10 fasst die Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt einen Überblick über die für den praktischen Einsatz von UHPFRC-Stützen noch notwendigen Untersuchungen.

2 Stand der Forschung

Nach einer kurzen Darstellung der Betontechnologie zur Herstellung ultrahochfester Betone wird auf die Materialeigenschaften der verwendeten Betone und Stähle eingegangen. Anschließend wird der für die angesprochenen Fragestellungen zum Trag- und Nachbruchverhalten von umschnürten UHPFRC-Stützen maßgebende Stand der Forschung für Stahlbetonstützen und Verbundstützen aus hoch- und ultrahochfestem Beton (auch mit Stahlfasern) dargestellt.

2.1 Beton

2.1.1 Allgemeines

In Deutschland werden Betone bezüglich ihrer Druckfestigkeit, wie in Tabelle 2-1 dargestellt, klassifiziert.

Tabelle 2-1: Einteilung in Betonfestigkeitsklassen

Normalfester Beton (NSC)	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$\leq C 50/60$
Hochfester Beton (HPC)	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 100 \text{ MPa}$	C 55/67 bis C100/115
"Übergangsbereich" (HPC / UHPC)	$100 \text{ MPa} < f_{ck} < 150 \text{ MPa}$	C 110 bis C 145
Ultrahochfester Beton (UHPC)	$f_{ck} \geq 150 \text{ MPa}$	$\geq C 150$

Derzeit sind ultrahochfeste Betone mit Druckfestigkeiten von bis zu 200 MPa zielsicher herstellbar. Dies gelingt durch eine Minimierung der Gefügestörungen und Vergrößerung der Packungsdichte. Hierzu wird die Porosität der Zementmatrix durch Reduktion des Wasser-Bindemittelwertes verringert und die Packungsdichte durch gezielte Auswahl der groben und feinen Zuschläge erhöht.

Für die Hydratation des Zementes ist ein Wasser-Zementwert von $w/z = 0,20$ ausreichend. Wenn keine Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM) eingesetzt werden, ergibt sich mit diesem Wasser-Zementwert (w/z -Wert) eine sehr steife Konsistenz, die nur schwer verarbeitbar ist und z. B. nicht als konventioneller Rüttelbeton verwendet werden kann. Eine ausreichende Verarbeitbarkeit lässt sich dann nur erreichen, wenn dem Beton zusätzliches, für die Erhärtung nicht erforderliches, Wasser zugegeben wird. Die aus diesem Überschusswasser im Festbeton verbleibenden Kapillarporen mindern die Festigkeit des Zementsteines signifikant.

Der w/z-Wert, der bei Normalbeton im Regelfall zwischen 0,4 und 0,7 liegt, wird bei HPC auf bis 0,35 und bei UHPC bis hinunter auf $w/z = 0,1$ gesenkt.

Dadurch werden sowohl der Porenraum als auch die Porengröße reduziert und damit die Festigkeit gesteigert. Durch den niedrigen w/z-Wert ist keine vollständige Hydratation möglich, sondern es verbleiben ungebundene Zementreste, die wie feine Zuschläge wirken. Um UHPC trotz des niedrigen w/z-Wertes verarbeiten zu können, werden Hochleistungsfließmittel aus z. B. Polycarboxylatethern (PCE) eingesetzt.

2.1.2 Beton - Tragverhalten auf Druck

Auf Druck beanspruchter normalfester Beton zeigt bereits ab ca. 40 % der Druckfestigkeit eine nichtlineare Spannungs-Stauchungsbeziehung [54]. Das ausgeprägt nichtlineare Tragverhalten von NSC wird durch das Zusammenwirken der Komponenten Zementstein und Zuschlag und deren Kontaktzone bestimmt. Die beiden Phasen des Betons unterscheiden sich sehr deutlich in ihrer Struktur sowie in ihren Festigkeits- und Verformungseigenschaften.

Durch eine im Vergleich zur restlichen Zementmatrix bei NSC im Bereich der Zuschlagoberfläche höhere Wasserkonzentration wird der die Festigkeit bestimmende w/z-Wert in dieser Zone lokal erhöht, die Hydratationsprodukte sind poröser und die Festigkeit sinkt. Da die ungestörte Zementmatrix und insbesondere der Zuschlag bei NSC deutlich fester sind, tritt der Bruch im schwächsten Glied, der Verbundzone Korn / Zementstein, ein.

Die Kontaktzone Zementstein / Zuschlag wird auch ohne äußere Einwirkungen durch Eigenspannungen im Beton vorgeschädigt. Das steifere und schwindfreie Korngerüst behindert Verkürzungen des Zementsteines infolge Schwinden oder abfließender Hydratationswärme. Wenn die entstehenden Zugspannungen die Zugfestigkeit überschreiten, kommt es zur Bildung von Mikrorissen.

Bild 2-1 (links) zeigt den Kraftfluss eines druckbeanspruchten NSC. Die Spannungsverteilung ist bis zum Erreichen der Höchstlast über den gesamten Querschnitt gleichmäßig und die Querdehnungen sind proportional zur Längsstauchung. Bei weiterer Laststeigerung kommt es zu einer irreversiblen plastischen Dehnung in der Kontaktzone Zuschlag / Zement. Bei weiterer Laststeigerung wird der Kraftfluss dem steifsten Lastpfad über das Korngerüst folgend umgelenkt und verläuft nicht mehr parallel zum Kraftvektor. Es resultieren Horizontalkräfte (Bild 2-1, Mitte) und die Zementmatrix wird quer zur äußeren Kraft auf Querzug beansprucht, Mikrorisse werden initiiert (Bild 2-1, rechts) bzw. vorhandene aufgeweitet.

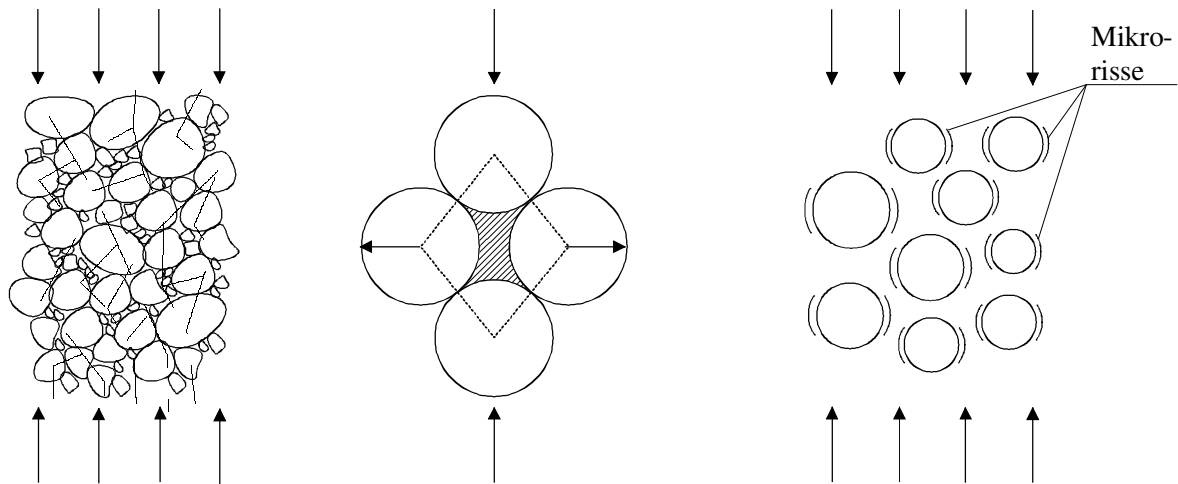


Bild 2-1: Qualitativ dargestellter Kraftfluss durch Normalbeton (links), resultierende Horizontalkräfte (Mitte) und Mikrorissbildung (rechts) [71]

Mit weiterer Laststeigerung wachsen die Mikrorisse in der Kontaktzone Zementmatrix / Zuschlag zu Makrorissen parallel zur Hauptdruckspannung an. Mit dem Erreichen der Druckfestigkeit kommt es zu der in Bild 2-2 (links) dargestellten Längsaufspaltung. Die vom Prüfkörper ertragbaren Kräfte sinken unter weiterer Aufweitung der Längsrissen des Betons. Der Körper versagt, wenn die schlankste der entstandenen Lamellen ausknickt. Bild 2-2 (Mitte) zeigt die zweite mögliche Versagensform, bei der das Versagen durch Ausbildung eines geneigten Schubbandes eintritt und Bild 2-2 (rechts) die Kombination beider Versagensmodi nach [44].

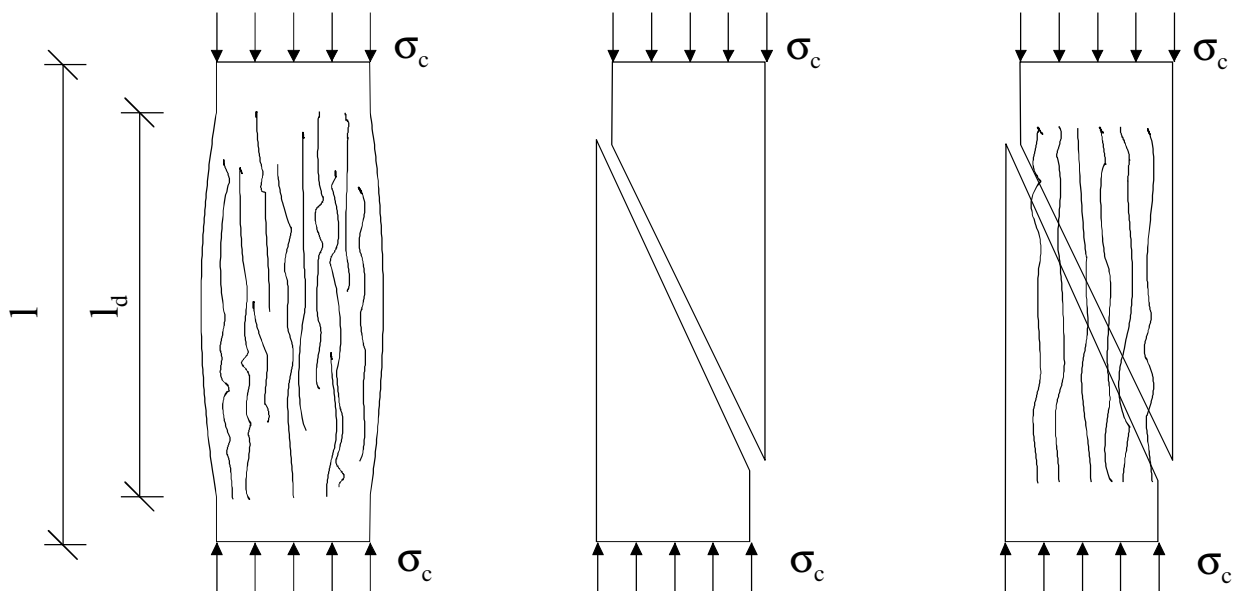


Bild 2-2: Längsaufspalten (links), Schubbandausbildung (Mitte) und Kombination beider Versagensmodi (rechts) [44]

Ein Versagen durch Abscheren (Schubband) tritt ein, wenn die Scherfestigkeit eines im Betonkörper eintretenden geneigten Risses eine geringere Tragfähigkeit hat als die durch Längsaufspaltung ertragbare Kraft. Die Tragfähigkeit des geneigten Risses einer Stahlbe-

tonstütze gegen Abscheren setzt sich aus der zwischen den Rissufern wirkenden Kornverzahnung („Aggregate interlocking“, Bild 2-3 (links)), der Dübelwirkung einer die Rissebene kreuzenden Bewehrung (Bild 2-3, Mitte) und der den Riss vernähenden Wirkung von Bügelbewehrung und Stahlfasern (Bild 2-3, rechts) zusammen. Die mit der Schubbandausbildung einhergehende vertikale Verkürzung Δl (in der Literatur auch w_c) des Versuchskörpers wird über die Prüfkörperhöhe l „verschmiert“ erfasst.

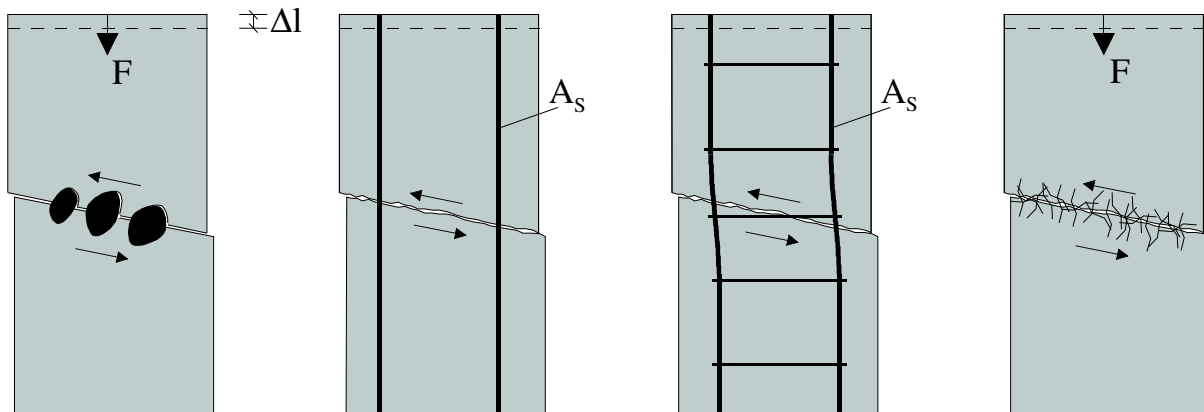


Bild 2-3: Widerstände gegen Abscheren aus Kornverzahnung (links), Dübelwirkung der Längs- und Bügelbewehrung (2. und 3. von links) und Wirkung der Stahlfasern (rechts)

Mit steigender Druckfestigkeit des Betons werden die Zementmatrix und insbesondere die Kontaktzone Zementmatrix / Zuschlag fester, die mechanischen Eigenschaften zwischen Zuschlag und Matrix gleichen sich an und das Konglomerat Beton wird homogener. Die Nichtlinearität setzt mit steigender Druckfestigkeit und damit zunehmender Homogenisierung des Gefüges immer später ein, bei HPC und UHPC verhält sich der ansteigende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung bis ca. 75-85 % der Druckfestigkeit quasi linearelastisch [38].

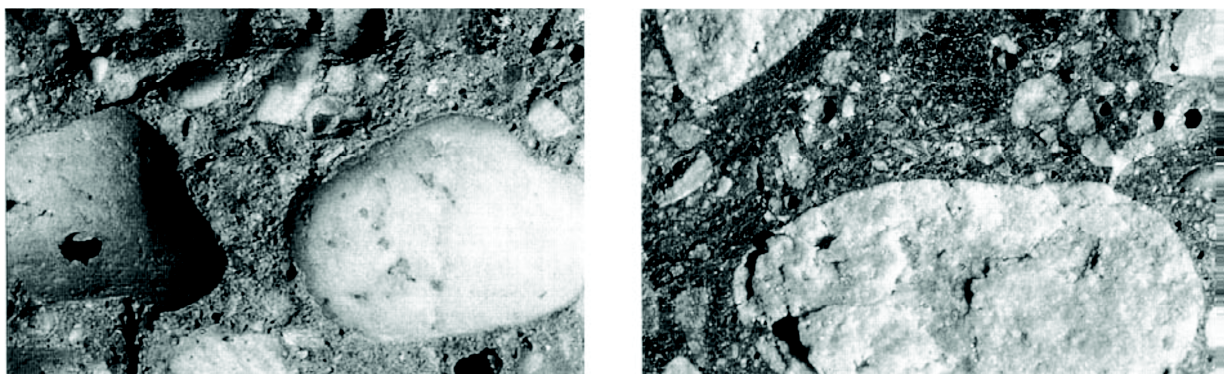


Bild 2-4: Bruchflächen NSC (links) und HPC (rechts) [54]

Da Zement und Kontaktzone Zuschlag / Zement bei HPC und UHPC nicht mehr das schwächste Glied darstellen, verlaufen die Rissflächen nicht wie beim Normalbeton ent-

lang der Zuschlagkörner (Bild 2-4, links), sondern durch den Zuschlag hindurch (Bild 2-4, rechts).

Bild 2-5 stellt noch einmal die wesentlichen Mechanismen dar, die das Verhalten eines in Längsrichtung gedrückten Betons in Querrichtung bestimmen. Mit „Dilatation“ (Bild 2-5, 2. von rechts) wird die bei ungleicher Längsverschiebung entstehende Querbewegung von zueinander nicht parallelen Flächen bezeichnet.

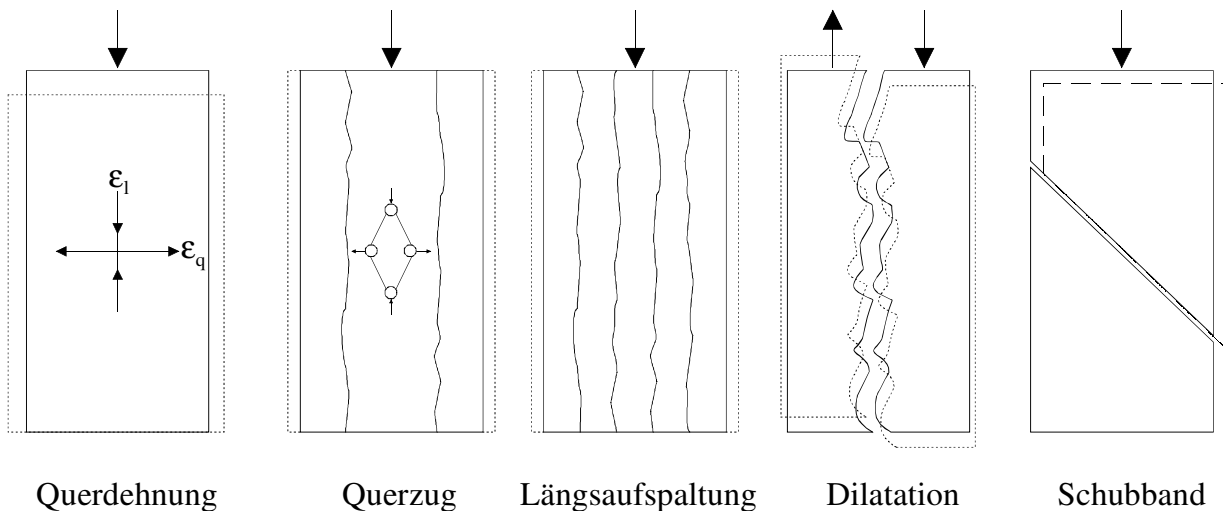


Bild 2-5: Querverformungen erzeugende Mechanismen eines in Längsrichtung gedrückten Betons

MARKESSET beschreibt in [44] das Compression Damage Zone Modell (CDZ), mit dessen Hilfe das Nachbruchverhalten von zentrisch gedrückten Betonbauteilen ermittelt werden kann. *MARKESSET* identifiziert die in Bild 2-2 dargestellten Versagensarten „Längsaufspaltung“ und „Schubband“ und bilanziert die hierfür mit der Belastung eingeführten und im absteigenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung umgewandelten Energiepotentiale. Im Nachbruchbereich finden drei Energieumsetzungen statt (Bild 2-6). Im ungeschädigten Bereich außerhalb der Schadenszone fällt die Spannungs-Stauchungsbeziehung auf einem linearelastischen Entlastungsarm vom Höchstwert der Druckfestigkeit ab. In der Schadenszone l_d werden das verbleibende Arbeitsvermögen gegen Längsaufspalten W_s und, parallel geschaltet, die dem Abgleiten des Bruchkörpers auf dem geneigten Schubband widerstrebende Scherfestigkeit G_l des UHPFRC aufgezehrt.

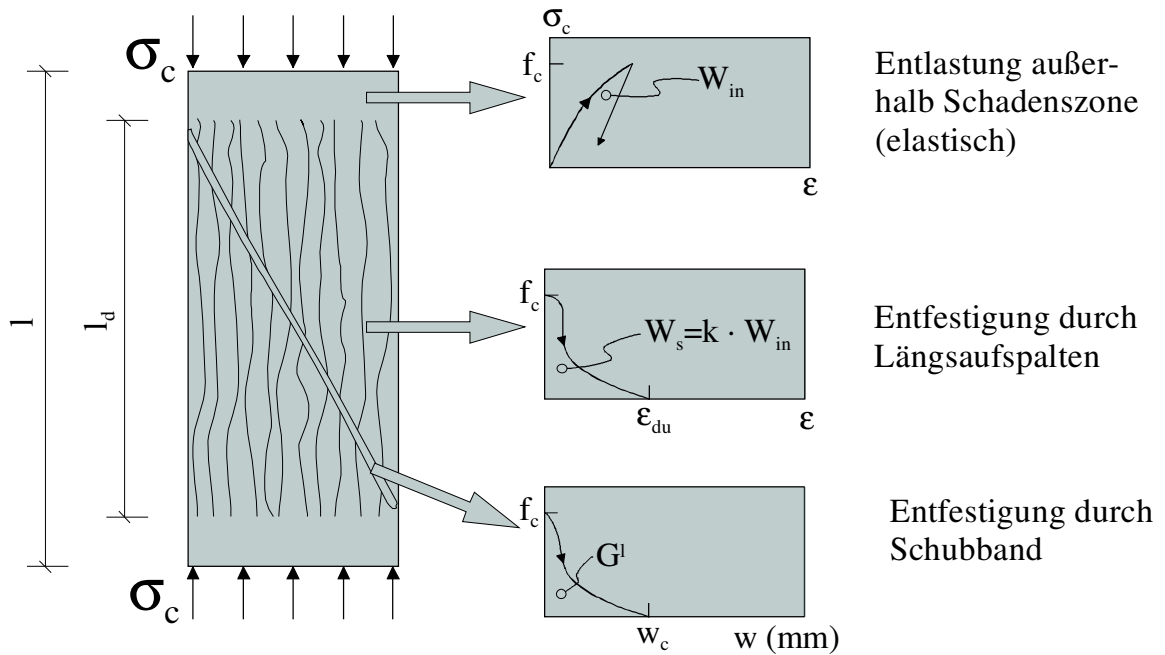


Bild 2-6: Compression Damage Zone Modell (CDZ) [44]

Der Flächeninhalt unter dem ansteigenden Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung eines Betonkörpers im Intervall 0 bis ϵ_{c1} entspricht der aufgebracht Energie W . Wird der Körper wieder entlastet, verbleibt eine plastische Stauchung ϵ_{in} .

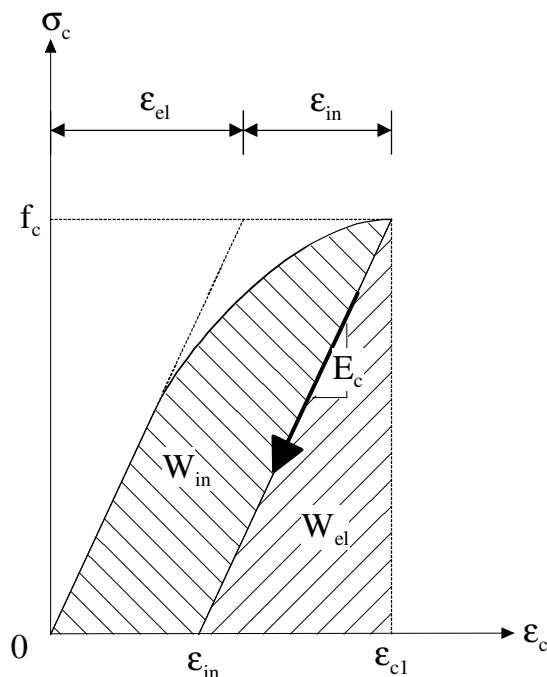


Bild 2-7: Inelastische Energie W_{in} und elastische Energie W_{el} [44]

Die bis zum Erreichen der Druckfestigkeit gegen das Längsaufspalten aufgezehrte Energie wird im CDZ als inelastische Energie W_{in} bezeichnet und ergibt sich als Differenz von aufgebrachtener Energie W und elastischer Energie W_{el} [44].

$$W = \int_{\varepsilon_{c1}}^0 \sigma_c \cdot d\varepsilon \quad G \quad \text{Gl. 2-1}$$

$$W_{el} = \frac{f_c^2}{2 \cdot E_c} \quad \text{Gl. 2-2}$$

$$W_{in} = W - W_{el} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Die im Nachbruchbereich in der Bruchprozesszone verbleibende Bruchenergie W_s (Bild 2-6, Mitte) ist nach *MARKESSET* über den Proportionalitätsfaktor k mit der inelastischen Energie W_{in} verknüpft.

$$W_s = k \cdot W_{in} \quad \text{Gl. 2-4}$$

Die Gesamtenergie W_d , die gegen ein Längsaufspalten geleistet werden kann, ergibt sich zu

$$W_d = W_{in} + W_s = (1 + k) \cdot W_{in} = \frac{G_f}{r} \quad \text{Gl. 2-5}$$

und entspricht der Bruchenergie G_f des Betons dividiert durch den Materialparameter r , der dem mittleren Rissabstand der Längsrisse entspricht. *MARKESSET* gibt für NSC für den Proportionalitätsfaktor $k = 3$ und für den mittleren Rissabstand der Längsrisse einen Wert von $r = 1,25$ mm an.

2.1.3 Stahlfaserbeton - Tragverhalten auf Druck

Durch Zugabe von Stahlfasern kann das Trag- und Verformungsverhalten von Beton in Grenzen beeinflusst werden. Die wesentliche Auswirkung auf die Festbetoneigenschaft ist die Fähigkeit der Stahlfasern, über einen Riss hinweg Kräfte zu übertragen. Die Wirkung der Stahlfaser vor dem Einsetzen der Mikrorissbildung besteht nur in einer für das Gesamtverhalten geringen Erhöhung der Steifigkeit. Erst mit dem Entstehen größerer Risse werden die den Riss überbrückenden Stahlfasern aktiviert. Bild 2-8 (links) stellt die Wirkungsweise der Stahlfasern bei Längsaufspaltung gedrückter Betonbauteile dar. Das Aufweiten der Risse wird durch die Fasern begrenzt. Wie aus Bild 2-8 (rechts) erkennbar wird, verändert sich die Spannungs-Stauchungsbeziehung von NSC bei Faserzugabe praktisch nur im Nachbruchbereich [39]. Der Faserbeton erreicht die Druckfestigkeit bei einer im Vergleich zum NSC höheren Bruchstauchung.

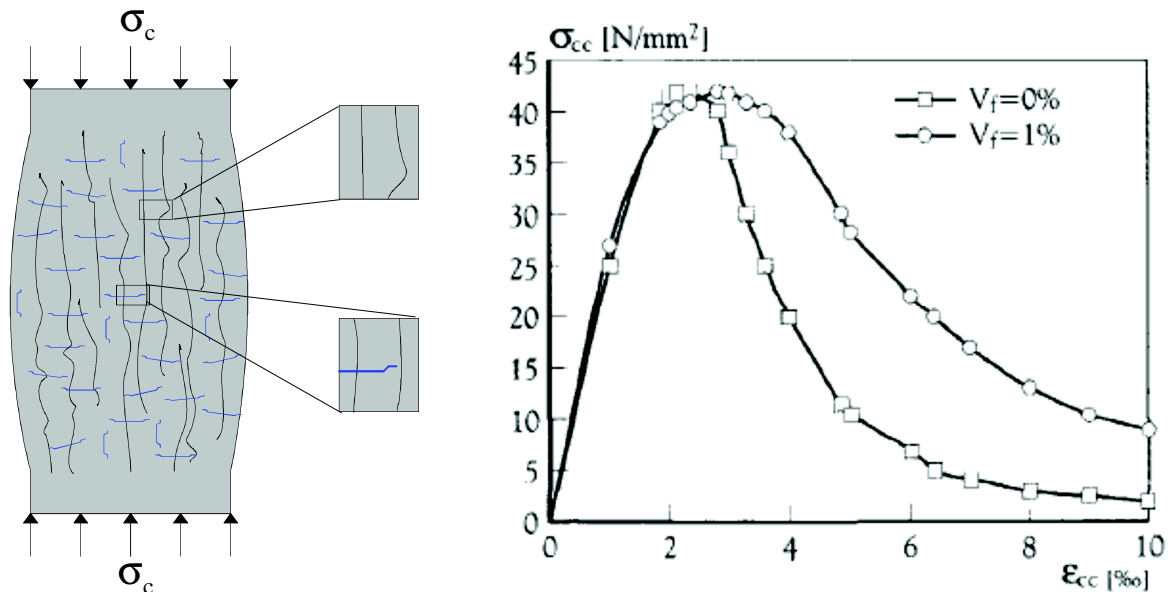


Bild 2-8: Wirkung einer Stahlfaserzugabe (links) und Druckspannungs-Stauchungsbeziehung von NSC bei Faserzugabe [39] (rechts)

Für mit Fasern und Stabstahl bewehrte Bauteile („Kombibewehrung“) zeigt die Faser zusätzliche Wirkmechanismen. Sie unterstützt die mit größerer Querschnittsfläche und konstant gerichtetem Verlauf dehnstiefere Bügelbewehrung als ein den Riss überbrückendes Element. Auch wird das Abplatzen der Betondeckung durch Fasern vermindert bzw. bei größeren Zugaben verhindert. Durch den Einsatz von Fasern fällt der mit dem Erreichen der Druckfestigkeit einsetzende Abfall der Tragfähigkeit weniger steil aus. Der im Vergleich zur Längsaufspaltung deutlich sprödere Versagensmechanismus der Schubbandausbildung wird durch die Erhöhung der Scherfestigkeit geneigter Trennflächen erschwert bzw. verhindert (Bild 2-3, rechts).

SCHUMACHER [60] erweitert das CDZ auf Faserbeton. *SCHUMACHER* hat die Rotationskapazität von Bauteilen aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton mit Druckfestigkeiten bis 105 MPa und Stahlfaserzugabemengen zwischen 0 und 120 kg/m^3 ($v_f \approx 1,53$ Vol.-%) untersucht.

Die der Längsaufspaltung in Querrichtung (Bild 2-9) widerstrebenden Kräfte setzen sich bei Faserbeton aus der bei Längsdruck verbleibenden Zugfestigkeit des Betons und der Wirkung der die Spalten / Risse kreuzenden Stahlfasern zusammen.

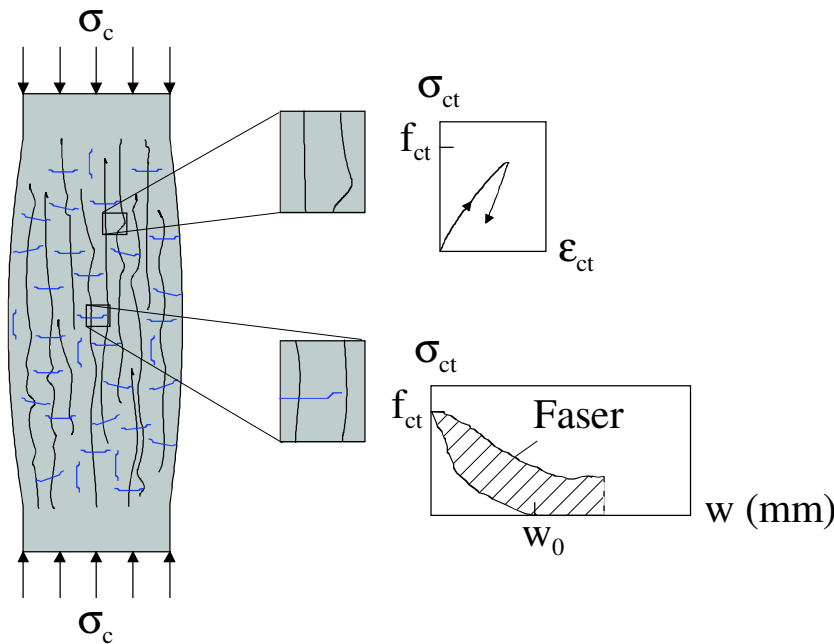


Bild 2-9: Auf Faserbeton erweitertes Compression Damage Zone Modell (CDZ) [60]

Die im Nachbruchbereich verbleibende Bruchenergie W_s (Bild 2-6, Mitte) von Faserbeton ist über den Proportionalitätsfaktor k_f mit der inelastischen Energie W_{in} verknüpft.

$$W_s = k_f \cdot W_{in} \quad \text{Gl. 2-6}$$

Die Auswertung der Versuche von *SCHUMACHER* an insgesamt 65 zentrisch und exzentrisch gedrückten Stützenabschnitten mit Abmessungen von $15 \cdot 15 \cdot 60$ cm und bezogenen Ausmitten von $e/h = 0, 0,055$ und $0,167$ ergab für den Proportionalitätsfaktor k_f von HPFRC folgende empirisch bestimmte Gleichung [60]:

$$k_f = 3,5 + 10 \cdot \Sigma v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} + 60 \cdot \frac{e}{h} \quad \text{Gl. 2-7}$$

2.1.4 Beton - Tragverhalten bei Querdruck / Umschnürung

Die Tragfähigkeit und die Verformungsfähigkeit von Beton auf Druck wird gesteigert, wenn der Körper durch Querdruck beansprucht wird (Bild 2-10, links) [15], [53], [62], [64].

Für Stahlbetonstützen kann dies für den Kernbeton durch eine entsprechend enge Verbügelung erreicht werden (Bild 2-10, rechts), mit der die Druckfestigkeit ($\Delta\sigma$) und die zugehörige Dehnung ($\Delta\varepsilon$) deutlich erhöht werden kann [53] [55].

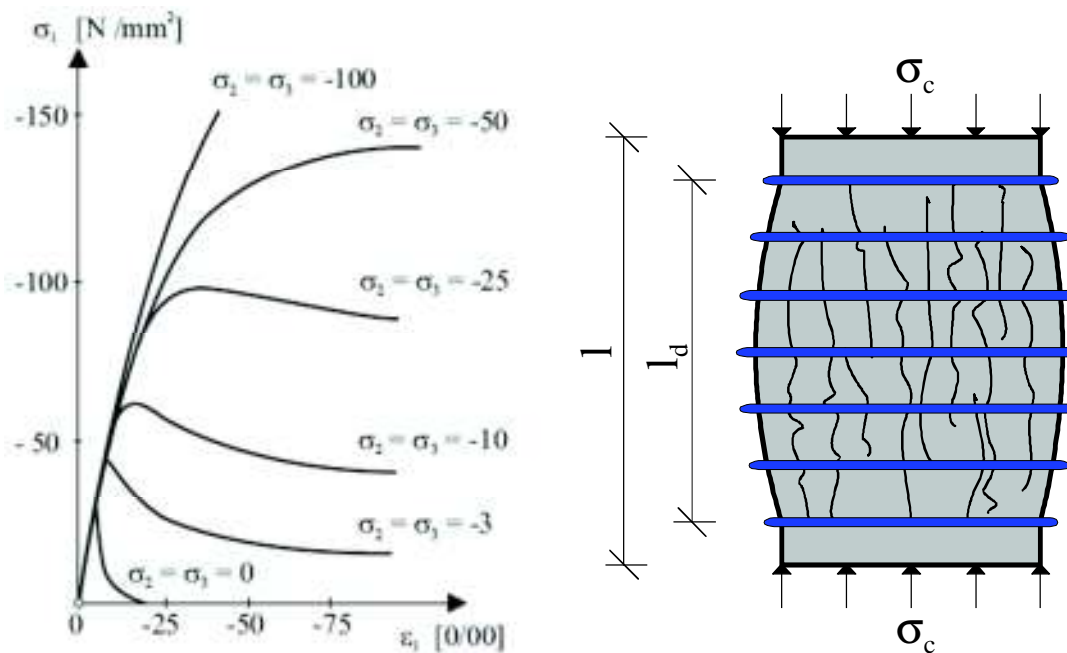


Bild 2-10: Spannungs-Dehnungsbeziehung von NSC bei Querdruck (links) [61] und Wirkung einer umschnürenden Bügelbewehrung (rechts)

Durch die umschnürende Bügelbewehrung wird das Längsaufspalten verhindert. Die auseinander driftenden Bruchschollen werden in der Lage gesichert und stehen weiterhin für einen Lastabtrag in Stützenlängsrichtung zur Verfügung [64]. Mit steigender Belastung nimmt das Volumen des gedrückten Betonkörpers zunächst ab. In dieser Phase, die bei NSC etwa bei 75 % der Druckfestigkeit liegt, ergibt sich die Bügeldehnung aus der elastischen Querdehnung zu $\varepsilon_q = \mu \cdot \varepsilon_l$. Oberhalb dieser Grenze kommt es durch das Auswachsen der Mikro- zu Makrorissen zu einer Volumenzunahme des Körpers und die Querdehnungen steigen überproportional zu den Längsdehnungen an [55]. Diese Querbewegungen werden durch Relativbewegungen der Bruchschollen zueinander, die aufgrund der rauen Bruchfugen eine Dilatation bewirken, verstärkt. Die Querbewegungen sind deshalb bei NSC ausreichend, um die Bügel bei Erreichen der Betondruckfestigkeit in Längsrichtung bis zur Streckgrenze f_{yw} zu dehnen.

Die Bügelanordnung im Querschnitt und der Achsabstand der durch Bügel umfassten Längsstäbe beeinflussen bei gleichem Bügelbewehrungsgrad die Effektivität der Umschnürung [8]. Bild 2-11 (links) zeigt den mit Bügeln in Bügelanordnung A und Bild 2-11 (rechts) den in Bügelanordnung B ausgeführten Bewehrungskorb bei gleichem Längs- und Bügelbewehrungsgrad aber unterschiedlichen Stabdurchmessern und Stababständen. Bei der mit Bügelanordnung B umschnürten Stütze in Bild 2-11 (rechts) verbleibt eine deutlich größere Querschnittsfläche des Kernes, d. h. der Verlust an lastabtragendem Querschnitt ist hier bei gleichem Stahleinsatz geringer.

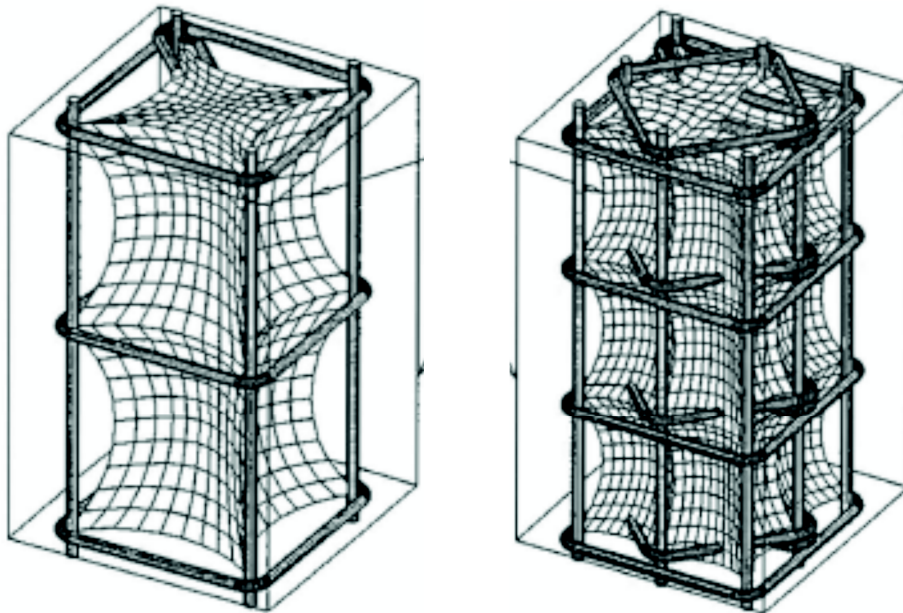


Bild 2-11: Verbleibender Kernquerschnitt bei unterschiedlichen Bewehrungsgeometrien

Die bei gedrückten Betonquerschnitten mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons in Querrichtung eintretende und letztlich zum Bruch führende Entfestigung des Probekörpers durch Längsaufspalten wird durch die Bügelbewehrung beschränkt. Die mit dem Auswachsen der Mikrorisse in den Zementstein einsetzende anisotrope Mörtelbruchphase wird durch die Beschränkung der Rissbreite durch Bügelbewehrung verzögert; die auf Bruchebenen auseinanderdriftenden Bruchschollen werden in der Lage gesichert und stehen weiterhin für einen Lastabtrag in Stützenlängsrichtung zur Verfügung.

Für die rechnerische Vorhersage des Tragverhaltens von umschnürtem Beton werden in der Literatur eine Vielzahl von Modellen angegeben. International hat sich der auf [53] basierende k -Ansatz durchgesetzt. Die durch umschnürende Bewehrung erhöhte Druckspannung beim Erreichen der Traglast f_{cc} ergibt sich zu:

$$f_{cc} = f_c + k \cdot f_r \quad \text{Gl. 2-8}$$

Bild 2-12 zeigt die rechnerische Spannungs-Stauchungsbeziehung von Beton mit Druckfestigkeiten bis $f_{ck} = 100$ MPa mit und ohne Umschnürung nach Model Code (MC) 90 [4]. Tabelle 2-2 stellt die Formeln zur Bestimmung der mittleren Umschnürungsspannung f_r und der Bügelbewehrungsgrade ρ_w für quadratische Stützen mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen und für Kreisstützen dar.

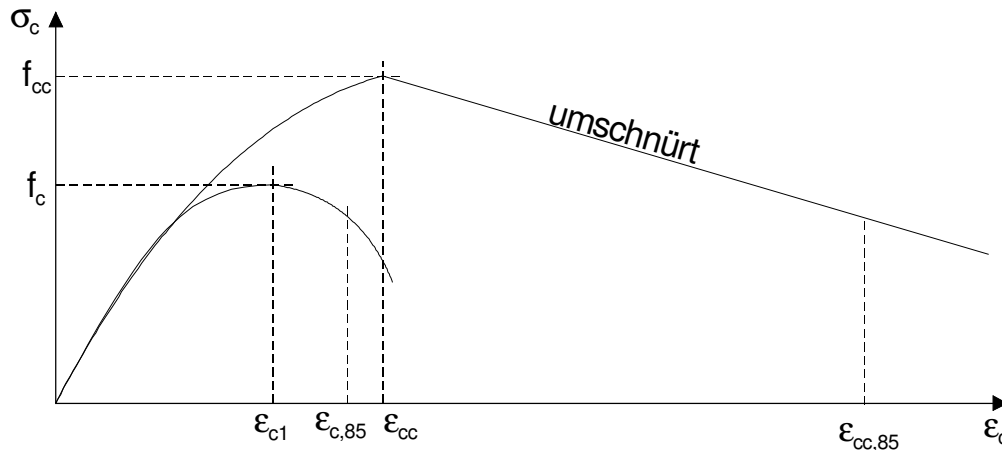






Bild 2-12: Spannungs-Stauchungsbeziehung von umschnürtem und nicht umschnürtem Beton nach MC 90

Tabelle 2-2: Mittlere Umschnürungsspannung f_r und Bügelbewehrungsgrad ρ_w

	$f_r = \frac{2 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c} \cdot f_{yw}$	$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c}$		$f_r = \frac{3,414 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c} \cdot f_{yw}$	$\rho_w = \frac{6,828 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c}$
	$f_r = \frac{4 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c} \cdot f_{yw}$	$\rho_w = \frac{8 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot b_c}$		$f_r = \frac{2 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot h_c} \cdot f_{yw}$	$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sw}}{s_w \cdot h_c}$

Die DIN EN 1992-1-1 [15] gibt für mehraxiale Spannungszustände mit Querdrücken $\sigma_2 = \sigma_3 = f_r$ für die Steigerung der Festigkeit und der kritischen Dehnungen von Betonen mit Druckfestigkeiten bis $f_{ck} = 100$ MPa die folgenden Beziehungen an:

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 5 \cdot f_r \text{ für } f_r \leq 0,05 f_{ck} \quad \text{Gl. 2-9}$$

$$f_{ck,c} = 1,125 \cdot f_{ck} + 2,5 \cdot f_r \text{ für } f_r > 0,05 f_{ck} \quad \text{Gl. 2-10}$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad \text{Gl. 2-11}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} \cdot 0,2 \cdot \frac{f_r}{f_{ck}} \quad \text{Gl. 2-12}$$

Die Druckfestigkeit steigt mit zunehmenden Quotienten f_r / f_c (Bild 2-13) an.

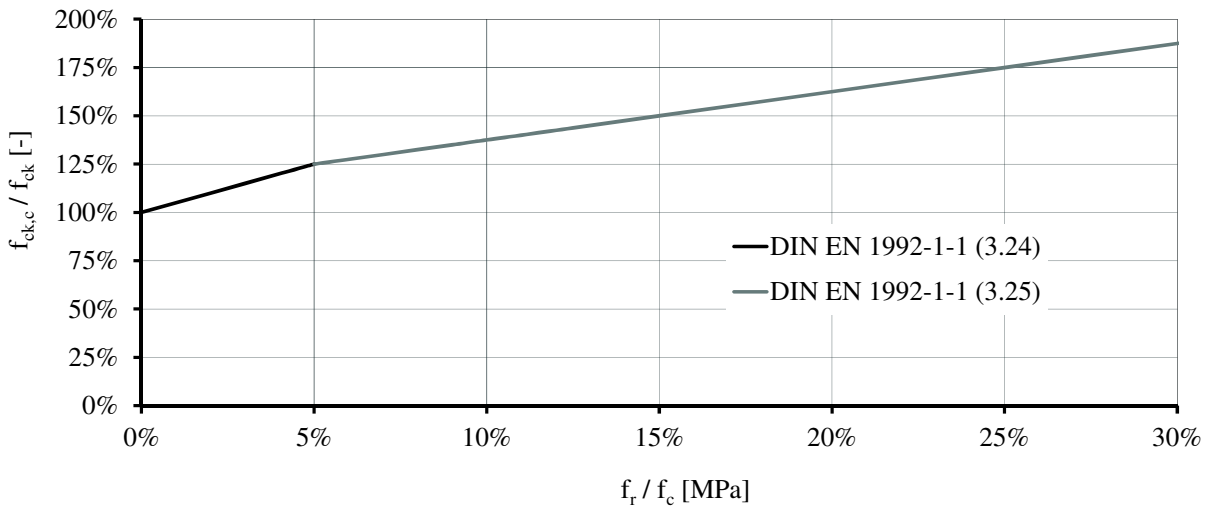


Bild 2-13: Steigerung der Festigkeit durch Umschnürung nach DIN EN 1992-1-1 [15]

MEYER [45] erweitert das CDZ um die Wirkung einer Umschnürung durch eine Addition der Arbeit der Bügelbewehrung in der Zugspannungs-Rissöffnungskurve des Betons. Die Bügel werden mit dem Erreichen der Druckfestigkeit beansprucht und begrenzen das Längsaufspalten des Körpers, rechnerisch zu erfassen als „verschmierte“ Erhöhung der Nachrisszugfestigkeit des Betons.

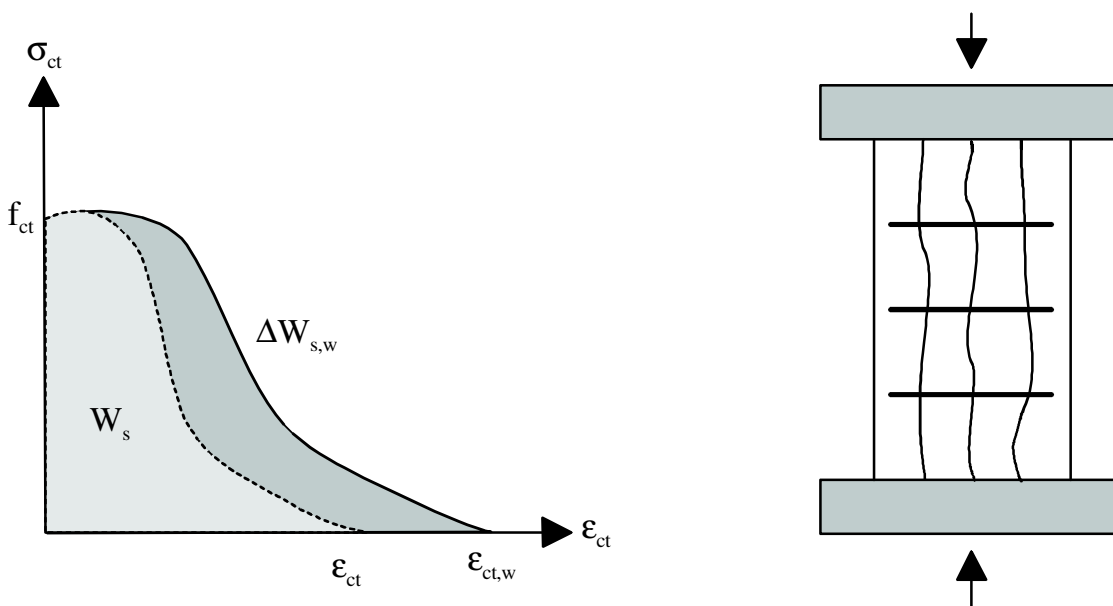


Bild 2-14: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons mit fiktiver Erhöhung der Nachrisszugfestigkeit des Betons zur Berücksichtigung der Wirkung der Bügel

Das Versagen tritt ein, wenn das Arbeitsvermögen von Beton und Bügelbewehrung aufgezehrt wurde.

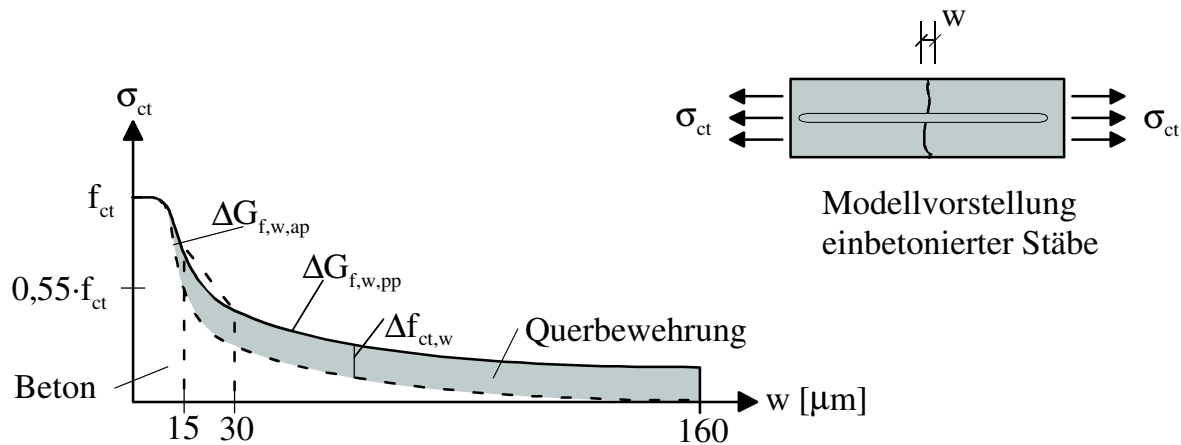


Bild 2-15: Zugspannungs-Rissöffnungskurve und Zugstab[45]

MEYER schätzt in [45] die bei Erreichen der Druckfestigkeit f_{ck} verbleibende Restzugfestigkeit der von ihm untersuchten Betone mit Druckfestigkeiten bis 50 MPa auf Basis der Veröffentlichung von *DELIBERS* [13] zu ca. 55 % der einachsigen Zugfestigkeit f_{ct} ab. Die zugehörige Rissbreite beträgt nach Bild 2-15 etwa 0,015 mm (15 μm). Für den Rissabstand der sehr feinen Längsrisse werden Werte zwischen ca. 13 bis 19 mm angenommen. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch Umschnürung wird mit dem erweiterten CDZ auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Die Bügel erreichen die Streckgrenze, wenn die aus Querdehnung ($\epsilon_q = \mu \cdot \epsilon_l$) und Rissbildung eintretende Querbewegung des Betons zwischen den in den Bügelecken liegenden Festpunkten eine mittlere Betondehnung erreicht, die der zur Streckgrenze zugehörigen Stahldehnung entspricht. *MEYER* führt aus, dass die Bügel kurz nach dem Überschreiten der Druckfestigkeit, wenn die Rissbreiten parallel zur Kraftrichtung auf ca. 0,03 mm angewachsen sind, bis zur Streckgrenze gespannt sind. Die Bügelbewehrung leistet dann auf dem horizontalen bzw. noch verfestigenden Ast der in Bild 2-16 dargestellten Linie Arbeit.



Bild 2-16: Arbeitslinie Bügelbewehrung [65]

Nach MEYER [45] war das Betongefüge der von ihm untersuchten Betone im Nachbruchbereich bei Rissbreiten von 0,16 mm soweit zerstört, dass keine Druckfestigkeit verblieb und der Körper versagte. Die der Umschnürungswirkung äquivalente Erhöhung der Zugfestigkeit $\Delta f_{ct,w}$ ergibt sich nach MEYER zu:

$$\Delta f_{ct,w} = f_r = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{b_c} \quad \text{Gl. 2-13}$$

mit a_{sw} : Querschnitt der Bügelbewehrung, f_{yw} : Streckgrenze der Bügel und b_c : Achsabstand der den Kern umschließenden Bügel.

Den Energieanteil $\Delta G_{ct,w}$, den die Bügel im Nachbruchbereich liefern, bestimmt MEYER zu:

$$\Delta G_{ct,w} = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{b_c} \cdot (0,16 \text{ mm} - 0,015 \text{ mm}) \quad \text{Gl. 2-14}$$

$$\Delta G_{ct,w} = \Delta f_{ct,w} \cdot 0,145 \text{ mm}$$

Die rechnerische Modifikation der Spannungs-Stauchungsbeziehung durch Umschnürung erfolgt in [45] durch eine konstante Verschiebung der einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehung um einen Betrag $\Delta \epsilon_w$ (Bild 2-17, links):

$$\Delta \epsilon_w = \frac{\Delta G_{ct,w}}{r \cdot f_{ck}} \quad \text{Gl. 2-15}$$

mit r : Materialparameter in Abhängigkeit des Rissabstandes

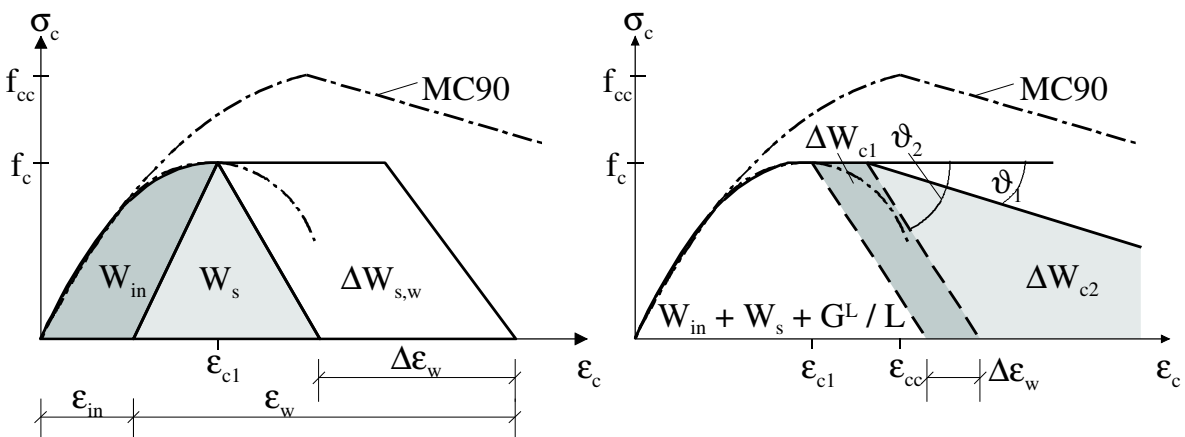


Bild 2-17: Spannungs-Stauchungsbeziehung für einen Körper mit Bügelbewehrung bei reinem Separationsversagen nach MEYER (links) und SINT (rechts)

SINT [65] hat eine Weiterentwicklung des Verfahrens nach MEYER erarbeitet, bei dem die Veränderung der einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehung durch Umschnürung in zwei Anteile ΔW_{c1} und ΔW_{c2} aufgeteilt wird (Bild 2-17, rechts). Der Anteil ΔW_{c1} entspricht der elastischen Energie ΔW_{S1} der Bügelbewehrung, die beim Erreichen der Druckfestigkeit aufgebraucht wurde (Bild 2-16). SINT setzt die Energie $\Delta W_{S1} = \Delta W_{c1}$ für den horizontalen Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung bei Höchstlast an und ermittelt die Dehnung $\Delta \varepsilon_w = \Delta \varepsilon_{c1}$, angewendet auf eine zentrisch gedrückte Stütze, aus:

$$\Delta \varepsilon_w = \Delta \varepsilon_{c1} = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{s1} \cdot \frac{f_y \cdot V_{b\ddot{u}}}{f_c \cdot V_{Kern}} \quad \text{Gl. 2-16}$$

Der daran anschließende lineare Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung ist mit dem Neigungswinkel ϑ_1 gegeben. Dieser wird aus dem Verhältnis der Querdehnungen bei Erreichen der Druckfestigkeit mit und ohne Umschnürungswirkung und der Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung des nicht umschnürten Betons ϑ_2 (Bild 2-17, rechts) bestimmt:

$$\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} = 1,326 - \frac{1}{3,25} \cdot \frac{\varepsilon_q}{\varepsilon_{q,0}} \quad \text{Gl. 2-17}$$

2.2 Stahl - Tragverhalten auf Druck

Für konventionelle Stahlbetonkonstruktionen wird in Deutschland Betonstahl nach der Normreihe DIN 488 bzw. nach bauaufsichtlicher Zulassung eingesetzt. Die in der DIN EN 1992-1-1 [15] gegebenen Festlegungen und konstruktiven Regeln gelten für gerippte Betonstähle mit einer charakteristischen Streckgrenze $f_{yk} = 500$ MPa und den dort angegebenen Eigenschaften (Druckfestigkeit = Zugfestigkeit).

Für das Tragverhalten von Betonstählen mit Festigkeiten bis $f_{yk} = 500$ MPa wird für Zug- und Druckbeanspruchung das gleiche Verhalten, das heißt eine für Zug und Druck symmetrische Spannungs-Dehnungsbeziehung unterstellt. Da Druckversuche wegen der Knickgefahr der Proben versuchstechnisch anspruchsvoller sind, werden die Spannungs-Dehnungsbeziehungen meist in den einfacheren Zugversuchen ermittelt.

Durch Kaltverformung vergütete Stähle zeigen im Versuch eine unsymmetrische Spannungs-Dehnungsbeziehung. Bei Druckbeanspruchung wird die Stauchgrenze bei kleineren Spannungen erreicht als die Streckgrenze bei Zugbeanspruchung. Dieses Phänomen wird nach seinem Entdecker „Bauschinger-Effekt“ genannt. Ursache hierfür ist der bei Belastungsumkehr eintretende entfestigende Abbau der in der Kaltverformungsrichtung aufgestauten, lokalen Versetzungskonzentrationen [33]. Der Effekt ist besonders ausgeprägt bei hochwertigen kaltgereckten Spannstählen. Die Tragfähigkeit von kaltverform-

ten hochfesten Stählen unter Druckbeanspruchung steigt deshalb unterproportional zur Zunahme der Streckgrenze bei unbehandelten Stählen.

Die Druckfestigkeit eines Stahles kann durch plastisches Stauchen erhöht werden. Allerdings müsste diese günstige Wirkung durch ein Kaltstauchen der Betonstähle erfolgen, was technisch schwer zu realisieren ist und deshalb für übliche Betonstähle nicht eingesetzt wird.

2.3 Stahlbetonstützen aus HPC

Das Trag- und Verformungsverhalten bügelbewehrter Stahlbetonstützen aus HPC mit Druckfestigkeiten von bis zu ca. 120 MPa war und ist Gegenstand intensiver nationaler und internationaler Forschungsarbeiten. Im Folgenden werden Untersuchungen, die auch für UHPFRC-Stützen relevante Fragestellungen behandeln, kurz dargestellt und die Ergebnisse zusammengefasst.

CUSSON et al. berichten in [8] über insgesamt 27 Versuche an zentrisch gedrückten quadratischen Stahlbetonstützen mit Abmessungen $23,5 \cdot 23,5 \cdot 140$ cm aus Betonen mit Druckfestigkeiten zwischen 60 und 120 MPa. Die Bewehrung mit Längsbewehrungsgraden zwischen $\rho_l = 2,2$ und $3,6$ % bestand aus Betonstählen mit Streckgrenzen zwischen $f_y = 406$ bis 482 MPa. Dabei wurden Bügelbewehrungsgrade zwischen $\rho_w = 1,4$ und $4,9$ Vol.-% mit Bügelfestigkeiten zwischen $f_y = 392$ und 770 MPa geprüft.

SHARMA et al. berichten in [63] über insgesamt 44 Versuche an zentrisch gedrückten Stahlbetonstützen aus Betonen mit Druckfestigkeiten zwischen 62 und 83 MPa. Untersucht wurden runde und quadratische Querschnitte mit $\varnothing 15$ bzw. 15 cm Kantenlänge und einer Länge von 60 cm. Dabei wurden sowohl unbewehrte als auch bewehrte Stützen mit Längsbewehrungsgraden zwischen $\rho_l = 1,7$ und $4,0$ % ($f_y = 395$ bis 412 MPa) und Bügelbewehrungsgraden zwischen $\rho_w = 2,2$ und $5,6$ Vol.-% ($f_y = 412$ und 520 MPa) untersucht. Um Streuungen zu erfassen, wurden von jeder Konfiguration zwei baugleiche Stützen hergestellt und geprüft.

In [2] und [30] wird von *FOSTER* über Versuche an insgesamt 68 Stützen aus HPC mit Druckfestigkeiten zwischen 40 und 90 MPa mit quadratischem Querschnitt und Abmessungen von $15 \cdot 15 \cdot 145$ cm (Bild 2-18) unter exzentrischem Längsdruck mit bezogenen Ausmitten zwischen $e_0 / h = 0,05$ und $0,33$ berichtet. Um ein Versagen der Lasteinleitung zu verhindern, wurden die Stützen oben und unten in Richtung der Exzentrizität auf 30 cm angevoutet. Die Längsbewehrungsgrade variierten zwischen $\rho_l = 2,2$ und $3,6$ % und die Bügelbewehrungsgrade zwischen $\rho_w = 1,4$ und $4,9$ Vol.-%. Die Längsbewehrung bestand aus Betonstählen mit einer Streckgrenze $f_y = 480$ MPa, die Bügel aus Betonstählen mit $f_y = 360$ und 420 MPa [2].

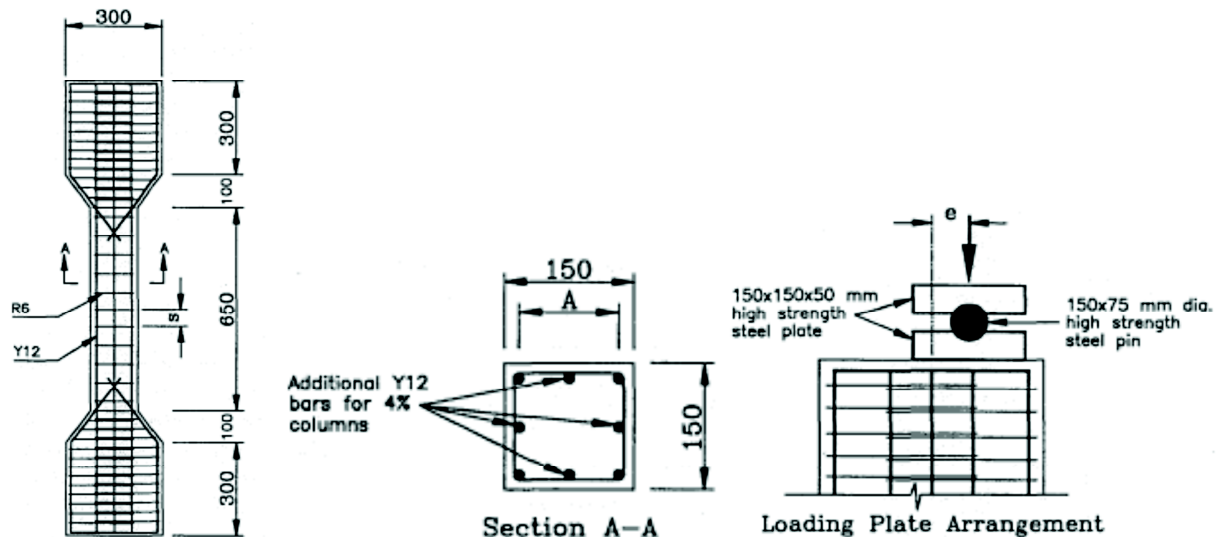


Bild 2-18: Bewehrungsplan und Versuchsaufbau [2]

LIU [41] hat 12 zentrisch gedrückten Kreisstützen mit Abmessungen $\text{Ø } 25 \cdot 160 \text{ cm}$ und Betondruckfestigkeiten von 60 bis 96 MPa experimentell untersucht. Der Längsbewehrungsgrad betrug einheitlich $\rho_l = 1,85 \%$ bei Festigkeiten von $f_y = 430 \text{ MPa}$ und der Bügelbewehrungsgrad variierte zwischen $\rho_w = 0,74$ bis $3,18 \text{ Vol.-%}$ bei Festigkeiten zwischen $f_y = 470$ und 660 MPa .

HELD [34] berichtet über insgesamt 73 zentrisch gedrückte Stützen aus Betonen mit Druckfestigkeit von 30, 90 und 100 MPa mit Quadrat- und Kreisquerschnitt und Abmessungen von $13 \cdot 13 \cdot 100 \text{ cm}$ bzw. $\text{Ø } 15 \cdot 100 \text{ cm}$. Von jeder Betonfestigkeitsklasse wurden sowohl konventionell bügelbewehrte Stützen mit Bewehrungsgehalten ρ_l von 0,91 bis 1,92 % und ρ_w von 0,5 bis 2,0 % Vol.-%, unbewehrte Stützen und Stützen mit reiner Stahlfaserbewehrung mit Zugabemengen zwischen $v_f = 1,0$ bis 1,75 Vol.-% untersucht. Die Arbeit von *HELD* enthält keine Angaben, aus denen eine Leistungsklasse nach [12] bestimmt werden kann. Stützen mit einer Kombination aus Stab- und Faserbewehrung wurden nicht geprüft. Für Längs- und Bügelbewehrung wurde Betonstahl mit einer Streckgrenze zwischen 566 MPa und 662 MPa eingesetzt. Zusätzlich wurden von *HELD* sechs 1,0 m lange Stahlverbundstützen mit Rohrdurchmessern zwischen 12 und 15 cm und Wandstärken zwischen 1,85 und 5,0 mm ($\rho_a = 6,2$ bis 17,4 Vol.-%, $f_y = 622 \text{ MPa}$) ohne zusätzliche Bewehrung untersucht, die mit einem Beton mit 100 MPa Druckfestigkeit gefüllt waren.

SIMSCH [64] veröffentlicht Ergebnisse seiner Versuche an insgesamt 39 Stützen aus HPC mit Druckfestigkeiten zwischen 100 und 115 MPa und kreisförmigem und quadratischem Querschnitt mit Abmessungen zwischen $\text{Ø } 10$ und $\text{Ø } 13 \text{ cm}$ bzw. $13 \cdot 13 \text{ cm}$ und Längen zwischen 90 und 100 cm. Das Versuchsprogramm umfasste unbewehrte und bewehrte Stützen und betongefüllte Verbundstützen. Die in Längsrichtung einheitlich mit $\rho_l = 1,0 \%$ bewehrten Stahlbetonstützen hatten Bügel- bzw. Wendelbewehrungen aus geripptem bzw. glattem Stabstahl mit Bügelbewehrungsgraden zwischen $\rho_w = 1,5$ und

6,0 Vol.-%. Neben den Querschnitt umschließenden Bügelformen wurden auch Steckbügel geprüft. Zusätzlich wurden in Längsrichtung unbewehrte Betonstützen mit außen angeordneten einzelnen Flachstahlringen erprobt. Das Volumen der Mantelrohre der Verbundstützen entsprach $\rho_a = 15,8$ und $18,1$ Vol.-% des Bruttoquerschnittes. 31 Stützen wurden zentrisch und zum Vergleich 8 quadratische exzentrisch mit bezogenen Ausmiten zwischen $e_0 / h = 1/6$ und $1/3$ untersucht.

RAZVI und *SAATCIOGLU* [50] berichten über ein Rechenmodell für umschnürten HPC, das sie auf der Basis eigener Versuche an 46 umschnürten Stützen aus Betonen mit Druckfestigkeiten zwischen 60 und 124 MPa validierten. Zusätzlich wurden weitere 220 Versuche an HPC- und NSC-Stützen aus der Literatur berücksichtigt.

Der aktuelle Stand der internationalen Forschung zum Thema „Umschnürter Stahlbeton“ ist im Tagungsband zum „International Symposium on Confined Concrete“ des American Concrete Institute (ACI) in Changsa 2004 [81] zusammengefasst.

Als Stand der Forschung kann zusammenfassend ausgeführt werden, dass durch den Einsatz hochfester Betone die Tragfähigkeit bei gegebenem Querschnitt im Vergleich zu Stützen aus NSC - wie zu erwarten - deutlich gesteigert werden kann.

Darüber hinaus kann auch bei HPC-Stützen durch umschnürende Bügel im Kernbereich ein mehrachsiger Spannungszustand geweckt werden, der die erzielbaren Höchstlasten weiter erhöht. Ebenso kann der Tragfähigkeitsabfall im Nachbruchbereich durch Umschnürung reduziert werden. Die Effektivität der Umschnürung ist abhängig von Betondruckfestigkeit, Bügelbewehrungsgrad, -streckgrenze, -anordnung und -abstand. Wegen der im Vergleich zu NSC mit Steigerung der Homogenität des Betongefüges einhergehenden Abnahme der Querbewegungen bei Erreichen der Druckfestigkeit sinkt die Wirksamkeit einer Umschnürung aber mit zunehmender Druckfestigkeit [2], [8], [34], [64]. So wurden in Versuchen mit Stützen aus Beton mit $f_c > 80$ MPa bei Erreichen der Höchstlast nur Bügeldehnungen von etwa 2 ‰ [64] bzw. 1,0 ‰ [2] gemessen, die nicht ausreichten, um den eingesetzten Bügelstahl bis zur Streckgrenze zu aktivieren.

Als Höchstlast $\max N$ wird in dieser Arbeit die im Betrage höchste Querschnitts- bzw. Systemtragfähigkeit einer Stütze verstanden.

Bei hochfesten Stützen kommt es mit dem Erreichen der Höchstlast zu einem schlagartigen Abplatzen der nicht von Bügeln eingefassten Betondeckung [2], [8], [34], [64]. Dadurch konnten die Versuche an HPC-Stützen in [34] und [64] nur sehr begrenzt über die Höchstlast hinweg geführt werden. Die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich sank abrupt mit dem Querschnittsverlust durch Abplatzen der Betondeckung. Der verbleibende Kernquerschnitt konnte diesen Verlust nicht durch eine Tragfähigkeitssteigerung infolge der Umschnürung kompensieren und die Prüfmaschine konnte nicht ausreichend schnell entlastet werden. Die Proben wurden deshalb durch die rückfedernde Maschine zerstört.

Bei besonders enger Verbügelung, hohem Längsbewehrungsgrad und größerer Betondeckung wird über ein „early cover spalling“ genanntes, frühzeitiges Abplatzen der Betondeckung von zentrisch gedrückten Stützen aus HPC berichtet [30] [41] [51]. Die Stützen erreichten nur ca. 70 % der rechnerisch vorhergesagten Tragfähigkeit. Als mögliche Ursachen hierfür werden eine Vorschädigung der Kontaktzone „Kern / Betondeckung“, die im Vergleich zum umgebenden Beton größeren Querdehnungen der Längsbewehrung, aus denen Spaltkräfte resultieren, und das Ausknicken vorverformter Längsbewehrungsstäbe vermutet. Auch die über die Stützenlänge ungleichen Querverformungen zwischen der Bügelebene und dem bügelfreien Stützenbereich beanspruchen die steife Betondeckungsschale auf Zug.

Bei einzelnen Stützen kommt es nach dem mit dem Abplatzen einsetzenden Abfall der Tragfähigkeit zu einem durch die nun aktivierte Bügelbewehrung ermöglichten Wiederanstieg der Tragfähigkeit („Second Peak“) [8]. Der eigentliche Bruch der HPC-Stützen tritt mit dem Abgleiten des nach dem Abplatzen verbleibenden Kernbereichs durch Ausbilden eines Schubbandes ein [2], [8], [34], [64]. Die relativ glatte Scherebene ist etwa zwischen 25 und 45° zur Senkrechten geneigt.

HELD berichtet in [34], dass sich das Nachbruchverhalten („Zähigkeit“) bei Stützen aus C 90/105 bei Bügelbewehrungsgraden $\rho_w \geq 1,5$ bis 2,0 Vol.-% zwar verbessert, die Stützen aber dennoch spröde versagen. *HELD* schlussfolgert, dass zur Sicherstellung eines robusten Nachbruchverhaltens von Stützen aus HPC eine weitere Verstärkung der Bügelbewehrung auf Bewehrungsgrade $\rho_w > 2,0$ Vol.-% erforderlich ist.

Bei den Arbeiten von *HELD* und *SIMSCH* muss beachtet werden, dass wegen der auf 2500 kN begrenzten Höchstprüflast relativ kleine Stützenquerschnitte mit nur $\varnothing 15$ cm bzw. 13 cm Kantenlänge und mit 11 mm bzw. 6 mm Betondeckung untersucht wurden. Obwohl die Fläche der Betondeckung in einem baupraktisch üblichen Verhältnis zur Gesamtfläche liegt, reagiert ein solch kleiner Querschnitt empfindlicher auf eintretende evtl. unsymmetrische Abplatzungen als ein größerer Querschnitt.

Bei exzentrisch gedrückten Stützen kann die Trag- und Verformungsfähigkeit durch umschnürende Bügelbewehrung des gedrückten Kernbereiches verbessert werden, die Wirksamkeit sinkt aber mit wachsender Exzentrizität [64]. *SIMSCH* berichtet, dass eine zentrisch gedrückte symmetrisch bewehrte Stütze aus C 100/115 mit 1,0 Vol.-% Bügelbewehrung (Bild 2-19, links) im Versuch spröde und annähernd explosionsartig versagte [64]. Dagegen zeigten die mit bezogenen Anfangsausmitten von $e_0/h = 1/6$ und $e_0/h = 1/3$ beanspruchten, ansonsten baugleichen Stützen ein deutlich robusteres Nachbruchverhalten. Mit dem Erreichen der Höchstlast versagten die Stützen durch das Ausbrechen der Biegedruckzone, wobei es aber hierbei gelang, den Versuch bis in den Nachbruchbereich zu führen.

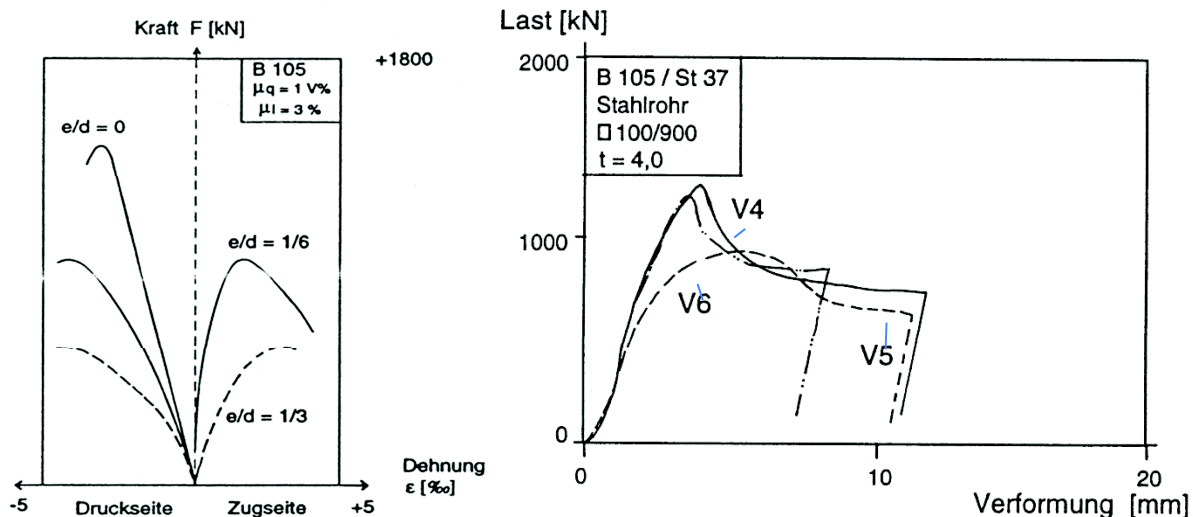


Bild 2-19: Kraft-Dehnungsbeziehung von exzentrisch gedrückten HPC-Stützen (links) und Kraft-Verschiebungsbeziehung von zentrisch gedrückten Verbundstützen (rechts) [64]

Unbewehrte Stützen aus HPC versagten bei zentrischem bzw. gering exzentrischem Längsdruck ohne Vorankündigung quasi explosionsartig [64]. Bei einer Exzentrizität $e_0 / h = 1/6$ (1. Kernweite) bzw. $e_0 / h = 1/3$ (2. Kernweite) war das Verhalten nach [64] robuster und die Versuche konnten noch begrenzt über die Lastspitze hinweg in den Nachbruchbereich bis hinunter auf ca. 90 % der Höchstlast geführt werden.

Die betongefüllten Stahlrohrstützen in [34] und [64] zeigten im Vergleich zu konventionellen Stahlbetonstützen einen deutlichen Traglastgewinn und ein sehr robustes Nachbruchverhalten (Bild 2-19, rechts). Begründet wird dies durch die geometrisch vollständige Umschnürung des gesamten Betonquerschnitts und die im Vergleich zu mit Bügeln realisierbaren deutlich höheren Querdrücke. *SIMSCH* [64] folgert: „Die Steigerung der Verformungsfähigkeit von Stützen aus hochfestem Beton im Nachbruchverhalten scheint auf mechanischem Wege nur durch die Verwendung einer vollständigen Umschließung wie bei Verbundstützen möglich zu sein“.

Die Art des Verbundes der Bügelbewehrung (glatt oder gerippt) beeinflusste die erreichbare Höchstlast in [64] nicht. Runde Stützen verhalten sich bei gleichen Bewehrungsgraden im Nachbruchbereich robuster als quadratische [34].

In [47] wird auf der Basis von Versuchen an Stahlbetonstützen aus selbstverdichtendem Beton mit Druckfestigkeiten bis 80 MPa festgestellt, dass durch den Einsatz hochfester Bügelbewehrung mit Streckgrenzen von $f_y = 800 \text{ MPa}$ der Tragfähigkeitsabfall im Nachbruchbereich im Vergleich zu Bügeln mit $f_y = 400 \text{ MPa}$ und gleichem Querschnitt deutlich verringert wurde. Das Nachbruchverhalten, ausgedrückt durch das Verhältnis der Dehnungen bei Versuchshöchstlast ϵ_{cc} zur rechnerischen Bruchstauchung ϵ_{c1} der einachsig gedrückten Stütze, steigt durch die hochfeste Bügelbewehrung für die HPC-Stützen deutlich von $\epsilon_{cc} / \epsilon_{c1} = 1,47$ mit 400 MPa-Bügel auf $\epsilon_{cc} / \epsilon_{c1} = 5,71$ bei Bügeln mit

800 MPa Streckgrenze [47]. Die Tragfähigkeit konnte durch hochfeste Bügel mit gleichem Bügelquerschnitt bei NSC-Stützen um 18 bis 50 % erhöht werden. Bei Betonen mit 80 MPa Druckfestigkeit konnte die Höchstlast durch hochfeste Bügel dagegen nur um 0 bis 17 % erhöht werden. Die geringere Wirksamkeit der Umschnürung zur Steigerung der Tragfähigkeit bei HPC wird mit der bei steigender Druckfestigkeit abnehmenden Querdehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit erklärt.

Mit steigendem Bügelbewehrungsgrad verbessert sich bei Stützen aus HPC das Nachbruchverhalten, die aufnehmbare Last im Nachbruchbereich steigt [2], [8], [51], [64].

Das durch Neigung und Länge des abfallenden Astes der Kraft-Dehnungsbeziehung beschreibbare Nachbruchverhalten ist bei Stützen aus HPC ohne besondere Maßnahmen deutlich spröder als bei Stützen aus NSC [34]. *FOSTER* schlägt z. B. in [31] vor, das Nachbruchverhalten für Vergleiche über die Duktilitätszahl I_{10} zu charakterisieren (Bild 2-20). I_{10} ist der Quotient aus dem Flächeninhalt unter der Kraft-Stauchungsbeziehung (Fläche OACEF) und dem elastischen Anteil (Fläche OAB).

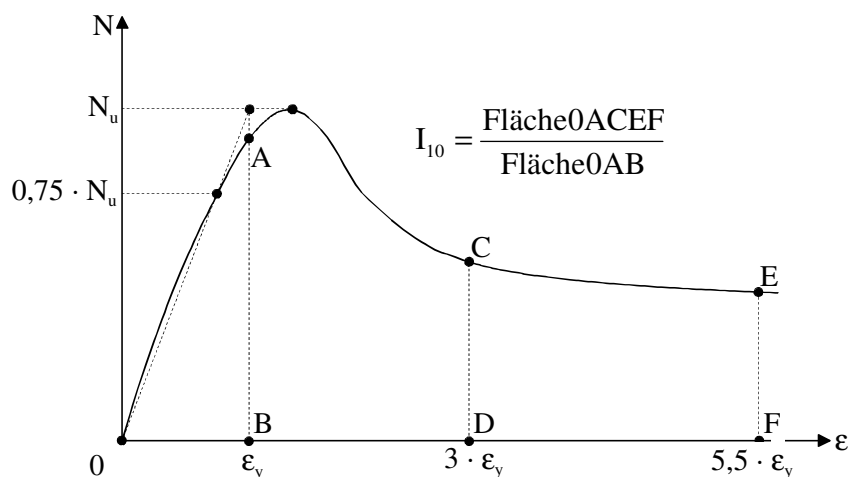


Bild 2-20: Bestimmung der Duktilitätszahl I_{10} aus der Kraft-Stauchungsbeziehung

In [31] wird auf der Basis einer „best fit“ Regressionsrechnung für verschiedene Versuchsergebnisse zum Nachbruchverhalten von zentrisch und exzentrisch gedrückten Stützen folgender Zusammenhang vorgeschlagen:

$$I_{10} = 1,9 \cdot \ln \left(\frac{1000 \cdot k_e \cdot \rho_w \cdot f_{yw}}{f_c} \right) \quad \text{Gl. 2-18}$$

Das Nachbruchverhalten wird umso günstiger, je höher der Quotient aus effektiver Umschnürungsspannung ($k_e \cdot \rho_w \cdot f_{yw}$) und Druckfestigkeit des Betons f_c ist.

Abweichend zu Gleichung 2-18 wird von *SHARMA* in [63] folgender, ebenfalls empirisch ermittelter Ansatz für die Duktilitätszahl I_{10} gegeben:

$$I_{10} = 2,89 \cdot \ln \left(\frac{1000 \cdot k_e \cdot \rho_w \cdot f_{yw}}{f_c} \right) - 0,45 \quad \text{Gl. 2-19}$$

FOSTER schätzt in [31] ab, dass für Gebiete mit geringer bis mittlerer seismischer Aktivität das Nachbruchverhalten bei einer Duktilitätszahl $I_{10} \approx 8$ ausreichend duktil ist. Für Gebiete ohne seismische Aktivität wird in [83] ein Wert von $I_{10} \geq 6,5$ empfohlen. Auf welcher Grundlage diese Annahmen getroffen wurden, wird nicht angegeben.

Für die Duktilitätszahl I_{10} wird in [82] für Betone bis 100 MPa und mittlere Umschnürungsspannungen bis $f_r = 3$ MPa folgender Vorschlag gemacht:

$$I_{10} = 8,74 - 0,36 \cdot \sqrt{\alpha \cdot f_c} + 1,51 \cdot \sqrt{f_r} \quad \text{Gl. 2-20}$$

Umgestellt ergibt sich aus Gleichung 2-20 für eine bestimmte Duktilitätszahl I_{10} die erforderliche Mindest-Umschnürungsspannung f_r des Kernbereiches von Stahlbetonstützen zu:

$$\min f_r = \left(\frac{I_{10} - 8,74 + 0,36 \cdot \sqrt{\alpha \cdot f_c}}{1,51} \right)^2 \quad \text{Gl. 2-21}$$

In Bild 2-21 ist die nach Gleichung 2-21 zur Erreichung einer Duktilitätszahlen $I_{10} = 6,5$ und $8,0$ erforderliche mittlere Umschnürungsspannung f_r für Betone mit einer Druckfestigkeit von $f_c = 0,85 \cdot f_{ck}$ dargestellt.

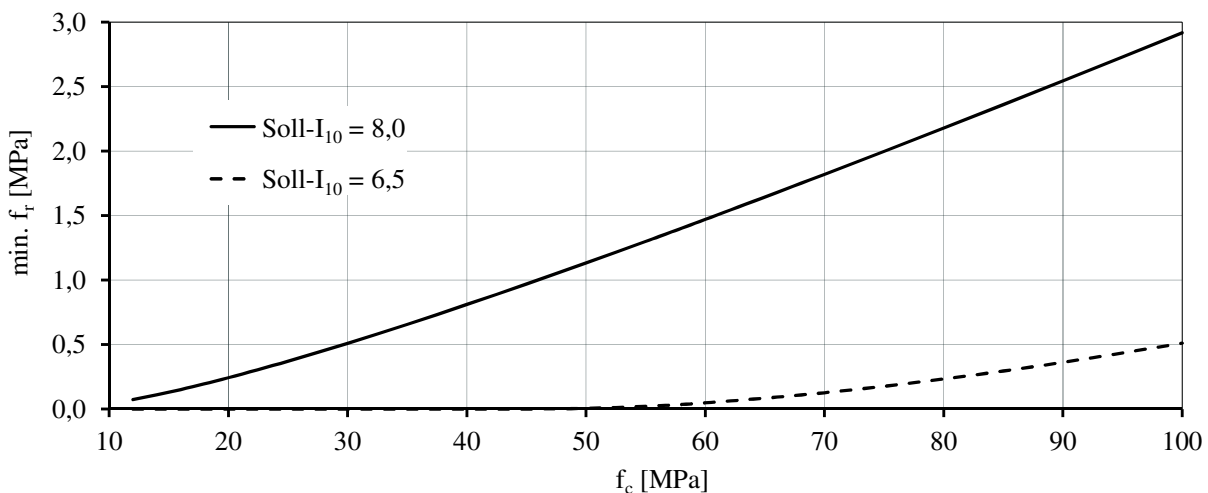


Bild 2-21: Mindestumschnürungsspannung f_r zum Erreichen bestimmter Duktilitätszahlen Soll- I_{10} nach Gleichung 2-21

In DIN EN 1992-1-1 [15] werden unabhängig von der Betongüte Mindestanforderungen an Stabdurchmesser und Stababstände der Bügelbewehrung von Stahlbetonstützen definiert. Wertet man diese für baupraktisch übliche Geometrien und Längsbewehrungsgrade

aus, umschnüren diese Bügel den Kern mit einer mittleren Umschnürungsspannung f_r zwischen 0,2 und ca. 0,8 MPa. Die Mindestbügelbewehrung ist nach Bild 2-21 bei Stützen mit Beton oberhalb etwa C40/50 nicht ausreichend, um eine Duktilitätszahl $I_{10} = 8,0$ sicherzustellen.

2.4 Stahlbetonstützen aus HPFRC

Um die für Stahlbetonstützen aus HPC zur Verbesserung des Nachbruchverhaltens ermittelten hohen Bügelbewehrungsgrade zu reduzieren, wurden international mehrere Versuchsreihen an Stützen aus HPFRC (High Performance Fibre Reinforced Concrete) durchgeführt [82], [83], [84].

Das Nachbruchverhalten von ausschließlich durch Stahlfaserzugabe bewehrten Stützen ohne Stabbewehrung wird nach *HELD* [34] insbesondere bei HPC im Vergleich zu unbewehrten Stützen kaum verbessert. Für die NSC-Stützen konnte der Tragfähigkeitsabfall im Nachbruchbereich im Vergleich zu unbewehrten Stützen durch Stahlfaserzugabe verbessert werden, die Wirksamkeit bezogen auf die Zugabemenge in kg/m^3 ist jedoch geringer als bei konventioneller Stabbewehrung.

ZAINA [82] und *FOSTER* [83], [84] berichten über Versuche an insgesamt 56 zentrisch und exzentrisch gedrückten Stützen aus HPFRC mit Druckfestigkeiten zwischen 80 und 100 MPa und Stahlfaserzugabemengen zwischen 0,32 und 0,82 Vol.-%. Die Arbeiten enthalten keine Angaben, aus denen eine Leistungsklasse nach [12] bestimmt werden kann. Die Stützen mit quadratischem Querschnitt mit Abmessungen $20 \cdot 20 \cdot 182$ cm und solchen mit rechteckigem Querschnitt mit $15 \cdot 25 \cdot 210$ cm hatten eine Längsbewehrung aus Betonstahl mit Streckgrenzen zwischen $f_y = 560$ und 576 MPa und Längsbewehrungsgrade von $\rho_l = 2,26$ bis $4,02$ %. Für die Bügelbewehrung wurde Betonstahl mit $f_y = 690$ MPa und Bügelbewehrungsgraden zwischen $\rho_w = 1,21$ und $2,51$ Vol.-% verwendet.

ZAINA [82] führt aus, dass durch die Zugabe von Stahlfasern die Druckfestigkeit von HPC nicht signifikant erhöht wird. Der wesentliche Beitrag sei der im Vergleich zu Betonen ohne Fasern geringere Tragfähigkeitsabfalls des Faserbetons im Nachbruchbereich. Die äußere Schale des Betonquerschnittes wird durch die Querbewegung des Kernes nach außen gedrückt. Die Verformungen des Kernes sind in Stützenlängsrichtung ungleich verteilt. Während der Kern in der Bügelebene durch den Bügel in seiner Bewegung beschränkt wird, kann er sich zwischen den Bügeln frei verformen. Da die steife Betondeckung diese ungleichen Verformungen nicht ausgleichen kann, resultieren hieraus in der Kontaktzone „Betondeckung / Kern“ in der Bügelebene Zugkräfte. Durch die lokale Schwächung des Betons durch eben diese Bügel kann dies den Initialriss zum Abplatzen der Betondeckung hervorrufen [84]. Durch die Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons wird dieser Mechanismus begrenzt.

Die umschnürende Bügelbewehrung kann nach [82] durch Stahlfaserzugabe reduziert werden. Das Abplatzen der Betondeckung bei HPC bei Erreichen der Druckfestigkeit kann nach ZAINA [82] bei folgender Faserzugabemenge v_f in Vol.-%

$$v_f \geq \frac{f_r}{0,6 \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot (f_c)^{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{16}{3 \cdot \left(1 + \frac{b_c}{2(b - b_c)}\right)} \quad \text{Gl. 2-22}$$

verhindert werden. Die nach [81] mögliche Verbesserung des durch die Duktilitätszahl I_{10} charakterisierten Nachbruchverhaltens von HPC-Stützen durch Stahlfaserzugabe ist im Bild 2-22 dargestellt. Die Fasern erhöhen die effektive Umschnürung des Kernbetons aus Bügelbewehrung f_{rt} um einen Faserbeitrag f_{rf} . Die Wirksamkeit der Stahlfaserzugabe steigt mit wachsender „Gesamtumschnürung“.

Die umschnürende Wirkung der Stahlfasern wird in Gleichung 2-22 aus [84] durch einen empirisch ermittelten additiven Beitrag f_{rf} der Stahlfaser zu der durch Bügel erhaltenen effektiven Umschnürungsspannung berücksichtigt.

$$f_{rf} = \frac{3}{8} \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot v_f \cdot 0,6 \cdot (f_c)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Gl. 2-23}$$

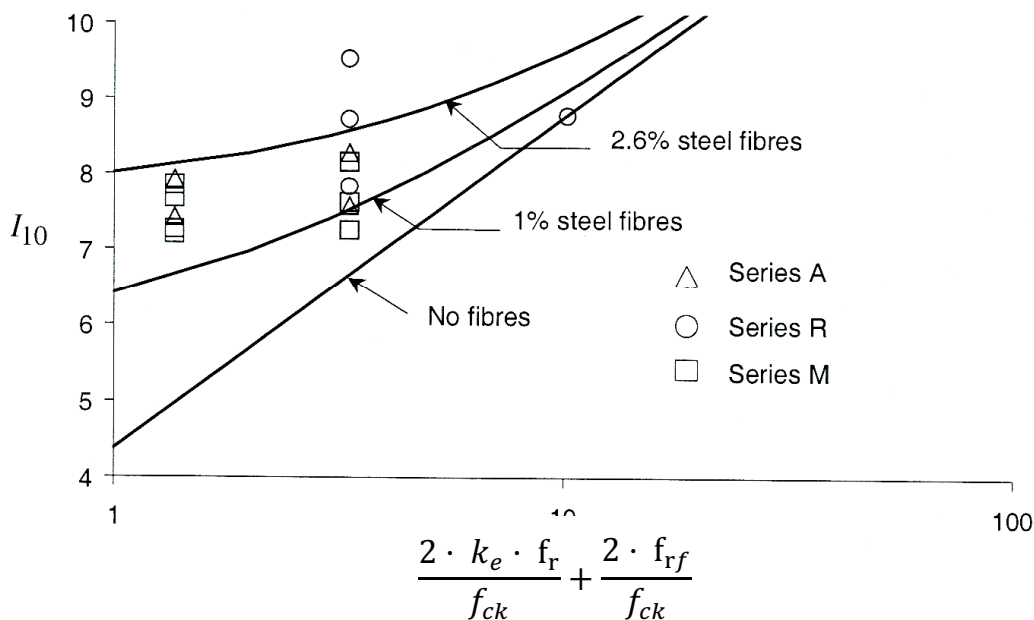


Bild 2-22: Verbesserung der Duktilitätszahl I_{10} durch Stahlfaserzugabe [84]

2.5 Stützen aus UHPC

2.5.1 Bewehrte UHPC-Stützen

WATANABE berichtet in [81] über Versuche von KOMURO an 29 umschnürten zentrisch gedrückten UHPC-Stützen mit Rechteck- (26 · 26 · 75 cm) und Kreisquerschnitt (Ø 25 · 75 cm) mit Betonfestigkeiten zwischen 100 und 176 MPa. Die Längsbewehrung der UHPC-Stützen bestand aus Betonstahl Ø 16 mm mit einer Streckgrenze von $f_y = 685$ MPa und zusätzlich je 4 Ø 22 mm ($f_y = 1080$ oder 1219 MPa) zur Stabilisierung des abfallenden Astes der Kraft-Verschiebungsbeziehung. Die quadratischen Stützen haben damit einen Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 5,01$ %, die mit Kreisquerschnitt von $\rho_l = 8,01$ %. Zur Tragfähigkeit der Betonstähle bei Druckbeanspruchung enthält [81] keine Angaben. Für die Bügelbewehrung wurden hochfeste Stähle mit Streckgrenzen von $f_y = 1515$ bzw. 1440 MPa und Bügelbewehrungsgraden zwischen 1,95 und 4,57 Vol.-% verwendet. Bild 2-23 stellt die in [81] festgestellten Spannungs-Dehnungs-beziehungen für den umschnürten Beton von UHPC-Stützen mit Kreisquerschnitt dar. Die Kurven zeigen ein robustes Nachbruchverhalten, wobei die Bügelbewehrung mit Abständen von $s_w = 2,7$ cm sehr dicht ist und hohe Ansprüche an die Herstellung stellt.

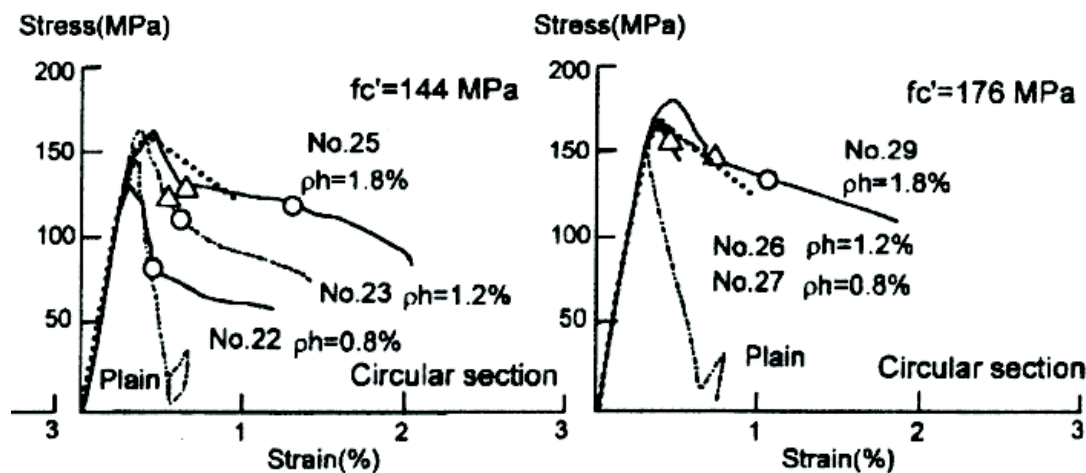


Bild 2-23: Druckspannungs-Stauchungsbeziehung von umschnürten UHPC aus [81]

Am iBMB der TU Braunschweig im Fachgebiet Massivbau wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Schleuderbetonstützen aus hochfester Bewehrung und ultrahochfestem Beton durchgeführt. EMPELMANN [46] berichtet u. a. über 18 Versuche an exzentrisch gedrückten Stützen mit kreisrundem Rohrquerschnitt mit Außenabmessungen zwischen Ø 25 und 40 cm und Probenlängen zwischen 200 und 350 cm aus UHPC mit einer Druckfestigkeit von $f_{cm} = 143$ bis 158 MPa. Die Längsbewehrung der UHPC-Stützen mit Stabdurchmessern zwischen Ø 18 und 40 mm und Längsbewehrungsgraden zwischen $\rho_l = 4$ und 16 % bestand aus hochfestem Betonstahl S670 mit einer Streckgrenze von $f_{yk} = 670$ MPa. Zum Vergleich wurden UHPC-

Stützen mit normalfester Längsbewehrung aus B500 untersucht. Durch den Rohrquerschnitt steht kein Kernquerschnitt zur Verfügung, der durch die wendelförmige Querbewehrung aus B500 umschnürt wurde.

Im Versuch wurden bei Erreichen der Bruchstauchung ϵ_{c1} abhängig vom Traganteil der Längsbewehrung an der Höchstlast verschiedene Versagensmechanismen beobachtet. Bei einem Traganteil der Längsbewehrung größer als ca. 25 % wurde ein als Versagensmechanismus I bezeichnetes Absprennen der Betondeckung festgestellt. Der Versagensmechanismus II trat bei Stützen mit einem Traganteil der Längsbewehrung von weniger als 20 % ein. Dabei knickte die Längsbewehrung mit dem Abplatzen der Betondeckung aus und einzelne Stäbe der Wendelbewehrung rissen.



Bild 2-24: Versuchsaufbau der UHPC-Schleuderbetonstützen in der 10 MN- (links) und 30 MN-Prüfmaschine [46]

Bei beiden Mechanismen vermochten die Stützen über die Höchstlast hinaus weitere Verformungen mit einer reduzierten Tragfähigkeit zu ertragen. Insbesondere die mit hochfester Längsbewehrung mit einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 15,2 \%$ hochbewehrten UHPC-Stützen VK7-1 und VK 7-2 zeigen im Experiment ein robustes Nachbruchverhalten. Die Stützen verfügen bei einer Stützenverkürzung vom Doppelten der Kürzung bei Erreichen der Höchstlast noch über ein Resttragfähigkeit von 60 % der Höchstlast (Bild 2-25).

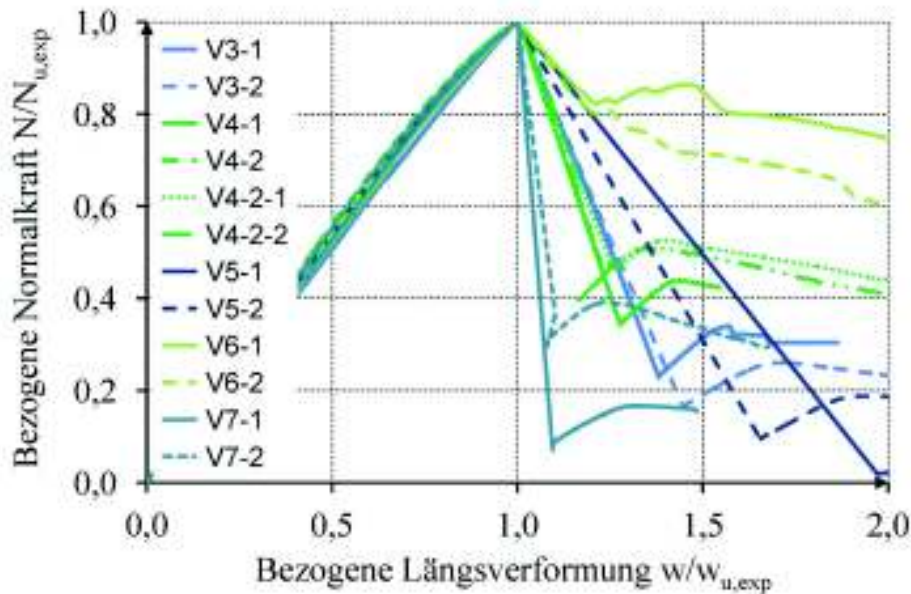


Bild 2-25: Normiertes Normalkraft-Längsverformungsverhalten der UHPC-Stützen [46]

DIN EN 1992-1-1 [15] enthält eine mathematische Formulierung der Spannungs-Stauchungsbeziehung einachsig gedrückten Betons bis zum Erreichen der Druckfestigkeit.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad \text{Gl. 2-24}$$

EMPELMANN bestimmt den Plastizitätsfaktor k für die UHPC der Stützen durch Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung mit den Versuchen zu $k = 1,1$ bis $1,4$.

Zur rechnerischen Beurteilung der Versuche bis zum Erreichen der Höchstlast führte *EMPELMANN* nichtlineare Stabwerksberechnungen mit den Programmen INCA2 und Stab2D-NL [49] mit den experimentell bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des Stahles und des UHPC nach Gleichung 2-24 durch. Die beste Übereinstimmung von Querschnitts- und Systemtragfähigkeit und zugehöriger horizontaler Auslenkung mit den Versuchen ergab sich bei einem Plastizitätsfaktor von $k = 1,1$.

2.5.2 Verbundstützen aus UHPC

Aufbauend auf den von *HELD* [34] und *SIMSCH* [64] beschriebenen Versuchen an Stahlverbundstützen mit hochfestem Beton wurden an der TU Leipzig Verbundstützen mit UHPC mit Druckfestigkeiten zwischen 156 bis 177 MPa untersucht [59], [79], [80]. *SCHNEIDER* berichtet in [58] über Versuche an vierzehn zentrisch gedrückten kreisförmigen UHPC-Verbundstützen sowie zum Vergleich je eine mit NSC und HPC gefüllte Stütze. Die Stützen wurden mit Mantelrohren aus Stahl S 355 mit Außendurchmessern

zwischen \varnothing 164,2 und \varnothing 189,0 mm, Wanddicken zwischen 1,5 und 8,1 mm und Längen zwischen 645 und 756 mm ausgeführt. Der Bewehrungsgrad lag zwischen $\rho_a = 3,2$ und 18,4 Vol.-%. Die Stützen enthielten keine Verbundmittel oder andere Bewehrungen. Die Lasteinleitung erfolgte über den Betonkern (Serie NB) oder direkt über die gesamte Querschnittsfläche (Serie NG).

Bild 2-26 stellt die im Versuch ermittelte Kraft-Stauchungsbeziehungen einer Verbundstütze aus UHPC mit ca. 4 mm Wanddicke und Lasteinleitung in den Beton dar. Zum Vergleich sind im selben Bild die Kurvenverläufe von Verbundstützen mit NSC (NFB) und HPC (HFB) enthalten. Die Stütze mit NSC zeigt bis zum Erreichen der Höchstlast von ca. 1850 kN bei 20 ‰ Stauchung einen deutlich nichtlinearen ansteigenden Ast mit einem annähernd stabilen Kurvenverlauf im Nachbruchbereich. Bei den HPC- und UHPC-Stützen wurde bis zum Erreichen der Höchstlast ein deutlich steilerer und annähernd linearer Anstieg mit etwa 3100 kN Höchstlast bei 5 ‰ Stauchung bzw. 4100 kN bei 5,5 ‰ Stauchung festgestellt. Die Höchstlast entspricht etwa 160 % bzw. 220 % der NSC-Variante. Die Kurve der HPC-Verbundstütze in Bild 2-26 fällt nach der Höchstlast etwas flacher ab und stabilisiert sich bei ca. 60 % der Höchstlast. Die Kurve der Stütze aus UHPC fällt im Nachbruchbereich mit etwa der Neigung des ansteigenden Astes auf ca. 75 % der Höchstlast bei 7,5 ‰ Stauchung und dann deutlich flacher auf ca. 55 % der Höchstlast bei ca. 22 ‰ Stauchung ab. Nach den Versuchen wurden die Mantelrohre entfernt und festgestellt, dass HPC- und UHPC-Variante durch Ausbildung eines etwa 10° zur Senkrechten geneigten Schubbandes versagt haben.

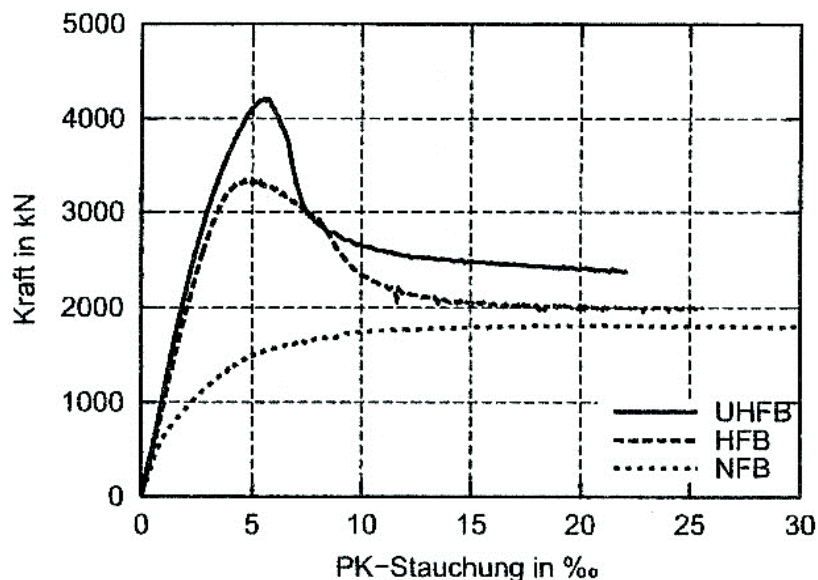


Bild 2-26: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuchen [58]

Aufgrund der homogenen Steifigkeitsverteilung zwischen Korn und Matrix und der Reduktion der Mikrorissbildung reicht das Querdehnungsverhalten des UHPC nach [58] nicht aus, um bei UHPC-Verbundstützen im Kernbeton einen die Tragfähigkeit steigern-

den mehrachsigen Spannungszustand infolge der umschnürenden Ringspannung im Mantelrohr zu erzeugen.

Nach *SCHNEIDER* [58] zeigt die Auswertung der Versuche eindeutig die Existenz eines nicht zu vernachlässigenden Schwindspaltes zwischen UHPC-Kern und Stahlmantel. Die Dicke des Spaltes wird mit etwa 0,7 ‰ des Betondurchmessers angegeben. Durch herstellungsbedingte Eigenspannungen wiesen die verwendeten Stähle der Güte S 355 eine deutlich nichtproportionale Arbeitslinie auf, bei der sich das Mantelrohr bei zunehmender Beanspruchung in Längsrichtung, statt den Kernbeton in Querrichtung zu umschnüren, sogar „überproportional vom Betonkern entfernte“. Die Traglast des UHPC konnte durch die Mantelrohr-Umschnürung - im Vergleich zu einachsig gedrückten UHPC - nur um 0 bis 12 % gesteigert werden.

SCHNEIDER stellt deshalb fest, dass eine über die gesamte Stützenlänge wirksame Umschnürung von UHPC-Stützen durch stählerne Mantelrohre wegen des unterschiedlichen Querdehnungsverhaltens von Stahlrohr und Kern, des Schwindspaltes und der Aufzehrung des Rohrwiderstandes durch Längsspannungen nicht möglich ist. Er empfiehlt deshalb, für die Ummantelung Werkstoffe mit proportionaler Spannungs-Dehnungsbeziehung und anisotrope Umschnürungssysteme mit in Längsrichtung reduzierter Steifigkeit zu verwenden sowie den aus dem plastischen Schwinden des UHPC entstehenden Schwindspalt durch betontechnologische Maßnahmen zu vermindern oder kraftschlüssig zu verpressen.

SCHNEIDER führt numerische FE-Simulationen der Bauteilversuche bis zum Erreichen der Höchstlast mit dem Programm Abaqus durch und verwendet das im Programm implementierte Fließkriterium nach *DRUCKER / PRAGER*. Die Anpassung an den eingesetzten UHPC erfolgt über den aus dem Versuch abgeleiteten Triaxialfaktor $k = 3,61$. Für den Anstieg der Längsdruckfestigkeit bei Querdruck gibt *SCHNEIDER* mit den in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen folgende Beziehung

$$f_{cc} = f_c + 3,61 \cdot f_r \quad \text{Gl. 2-25}$$

an.

2.6 Stützen aus UHPFRC

2.6.1 UHPFRC-Stützen bei Erdbebeneinwirkung

TAKATSU [75] untersucht zehn bewehrte Stützen aus UHPFRC mit Druckfestigkeiten bis ca. 150 MPa und Fasergehalten zwischen 0 und 3,0 Vol.-% zur Bestimmung der Verformungsfähigkeit im Erdbebenfall. Die Stützenabschnitte mussten bei zyklischer, außermittiger Beanspruchung und einem Beanspruchungsniveau von 60 % der zentrischen

Druckfestigkeit eine vorgegebene Anzahl von Lastzyklen ertragen. Nach jedem Zyklus wurde die bei Entlastung verbleibende Rotation der Stütze gemessen. Die Traglast der untersuchten Stützen wurde nicht ermittelt. *TAKATSU* [75] berichtet, dass sich durch Zugabe von Stahlfasern das Abplatzverhalten im Vergleich zu UHPC-Stützen deutlich verbessert, die Rissbreite reduziert und geringere Bügelspannungen gemessen wurden.

Über ähnliche Versuche und Ergebnisse wird von *SUGANO* et al. in [74] und *KIMURA* et al. in [37] berichtet. Die Arbeiten enthalten keine Angaben, aus denen eine Leistungsklasse nach [12] bestimmt werden kann.

Das Nachbruchverhalten wird bei monotoner Druckbelastung durch Fasern verbessert [37], [74], [75]. Die Angaben zur Auswirkung auf das Verhalten bei zyklischer Druckbelastung sind uneinheitlich. Während in [37] und [74] über eine deutliche Verbesserung des Bauteilverhaltens berichtet wird, wird in [75] keine Verbesserung festgestellt.

2.6.2 Längs- und bügelbewehrte UHPFRC-Stützen bei zentrischem Längsdruck

SUGANO et al. berichten in [74] über neun Versuche an gedrunenen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen mit Druckfestigkeiten von 120, 160 und 200 MPa und Stahlfasierzugaben von 0 und 2,0 Vol.-%. Angaben, aus denen eine Leistungsklasse nach [12] bestimmt werden kann, werden nicht gegeben.

Für die Längsbewehrung mit $\rho_l = 2,36 \%$ wurde Betonstahl mit einer Streckgrenze von 685 MPa eingesetzt. Die Bügelbewehrung $\emptyset 6$ mm bzw. $\emptyset 7,1$ mm bestand aus hochfesten Stählen mit Streckgrenzen von 700 bzw. 1400 MPa. Haupt- und Zwischenbügel wurden in Abständen von 35, 45 und 55 mm angeordnet. Die Bügelbewehrungsgrade lagen zwischen $\rho_w = 2,76$ und 6,11 Vol.-%. Bild 2-27 (links) stellt den Bewehrungsplan und Bild 2-27 (rechts) die festgestellten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der UHPC und UHPFRC der Stützen von *SUGANO* dar.

SUGANO gibt die folgenden, empirisch ermittelten Gleichungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit f_{cc} und Bruchstauchung des Kernbetons ε_{cc} infolge einer umschnürenden Bewehrung an:

$$f_{cc} = f_c + f_c \cdot 0,92 \cdot \sqrt{\rho_w \cdot f_{yw}} \quad \text{Gl. 2-26}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c1} \cdot 99,6 \cdot \frac{\rho_w \cdot f_{yw}}{f_c} \quad \text{Gl. 2-27}$$

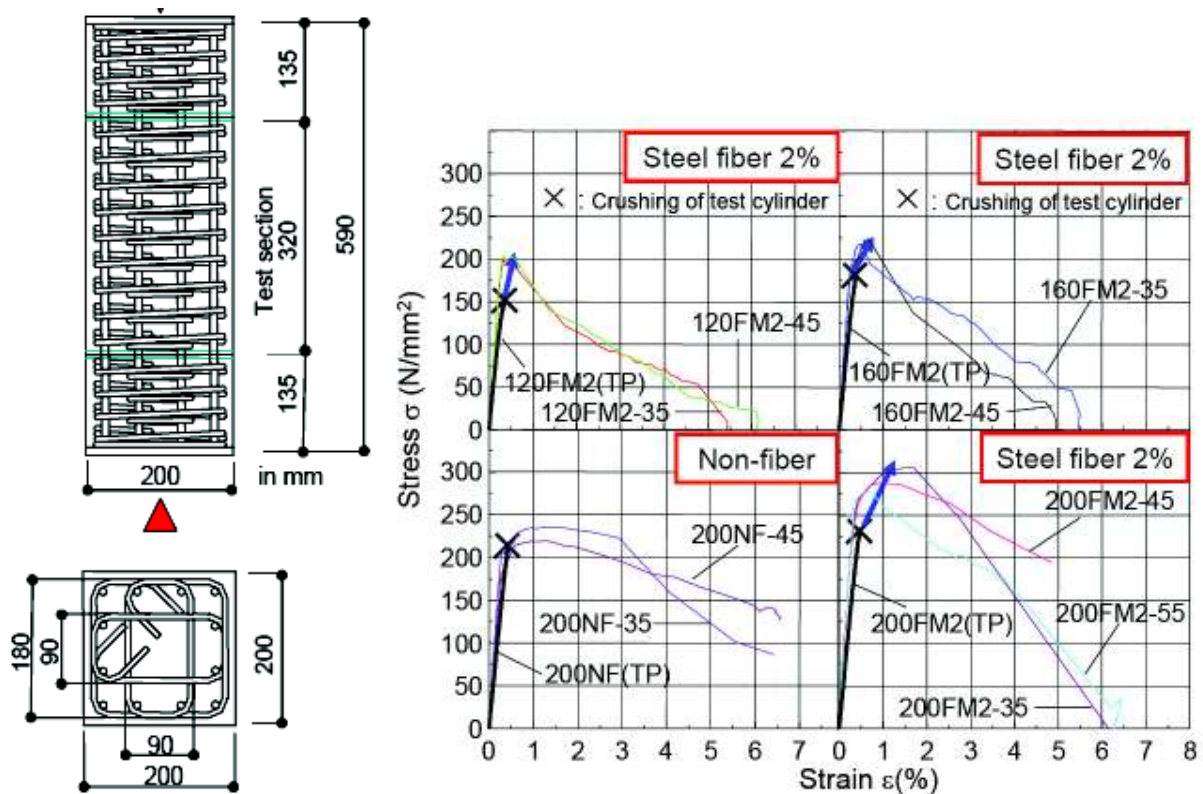


Bild 2-27: Bewehrungsplan (links) und aus den Stützenversuchen abgeleitete Druckspannungs-Stauchungsbeziehung der UHPC- und UHPFRC-Stützen (rechts) [74]

Der Einfluss der Fasern wird in dem Modell von *SUGANO* nicht berücksichtigt; ebenso geht *SUGANO* nicht auf das Nachbruchverhalten ein.

2.6.3 UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck ohne Bügelbewehrung

MALIK berichtet in [42] und [43] über experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von ausschließlich längsbewehrten UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck. Es wurden sechs Stützen mit quadratischem Querschnitt ($15 \cdot 15 \cdot 145$ cm) und bezogenen Anfangsausmitten e_0/h zwischen 0 und 0,13 untersucht. Um ein Versagen der Lasteinleitung zu verhindern, wurden die Stützen oben und unten in Richtung der Exzentrizität auf 30 cm angevoutet (Bild 2-28).

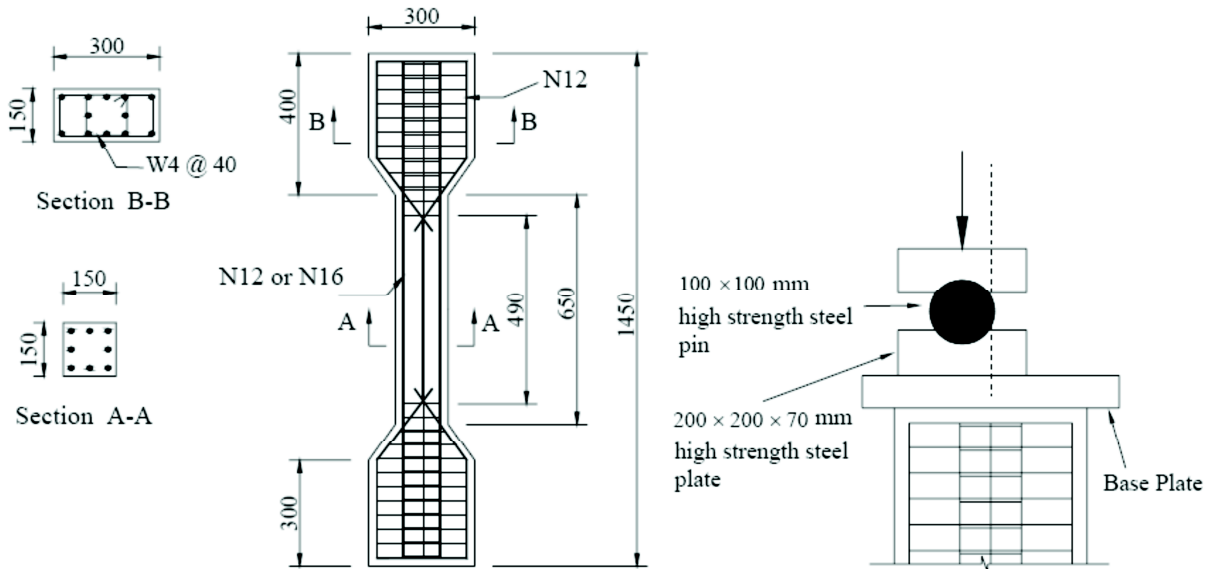


Bild 2-28: Bewehrungsplan der UHPFRC-Stützen RPC1 bis RPC6 (links) und Lasteinleitung (rechts) [43]

Die Stützen (Bild 2-28, links) hatten einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 4,02 \%$ bzw. $7,15 \%$ mit Streckgrenzen von $f_{yV} = 545$ bzw. 552 MPa und wurden im Bruchbereich auf einer Länge von 49 cm ohne Bügelbewehrung ausgebildet. Der Endbereich war mit vierschnittigen Bügeln $\varnothing 4$ mm im Abstand $s_w = 4,0$ cm aus Betonstahl mit einer Streckgrenze $f_{yk} = 500$ MPa bewehrt. Dem eingesetzten ultrahochfesten Mörtel mit einem Größtkorn von $0,4$ mm und einer Druckfestigkeit von $f_{ck} = 150$ MPa wurden 2 Vol.-% Stahlfasern mit einer Streckgrenze von 1800 MPa zugegeben. Auch *MALIK* gibt keine Werte an, aus denen eine Leistungsklasse des UHPFRC nach [12] bestimmt werden kann.

Die Kraft-Stauchungsbeziehungen für die vertikale Dehnung der untersuchten Stützen RPC1, RPC2 und RPC4 und RPC5 sind in Bild 2-29 dargestellt.

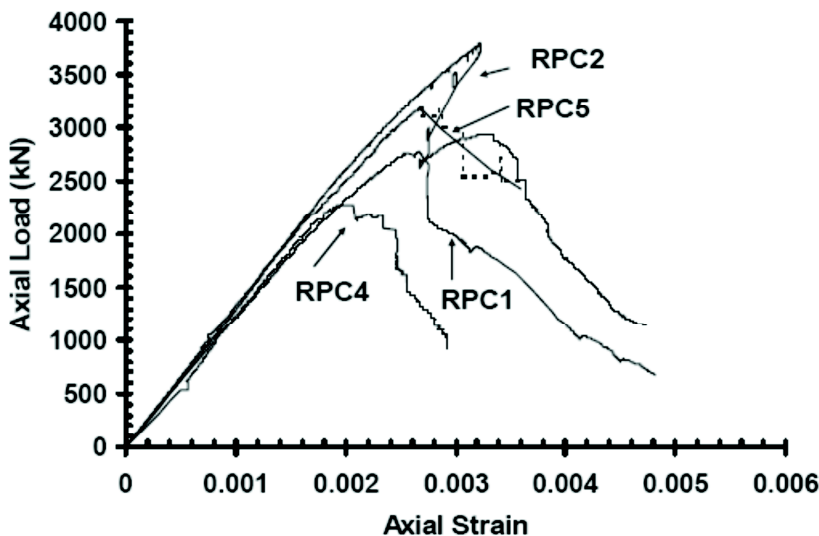


Bild 2-29: Kraft-Stauchungsbeziehung von UHPFRC-Stützen [43]

Bild 2-30 stellt die im Versuch bestimmte Normalkraft-Biegemomentbeziehung der Stützen RPC1 bis RPC2 und zum Vergleich die für einen Faktor $k_3 = \alpha_1 = 0,9$ und $1,0$ (Bauteilfaktor) ermittelte M/N -Interaktionskurve des Querschnittes dar. Die im Versuch ermittelten Höchstlasten liegen oberhalb der für einachsige Beanspruchungen ermittelten rechnerischen Kurven. MALIK nimmt an, dass die Ursache für die rechnerische Unterschätzung der Höchstlast an der nicht berücksichtigten umschnürenden Wirkung der Stahlfaser liegt.

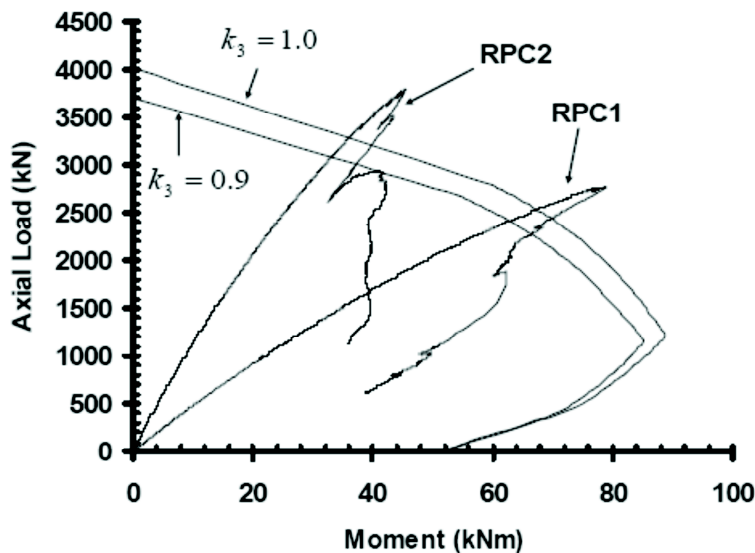


Bild 2-30: Vergleich der im Versuch bestimmten Normalkraft-Biegemomentverläufe der Stützen RPC1 bis RPC2 mit rechnerisch ermittelten Interaktionskurven [43]



Bild 2-31: Stütze RPC1 im Versuch (links) sowie nach dem Bruch auf der Druckseite (Mitte) und Zugseite (rechts) [43]

Bei keiner der sechs UHPFRC-Stützen RPC1 bis RPC6 kam es zum Abplatzen der Betondeckung oder zum Ausknicken der Längsbewehrung. *MALIK* folgert aus den Versuchen, bei denen in Stützenmitte auf einer Länge von 49 cm keine Bügel vorhanden waren, dass durch den Einsatz von Stahlfasern die Bügel deutlich reduziert werden können, ohne jedoch diesen Beitrag zu quantifizieren.

MALIK rechnet die Versuche RPC1 bis RPC6 mit einem dreidimensionalen FE-Modell mit dem Programm DIANA nach und verwendet im Druckbereich das implementierte *DRUCKER/PRAGER*-Modell. Für die Kalibrierung der Versagensfläche nach *DRUCKER/PRAGER* werden die Parameter Reibungswinkel Φ und Dilatanzwinkel ψ benötigt, die *MALIK* auf Basis einer Auswertung von Versuchen mit $\Phi = 37^\circ$ und $\psi = 17^\circ$ annimmt. Die horizontale Auslenkung in Stützenmitte der Stütze RPC1 aus Versuch und *MALIK*'s FE-Simulation (Bild 2-32) zeigen eine gute Übereinstimmung.

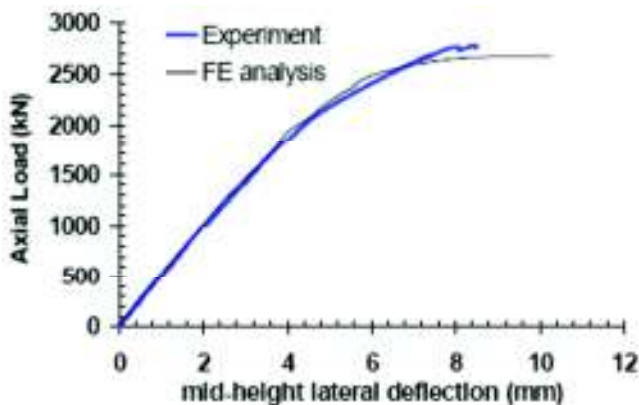


Bild 2-32: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung der horizontalen Auslenkung in Stützenmitte der Stütze RPC1 zwischen FE-Simulation und Versuch [43]

An der EFP Lausanne wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Verhalten von auf Zug und exzentrischem Längsdruck beanspruchten Bauteilen aus UHPFRC durchgeführt. *REDAELLI* berichtet in [52] über insgesamt neun von Jungwirth durchgeführte Versuche an exzentrisch gedrückten Stützen mit quadratischem Querschnitt und Abmessungen von $16 \cdot 16 \cdot 150$ cm aus UHPFRC mit einer Druckfestigkeit von $f_{ck} = 191$ MPa. Es wurden unbewehrte Stützen (Serie NA) und nur in Längsrichtung bewehrte Stützen mit Längsbewehrungsgraden zwischen $\rho_l = 2,3$ und $4,9$ ‰, aus B500 bzw. auf $\epsilon_p = 6,2$ ‰ vorgespannten Spannstahlitzen $\varnothing 15,7$ mm untersucht.

Die Proben wurden bei konstanter Normalkraft (1500, 2500 und 3500 kN) durch zunehmende Rotation der oberen und unteren Lasteinleitungsstruktur bis zum Erreichen des zur abgeprüften Normalkraft zugehörigen maximalen Biegemomentes beansprucht. Bei einigen Versuchen ist es gelungen, die Versuche bis über das maximale Moment hinaus durchzuführen. In Bild 2-33 sind die experimentell ermittelten Momenten-Verschiebungsbeziehungen der horizontalen Auslenkung in Stützenmitte dargestellt.

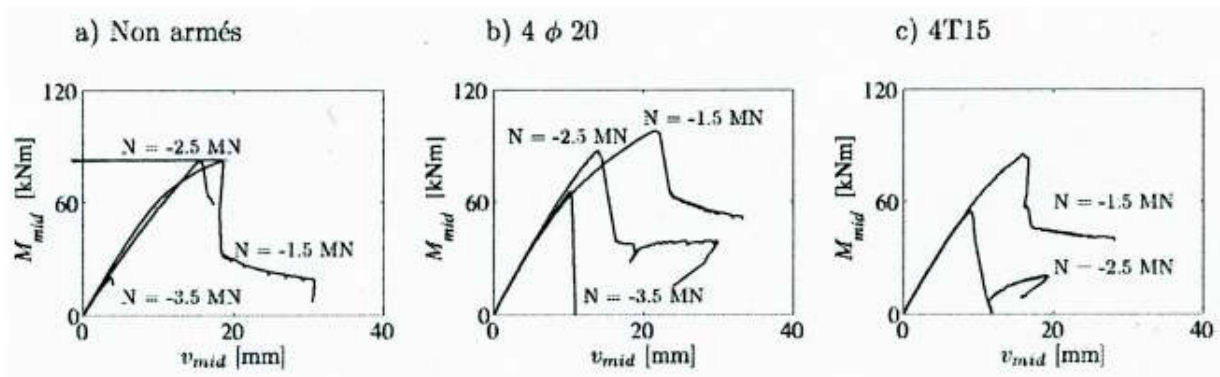


Bild 2-33: Momenten-Verschiebungsbeziehung der horizontalen Auslenkung in Stützenmitte von UHPFRC-Stützen aus Versuch [52]

Die ausschließlich faserbewehrte Stützen (Serie NA, non armés) in Bild 2-33 (links) versagten bei Normalkräften von 2500 und 3000 kN mit dem Erreichen des maximalen Biegemomentes spröde. Der Versuch NA-1500 mit 1500 kN ergab eine über diese Spitze hinaus verbleibende Systemtragfähigkeit von bis zu 1100 kN, wobei die resultierende Exzentrizität etwa im Kern des Querschnittes wirkte. Auch die schlaff bewehrte Serie „4 Ø 20“ zeigte bei den Versuchen mit 1500 kN und 2500 kN eine über das Maximalmoment hinweg verbleibende Systemtragfähigkeit (Bild 2-33, Mitte), während die Stütze mit 3500 kN spröde versagte. Die vorgespannten UHPFRC-Stützen der Serie „4T15“ (Bild 2-33, rechts) erreichten nicht die Grenzbiegemomente der Serie „4 Ø 20“.

REDAELLI entwickelt durch Nachrechnung von Stützenversuchen aus der Literatur für Betone mit Druckfestigkeiten bis $f_c = 120$ MPa ein empirisches Modell zur rechnerischen Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von umschnürten UHPC. Für die Druckfestigkeit f_{cc} und die zugehörige Stauchung des Kernbetons ε_{cc} sowie die Stauchung ε_{cc50} im Nachbruchbereich bei einer Resttragfähigkeit von $0,5 \cdot f_{ck}$ gibt er folgende Beziehungen an:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{f_r}{f_c} \right)^{0,7} \right] \quad \text{Gl. 2-28}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \left[1 + 10 \cdot \left(\frac{f_r}{f_c} \right) \right] \quad \text{Gl. 2-29}$$

$$\varepsilon_{cc50} = \varepsilon_{c50} \cdot \left[1 + p \cdot 10 \cdot \left(\frac{f_r}{f_c} \right) \right] \quad \text{Gl. 2-30}$$

$$p = \max. \left[\frac{f_r}{f_c} - 2 ; 1 \right] \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c50}} \quad \text{Gl. 2-31}$$

Da *REDAELLI* keine eigenen Versuche an umschnürten UHPFRC-Stützen durchgeführt hat, überprüfte er sein Modell an den in [27] mitgeteilten Teilergebnissen der in dieser Arbeit beschriebenen UHPC- bzw. UHPFRC-Stützen S2, S5 und S6. Bild 2-34 (links) stellt den auf die Höchstlast der UHPC-Stütze S6 bezogenen Verlauf der Kraft-Stauchungsbeziehung dieser Stützen und Bild 2-34 (rechts) das Ergebnis der Modellrechnung nach *REDAELLI* dar.

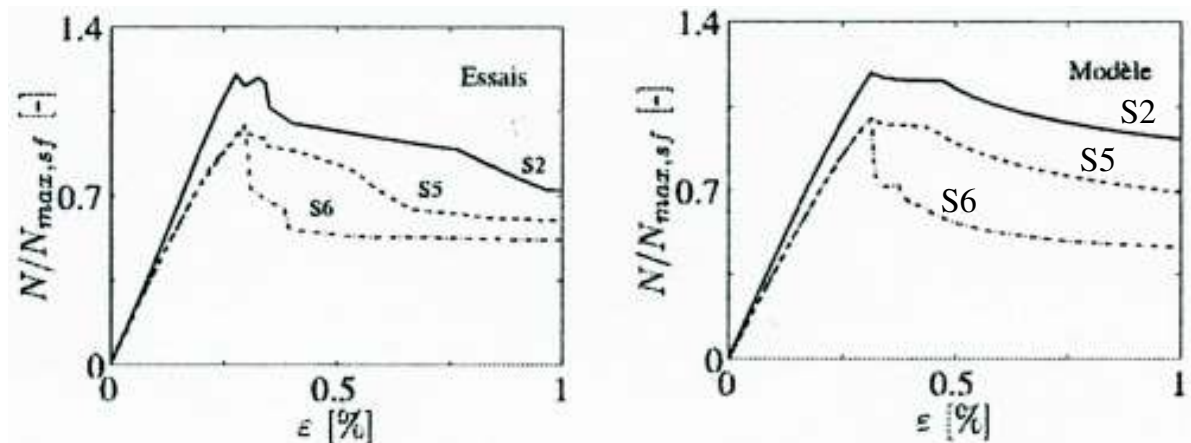


Bild 2-34: Kraft-Stauchungsbeziehung der UHPC- und UHPFRC-Stützen S2, S5 und S6 bezogen auf die Höchstlast der UHPC-Stütze S6 aus Versuch (links) und Ergebnis der Nachrechnung mit dem Modell nach *REDAELLI* (rechts) [52]

2.7 Zusammenfassung und offene Fragen

National wie international wurden verschiedene Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbeton- und Verbundstützen aus ultrahochfestem Beton durchgeführt. *WATANABE* [81] und *SUGANO* [75] stellen auf Grundlage experimenteller Untersuchungen an gedungenen zentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen fest, dass die Druckfestigkeit des umschnürten Kernbetons mit steigendem Bügelbewehrungsgrad anwächst. Zugleich wird die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung im Nachbruchbereich flacher. *KIMURA* [37], *TAKATSU* [74] und *SUGANO* [75] berichten über die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zum Tragverhalten exzentrisch gedrückter UHPFRC-Stützen bei zyklischer Beanspruchung im Erdbebenfall.

Die Arbeiten von *SCHNEIDER* [58] über kurze UHPC-Verbundstützen ergaben, dass wegen des unterschiedlichen Querdehnungsverhaltens von Stahlrohr und Kern, des Schwindspaltes und der Aufzehrung des Rohrwiderstandes durch Längsspannungen eine wirksame Umschnürung von UHPC-Stützen durch stählerne Mantelrohre nicht möglich ist. Die von *SCHNEIDER* durchgeführten numerischen FE-Simulationen zeigen bis zum Erreichen der Höchstlast eine gute Übereinstimmung mit den Bauteilversuchen. Eine numerische Abschätzung des Verlaufes der Kraft-Verschiebungsbeziehung im Nachbruchbereich ist in [58] nicht enthalten.

MALIK [43] stellt kein Modell zur rechnerischen Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens von bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung einschließlich des Nachbruchbereiches vor. Die Arbeit von *REDAELLI* [52] enthält kein Modell für UHPFRC-Stützen unter exzentrischem Längsdruck.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die für die Anwendung von bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Längsbewehrung notwendige rechnerische Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens von zentrisch und exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen einschließlich des Nachbruchbereiches durch den dargestellten Stand der Forschung noch nicht möglich ist.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Vorbemerkungen

Als Basis für die eigenen theoretischen und numerischen Untersuchungen wurden sieben gedrungene UHPFRC-Stützen (S1 bis S5 und VK1 bis VK2) und eine UHPC-Stütze (S6) unter zentrischem Längsdruck, sieben gedrungene exzentrisch gedrückte Stützen (SE1 bis SE7) sowie zwei schlanke exzentrisch gedrückte UHPFRC-Stützen (C1 und C2) in weggesteuerten Versuchen über die Höchstlast hinaus geprüft.

Als UHPC und UHPFRC wurden die Referenzbetone B4Q und B5Q des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1182 mit modifizierten Stahlfaserzugabemengen und Fasergeometrien eingesetzt. Die Betonrezepturen werden in Anhang A dargestellt.

Zu Vergleichszwecken wurden insgesamt acht zentrisch gedrückte gedrungene Stützen (VK3 bis VK10) aus normal- und hochfestem Beton untersucht.

3.2 Stützenversuche

3.2.1 Gedrungene Stützen bei zentrischem Längsdruck

Insgesamt wurden 16 gedrungene Stahlbetonstützen mit quadratischem Querschnitt und Abmessungen von 20 · 20 · 60 cm unter Kurzzeitbelastung untersucht. Davon waren sieben aus UHPFRC, eine aus UHPC, je eine aus NSC, NSFRC und HPFRC und fünf aus hochfestem Beton. Bild 3-1 und Tabelle 3-1 geben einen Überblick über die acht gedrun- genen Stützen aus ultrahochfestem Beton.

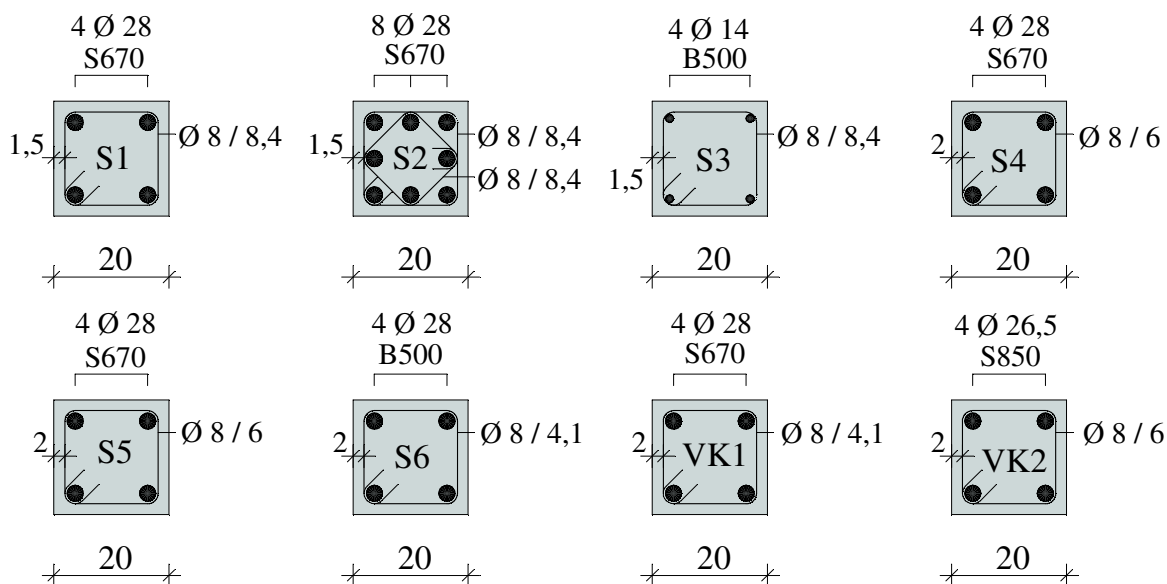


Bild 3-1: Bewehrung der UHPC / UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2

Tabelle 3-1: Daten der UHPC / UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2

Stützen	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	VK 1	VK 2	
b · d · l	20 · 20 · 60 cm, Schlankheit $\lambda = 10,4$, Exzentrizität $e = 0$								
Beton	UHPFRC145 (B4Q-3)					UHPC140 B4Q oSF	UHPFRC 150 B4Q-8	UHPFRC 135	
g_f	[kg/m ³]	98,1					0,00	117,8	98,1
v_f	[Vol.-%]	1,25						1,50	1,25
l_f / d_f	[mm]	30 / 0,375						17 / 0,15	30 / 0,375
$\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$	[-]	1,25 Vol.-% · 30 mm / 0,375 mm = 1,00						1,70	1,00
f_{ck}	[MPa]	147	147	146	140	140	140	153	135
f_{cm}	[MPa]	152	152	151	145	151	149	158	139
Leistungsklasse		7,5 / 4,2					-	8,4 / 3,3	7,5 / 4,2
A_{sl} :	[n · ϕ_{sl}]	4 Ø 28	8 Ø 28	4 Ø 14	4 Ø 28		4 Ø 28	4 Ø 26,5	
	Stahl:	S670		B500	S670		B500	S670	S850
ρ_l	[%]	6,16	12,32	1,54	6,16		6,16	5,52	
Bügel:	[ϕ_{sw} / s_w]	Ø 8 / 8,4 cm			Ø 8 / 6 cm	Ø 8 / 4,1 cm		Ø 8 / 6,0 cm	
	Stahl:	B500 ($f_{yk} = 560$ MPa)							
ρ_w	[Vol.-%]	1,48	2,52	1,48	2,20	3,23		2,20	
f_r	[MPa]	4,14	7,06	4,14	6,17	9,03	9,03	6,17	6,17
f_r / f_{cm}	[%]	2,72	4,65	2,74	4,26	5,98	6,06	3,92	4,44
f_r / f_{ck}	[%]	2,81	4,80	2,83	4,41	6,45	6,45	4,04	4,57
g_f : Stahlfasergehalt [kg/m ³] v_f : Stahlfasergehalt [Vol.-%] l_f / d_f : Länge und Durchmesser der Stahlfaser [mm] Leistungsklasse nach DAfStb.-Richtlinie Stahlfaserbeton (extrapoliert) ρ_l : Längsbewehrungsgrad [%], ρ_w : Querbewehrungsgrad [Vol.-%] f_r : Mittlere Umschnürungsspannung bezogen auf den Kern, f_r / f_{ck} : Bezogener Umschnürungsgrad									

Bild 3-2 stellt die Bewehrung der zu Vergleichszwecken untersuchten Stützen VK3 bis VK10 aus normal- und hochfestem Beton dar und Tabelle 3-2 enthält die Versuchsparameter.

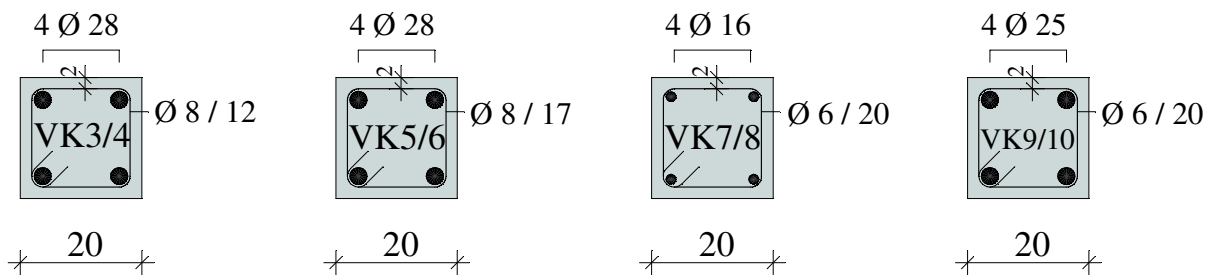


Bild 3-2: Bewehrung der Stützen aus normal- und hochfestem Beton (VK3 bis VK10)

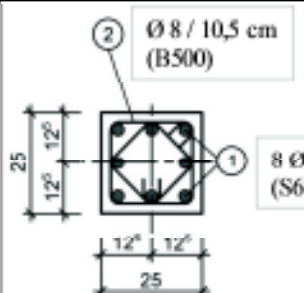
Tabelle 3-2: Daten der Stützen aus normal- und hochfestem Beton VK3 bis VK10

Stütze		VK 3	VK 4	VK 5	VK 6	VK7 / VK8	VK9 / VK10
b · d · l		20 · 20 · 60 cm, Schlankheit $\lambda = 10,4$, Exzentrizität $e = 0$					
Beton		C80/95	FRC70/85	C25/30	FRC30/37	C80/95	
g_f	[kg/m ³]	0,00	50,0	0,00	30,0	0,00	
v_f	[Vol.-%]		0,637		0,383		
l_f / d_f	[mm]		30 / 0,375		30 / 0,375		
$\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$	[-]		0,51		0,31		
f_{ck}	[MPa]	80	70	25	30	80	
f_{cm}	[MPa]	90,9	80,0	30,3	34,9	93,1	
Leistungsklasse		-	3,6 / 2,7	-	0,9 / 0,6	-	
A_{st} :	[n · ϕ_{st}]	4 Ø 28				4 Ø 16	4 Ø 25
	Stahl:	B500					
ρ_l	[%]	6,16				2,01	4,91
Bügel:	[ϕ_{sw} / s_w]	Ø 8 / 12,0 cm		Ø 8 / 17,0 cm		Ø 6 / 20,0 cm	
	Stahl:	B500 ($f_{yk} = 560$ MPa)					
ρ_w	[Vol.-%]	1,10		0,78		0,37	
f_r	[MPa]	3,086	3,086	2,179	2,179	0,918	
f_r / f_{cm}	[-]	3,40	3,86	7,19	6,25	0,99	
f_r / f_{ck}	[-]	3,86	4,41	8,71	7,26	1,15	
Legende siehe Tabelle 3-1							

3.2.2 Gedrungene UHPFRC-Stützen bei exzentrischem Längsdruck

In dieser Versuchsserie wurden die UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 mit den Abmessungen von 25 · 25 · 125 cm untersucht. Die Knicklänge im Versuch als Abstand der Gelenke betrug mit der oben und unten je 38 cm langen stählernen Lasteinleitungsstrukturen ca. 2,01 m. Die Schlankheit ergibt sich zu $\lambda = 27,9$. Tabelle 3-3 gibt einen Überblick über die Parameter der geprüften UHPFRC-Stützen und zeigt die eingebaute Bewehrung im Querschnitt.

Tabelle 3-3: Daten der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7

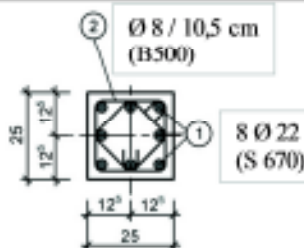
Bauteilversuche	Stütze	e_0/h	e_0 [mm]	Beton	Faser	Bewehrung	ρ_w	ρ_t
25 · 25 · 125 cm $e > 0$ $\lambda = 27,9$	SE1	0,02	5,0	B5Q-1 UHPFRC 150 (B5Q-1)	1,25 Vol.-% $l_f/d_f = 30 / 0,375$ mm		1,62 Vol.-%	4,87%
	SE2	0,10	25,0					
	SE3	0,20	50,0					
	SE4	0,30	75,0					
wie SE1-SE4, aus den abgeprüften C1 und C2 gewonnen	SE5	0,028	7,0					
	SE6	0,10	25,0					
	SE7	0,20	50,0					

Die UHPFRC-Stützen SE5 bis SE7 wurden durch Schneiden aus den geprüften schlanken UHPFRC-Stützen C1 und C2 gewonnen.

3.2.3 Schlanke UHPFRC-Stützen bei exzentrischem Längsdruck

Als schlanke UHPFRC-Stützen wurden die UHPFRC-Stützen C1 und C2 mit gleichem Querschnitt wie die Stützen SE1 bis SE4 und einer Länge von 4,33 m untersucht. Die Schlankheit der einschließlich Lasteinleitungskonstruktionen ca. 5,09 m langen Stützen ergibt sich zu $\lambda = 70,5$. Tabelle 3-4 gibt einen Überblick über die Parameter und zeigt die eingebaute Bewehrung im Querschnitt.

Tabelle 3-4: Daten der UHPFRC-Stützen C1 und C2

Bauteilversuche	Stütze	e_0/h	e_0 [mm]	Beton	Faser	Bewehrung	ρ_w	ρ_t
25 · 25 · 433 cm $e > 0$ $\lambda = 70,5$	C 1	0,10	25,0	B5Q-1 UHPFRC 150 (B5Q-1)	1,25 Vol.-% $l_f/d_f = 30 / 0,375$ mm		1,62 Vol.-%	4,87%
	C 2	0,02	5,0					

Die Querschnittsflächen der untersuchten Stützen sind in Tabelle 3-5 aufgeführt.

Die Bruttofläche $A_{c,b}$ wird in den in der Bügelmittelebene umschnürten Beton $A_{c,eff}$ und den Beton der Betondeckung $A_{c,nomc}$ aufgeteilt. Der Anteil der Betondeckung am Bruttoquerschnitt beträgt zwischen 34,4 und 42,2 % und liegt somit in dem Bereich baupraktisch üblicher Stahlbetonstützen.

Tabelle 3-5: Querschnittsflächen der untersuchten Stützen

Stützen	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	VK 1	VK 2
$b = h$ [cm]	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
c_{nom} [cm]	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
ϕ_{sw} [mm]	8	8	8	8	8	8	8	8
$b_c = h_c$ [cm]	16,2	16,2	16,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
$A_{c,b}$ [cm ²]	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0
$A_{c,nomc}$ [cm ²]	137,6	137,6	137,6	169,0	169,0	169,0	169,0	169,0
$A_{c,eff}$ [cm ²]	262,4	262,4	262,4	231,0	231,0	231,0	231,0	231,0
$A_{c,nomc} / A_{c,b}$ [-]	34,4%	34,4%	34,4%	42,2%	42,2%	42,2%	42,2%	42,2%

Stützen	SE1 bis SE7 und C1 und C2	VK 3	VK 4	VK 5	VK 6	VK7 u. VK8	VK9 u. VK10
$b = h$ [cm]	25,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
c_{nom} [cm]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
ϕ_{sw} [mm]	8	8	8	8	8	8	8
$b_c = h_c$ [cm]	20,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
$A_{c,b}$ [cm ²]	625,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0
$A_{c,nomc}$ [cm ²]	217,0	169,0	169,0	169,0	169,0	169,0	169,0
$A_{c,eff}$ [cm ²]	408,0	231,0	231,0	231,0	231,0	231,0	231,0
$A_{c,nomc} / A_{c,b}$ [-]	34,7%	42,2%	42,2%	42,2%	42,2%	42,2%	42,2%

3.3 Materialeigenschaften

3.3.1 Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betons im Druckbereich

Begleitend zu den Stützenversuchen wurden die Arbeitslinien der Betone im Druckbereich an Zylindern $\varnothing 15 \cdot 30$ cm experimentell bestimmt. Der Versuchsaufbau und die ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen sind im Detail in Anlage B dargestellt. Bild 3-3 stellt zusammenfassend die aus jeweils mindestens sechs Versuchen gemittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der untersuchten ultrahochfesten Betone dar. Die Druckfestigkeiten f_{cm} von 145 bis 157 MPa wurden bei Stauchungen zwischen $\epsilon_{c1} = 3,30$ und 3,45 ‰ erreicht.

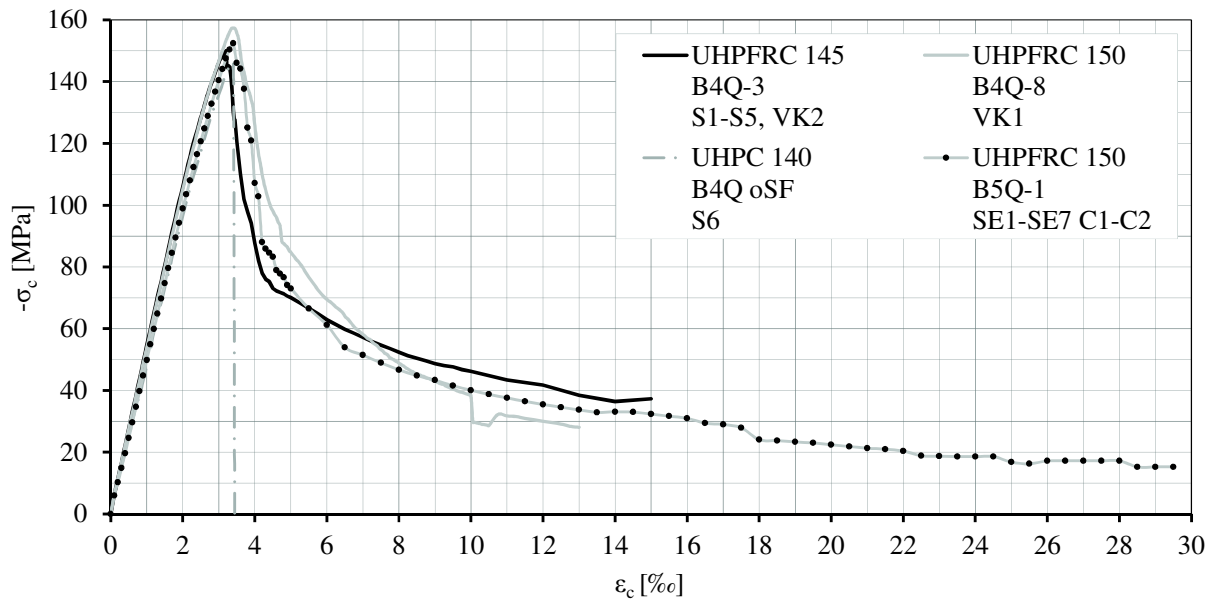


Bild 3-3: Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPC und UHPFRC

Die Arbeitslinie des UHPC 140 fällt nach dem Erreichen der Druckfestigkeit bei $\varepsilon_{c1} = 3,40 \text{ ‰}$ fast senkrecht ab und die Probekörper versagen ohne Vorankündigung explosionsartig. Bild 3-4 (links) zeigt einen Zylinder aus UHPC 140 nach dem Versagen und Bild 3-4 (rechts) eine Serie des Betons UHPFRC150 (B5Q-1) nach dem Versuch. Die UHPFRC-Zylinder sind, auch nachdem sie bis zu 25 ‰ gestaucht wurden, noch geometrisch weitgehend intakt. Bei keinem der Versuche an Zylindern aus UHPFRC hat sich ein Schubbandversagen eingestellt.



Bild 3-4: Zylinder aus UHPC 140 (links) und aus UHPFRC150 (B5Q-1, rechts) nach dem Versuch

Im Nachbruchbereich verhalten sich die auf die jeweilige Druckfestigkeit bezogenen Spannungs-Stauchungsbeziehungen der ultrahochfesten Betone qualitativ so, dass bei der 1,5-fachen Bruchstauchung ε_{c1} noch ca. die Hälfte der Maximalspannung f_c erreicht wird (Bild 3-5). Im Weiteren sinkt die ertragbare Betondruckspannung auf ca. 20 % von f_c bei einer Stauchung, die etwa dem fünffachen der Bruchstauchung entspricht.

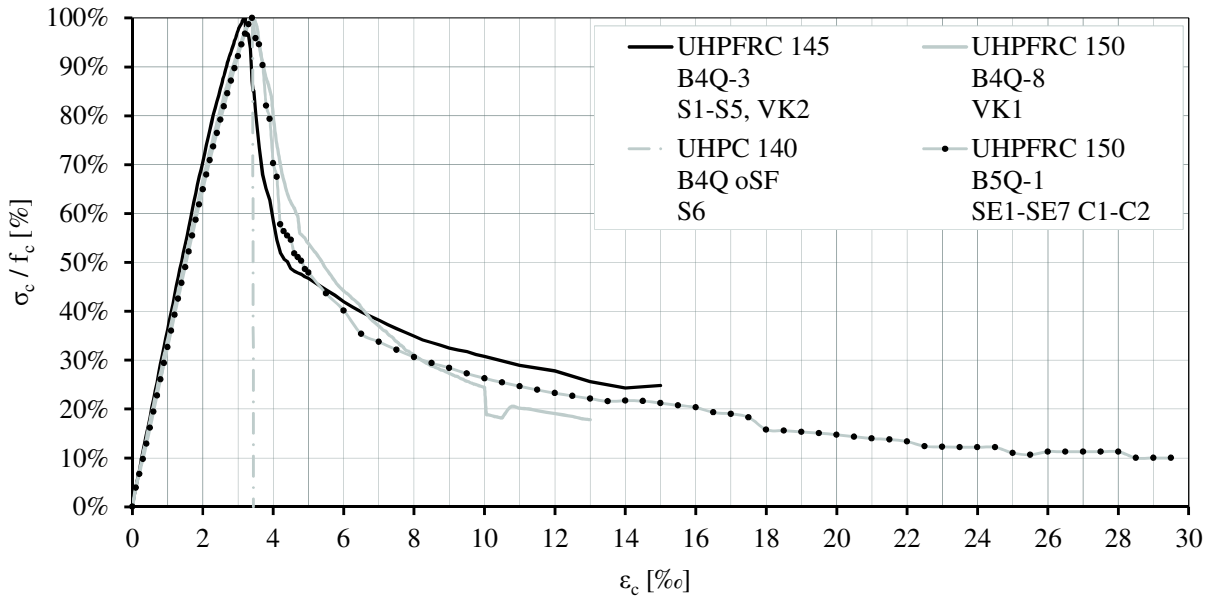


Bild 3-5: Bezogene Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPC und UHPFRC

Wie aus Bild 3-6 ersichtlich, zeigen die Proben aus NSC auch ohne Stahlfaserzugabe eine bezogen auf die Druckfestigkeit höhere Nachbruchtragfähigkeit. Durch Zugabe von Stahlfasern wird bei diesem Beton die Druckfestigkeit leicht erhöht, die Bruchstauchung nimmt zu und das Nachbruchverhalten wird verbessert. HPC ohne Stahlfasern zeigen - ähnlich wie UHPC ohne Stahlfaserzugabe - ein sprödes Bruchverhalten, das durch Zugabe von Stahlfasern signifikant verbessert wird.

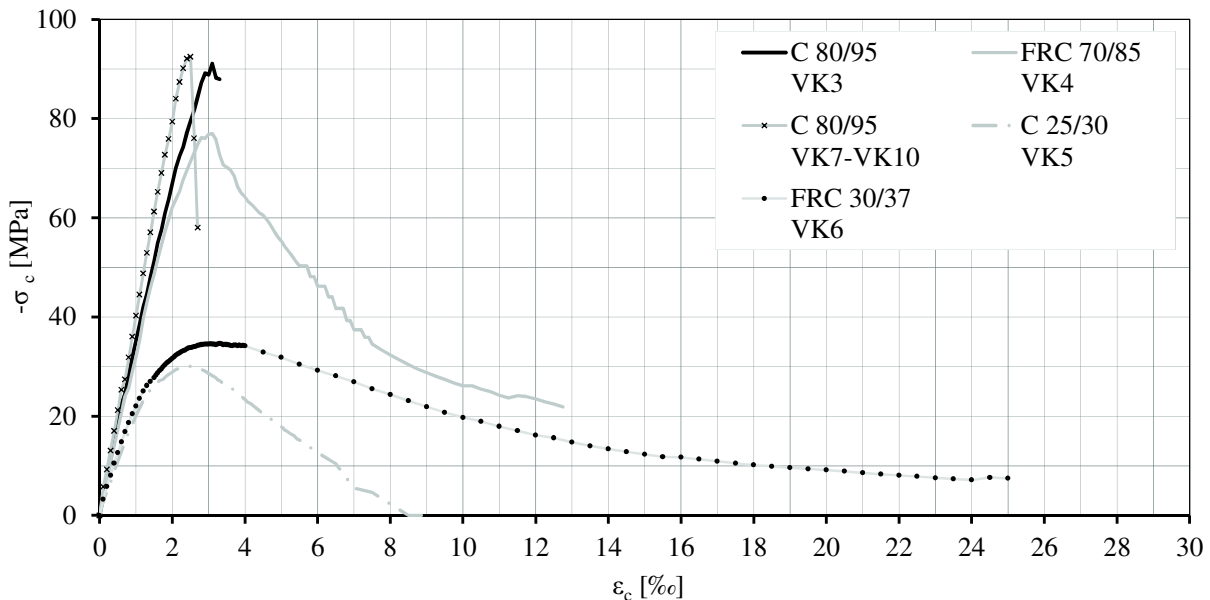


Bild 3-6: Spannungs-Stauchungsbeziehung der normal- und hochfesten Betone

Bild 3-7 zeigt die auf die jeweilige Druckfestigkeit f_c bezogene Spannungs-Stauchungsbeziehung der normal- und hochfesten Betone. Die Neigung der im Nach-

bruchbereich abfallenden Kurven der Faserbetone und des C25/30 ist deutlich flacher als die der beiden HPC ohne Stahlfasern.

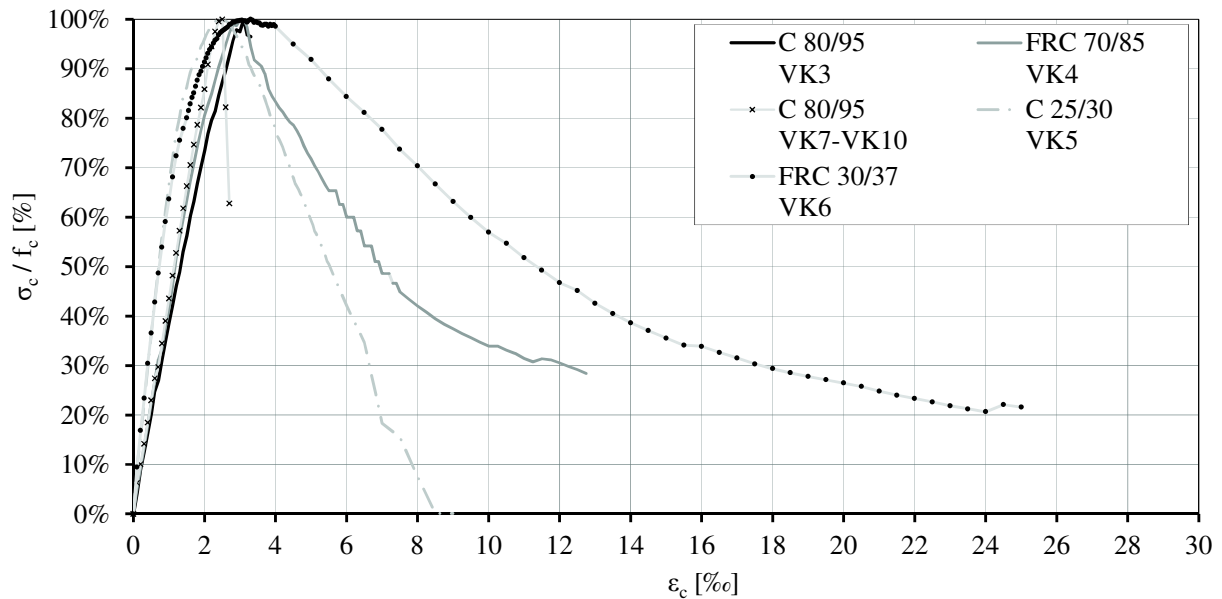


Bild 3-7: Bezogene Spannungs-Stauchungsbeziehung der NSC und HPC

3.3.2 Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons im Zugbereich

Die Erfassung des Spannungs-Verformungsverhaltens der untersuchten Stahlfaserbetone im Zugbereich erfolgte indirekt über Biegezugversuche nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [12] im Vierpunktversuch. Der Versuchsaufbau und die Ergebnisse sind im Detail in Anhang C dargestellt. Aus diesen Versuchen wurden die Nachrissbiegezugfestigkeiten und daraus abgeleitet die Leistungsklassen nach [12] bestimmt und sind in Tabelle 3-6 dargestellt. Da die ermittelten Leistungsklassen der UHPFRC deutlich oberhalb der in [11] geregelten Leistungsklassen liegen, wurde die Einteilung der Leistungsklassen gemäß [12] extrapoliert.

Tabelle 3-6: Leistungsklassen der untersuchten Stahlfaserbetone

Auswertung nach DAfStb-Richtlinie	UHPFRC 145 B4Q-3 S1-S5 und VK2	UHPFRC 150 B4Q-8 VK1	UHPFRC 150 B5Q-1 SE1-7 u. C1-C2	FRC 70/85 VK4	FRC 30/37 VK6
$f_{cfm,0,5}^f$:	14,92	16,48	17,41	7,08	2,20
$f_{cfk,0,5}^f = 0,51 f_{cfm,0,5}^f$	7,61	8,40	8,88	3,61	1,12
$f_{cfm,3,5}^f$:	8,60	6,59	10,46	5,56	1,54
$f_{cfk,3,5}^f = 0,51 f_{cfm,3,5}^f$	4,39	3,36	5,33	2,84	0,79
Leistungsklasse:	7,5 / 4,2	8,4 / 3,3	8,7 / 5,1	3,6 / 2,7	0,9 / 0,6

3.3.3 Spannungs-Dehnungsbeziehung der Betonstähle

Tabelle 3-7 enthält eine Zusammenstellung der in Zugversuchen bestimmten Kennwerte der verwendeten Betonstähle. Der Versuchsaufbau und die ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind in Anhang D dargestellt. Die ermittelten Arbeitslinien bis zu einer Zugdehnung von 25 ‰ zeigt Bild 3-8.

Tabelle 3-7: Kennwerte der verwendeten Betonstähle aus Zugversuchen

Stahl	ϕ_s [mm]	A_s [cm ²]	E_s [GPa]	$R_{p0,01}$ [MPa]	$R_{p0,2} (f_{yk})$ [MPa]	$R_m (f_{tk})$ [MPa]	$R_m / R_{p0,2}$
B 500 S	Ø 6	0,283			481	554	1,15
B 500 S	Ø 8	0,503	198		560	635	1,13
S 670	Ø 22	3,801	199	505	685	836	1,22
S 670	Ø 28	6,158	196,4		700	842	1,20
S 850	Ø 26,5	5,515	208,5	853	867	1231	1,42

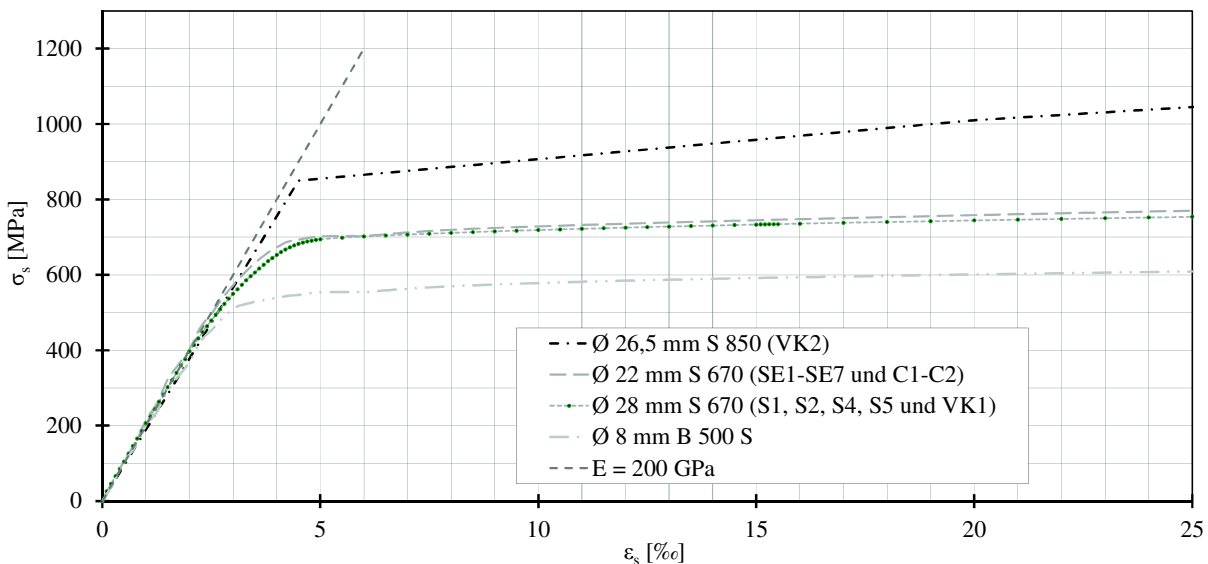


Bild 3-8: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Betonstähle im Zugbereich

Die Versuche zur Bestimmung der Arbeitslinien der eingesetzten Längsbewehrungsstäbe unter Druckbeanspruchung (Bild 3-9) wurden bis zum einsetzenden Ausknicken der Proben durchgeführt.

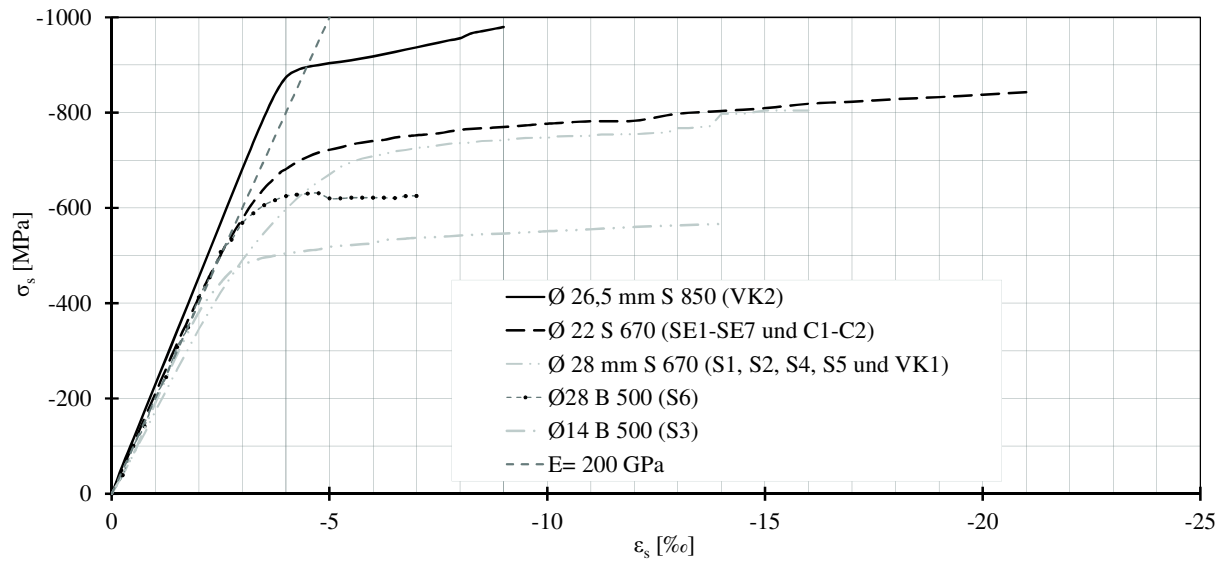


Bild 3-9: Spannungs-Dehnungsbeziehung der Betonstähle im Druckbereich

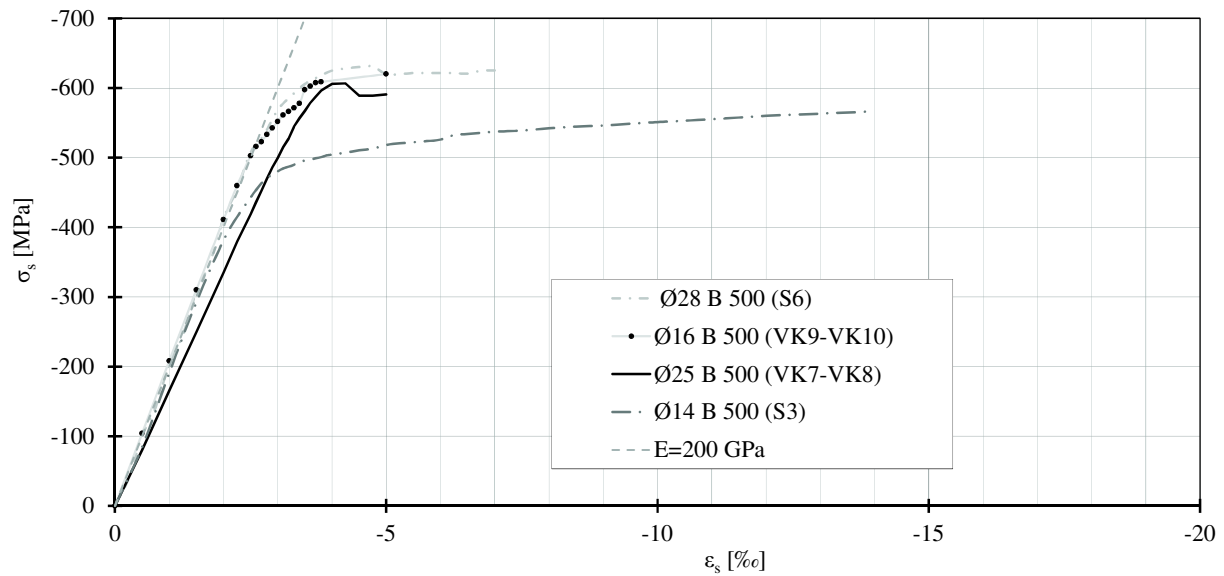


Bild 3-10: Spannungs-Dehnungsbeziehung der normalfesten Betonstähle im Druckbereich

3.4 Versuchsergebnisse

3.4.1 Gedrungene Stützen unter zentrischem Längsdruck

Die im Versuch ermittelten Höchstlasten $\max N$ (im Betrage) der Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK10 und die zur Höchstlast zugehörigen Verkürzungen Δl_z sind in Tabelle 3-8 zusammengefasst.

Tabelle 3-8: Höchstlasten max N und zugehörige Verkürzungen Δl_z der Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK10

Stütze	Beton	max N [kN]	Δl_z [mm]
S1	UHPFRC 145 (B4Q-3)	6.498	1,96
S2		7.350	2,07
S3		5.611	1,98
S4		6.014	1,97
S5		6.209	2,07
S6	UHPC 140	6.297	1,97
VK1	UHPFRC 150 B4Q-8	7.233	2,29
VK2	UHPFRC 145 B4Q-3	5.790	2,24
VK3	C 80/95	4.499	2,01
VK4	FRC 70/85	4.230	2,35
VK5	C 25/30	2.115	1,03
VK6	FRC 30/37	2.157	1,00
VK7	C 80/95	2.973	1,10
VK8		2.908	1,33
VK9		3.303	1,20
VK10		3.566	1,33

Bild 3-11 stellt die Stützen S1 bis S6 nach dem Versuch und dem Abstemmen der gelösten Schollen des Betons dar. Die äußere Form der UHPFRC-Stützen blieb während der ganzen Versuche intakt, die Betondeckungen blieben mit den Stützen verbunden und lösten sich nicht ab. Im Nachbruchbereich kam es aber in der Fuge „Kern / Betondeckung“ - durch äußere Risse und hörbare Bruchgeräusche feststellbar - zu lokalen Separationen von Kernbeton und äußerer Betonschale. Dagegen platzte die Betondeckung der UHPC-Stütze S6 (ohne Stahlfaserzugabe) bereits mit dem Erreichen der Höchstlast großflächig ab.

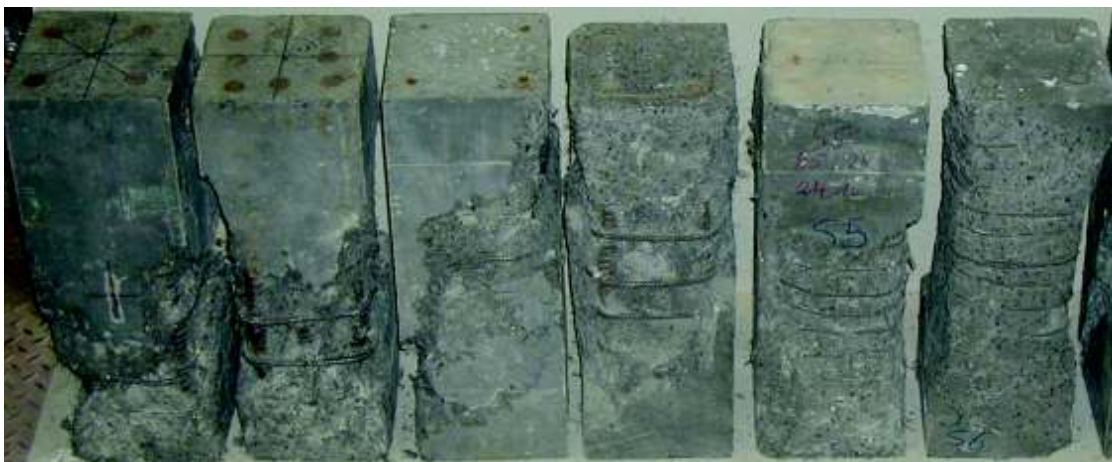


Bild 3-11: Stützen S1 bis S6 nach dem Versuch

Die höchste Tragfähigkeit der UHPC- und UHPFRC-Stützen erreichten die Stützen S2 und VK1, die geringste Höchstlast erreichte die nur mit 1,54 % Längsbewehrung bewehrte Stütze S3 (Bild 3-12). Die Kurven zeigen bis zum Erreichen der Höchstlast einen annähernd linearen Anstieg. Die Neigung des mit dem Überschreiten der Höchstlast abfallenden Astes der Kurven wird mit steigendem Längs- und Bügelbewehrungsgrad flacher. Die Versuchskörper S1, S4 und S5 unterscheiden sich nur durch den Bügelbewehrungsgrad ρ_w von 1,48 Vol.-% bei S1, 2,20 Vol.-% bei S4 und 3,31 Vol.-% bei S5. Die

UHPFRC-Stützen S4 und S5 erreichten nur ca. 95 % (S4) bzw. 93 % (S5) der Traglast der UHPFRC-Stütze S1 (Bild 3-12). Als Ursache hierfür wird in [76] die im Vergleich zu S1 reduzierte Druckfestigkeit des Betons, insbesondere der Betondeckung vermutet. In Bild 3-13 sind die auf die jeweilige Höchstlast $\max N$ bezogenen Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPC- und UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 aufgetragen.

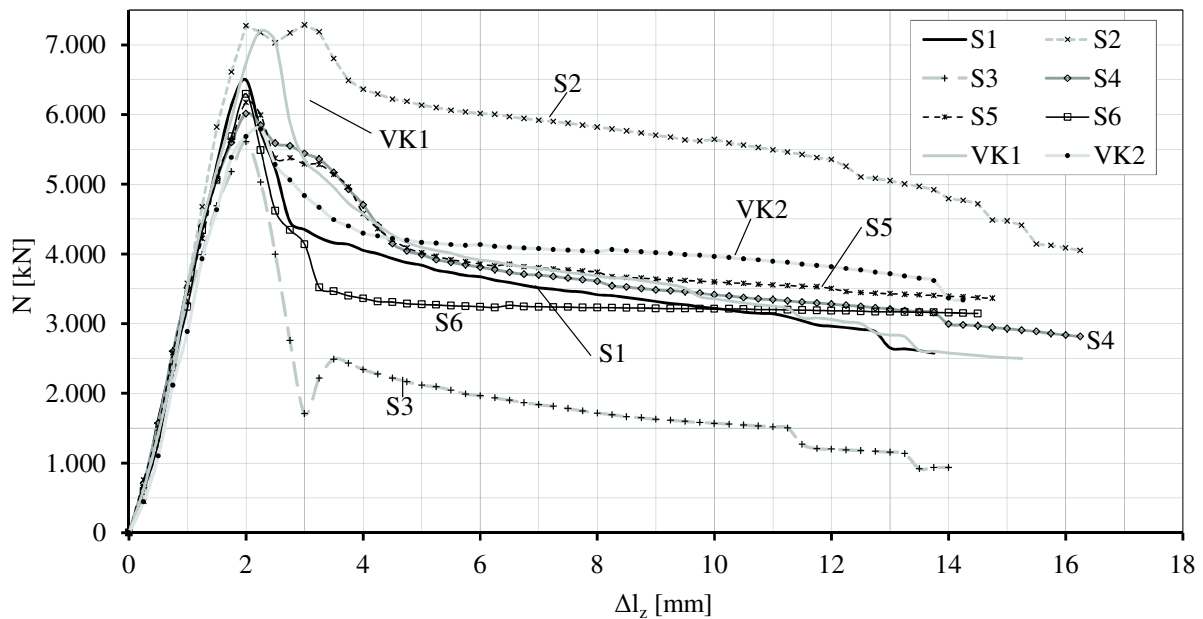


Bild 3-12: Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPC- und UHPFRC-Stützen

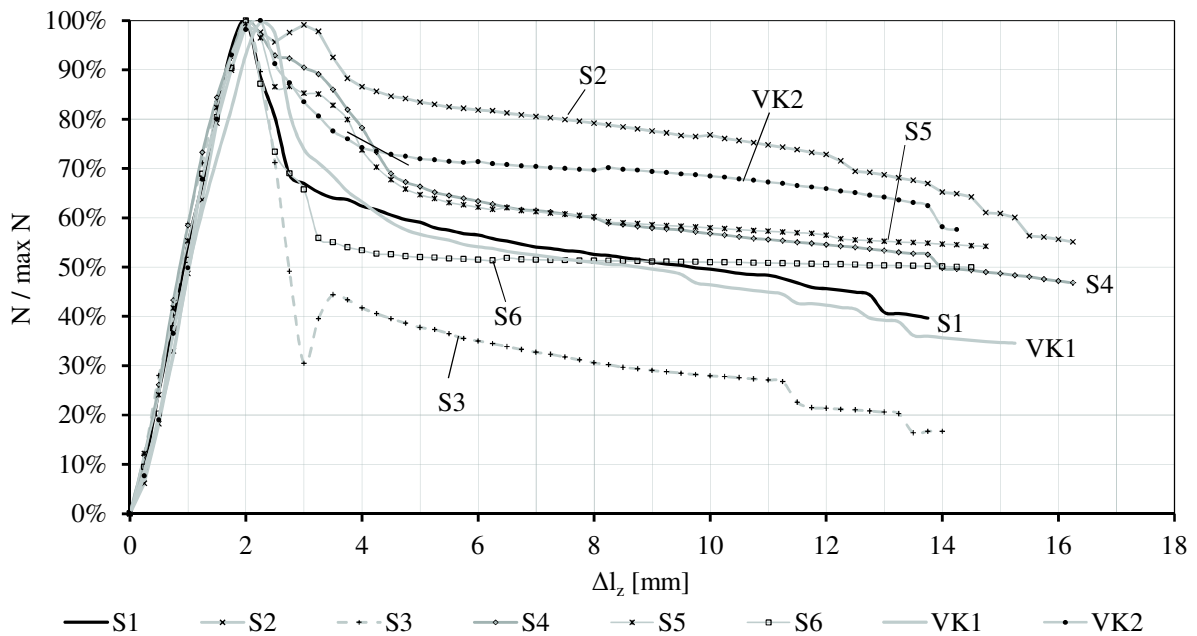


Bild 3-13: Auf die Höchstlast $\max N$ normierte Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPC- bzw. UHPFRC-Stützen

3 Experimentelle Untersuchungen

Der Vergleich der im Versuch ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der Stützen aus HPC (VK3, VK4 und VK7 bis VK10) in Bild 3-14 zeigt, dass als spröde zu bezeichnende Nachbruchverhalten. Die Tragfähigkeit dieser Stützen fällt mit dem Erreichen der Höchstlast nahezu senkrecht auf den Traganteil der Längsbewehrung (Tabelle in Bild 3-14) ab.

Der Querschnitt der Bügelbewehrung $\varnothing 8 \text{ mm} / s_w = 12 \text{ cm}$ der Stütze VK3 ist um etwa 46 % höher als minimal nach DIN EN 1992-1-1 [15] gefordert wird. Auch die Längsbewehrung aus 4 $\varnothing 28 \text{ mm}$ in B500 mit einer Tragfähigkeit von $N_S \approx 1379 \text{ kN}$ (entsprechend 32 % der Höchstlast) überschreitet die Anforderungen zur Mindestlängsbewehrung deutlich. Die Bewehrung der baugleich ausgebildeten Stützen VK7 und VK8 erfüllt lediglich die Mindestanforderungen der DIN EN 1992-1-1 [15] zu den Querschnitten und Stababständen der Längs- und Bügelbewehrung. Die ebenfalls baugleichen Stützen VK9 und VK10 sind mit der nach DIN EN 1992-1-1 [15] minimalen Bügelbewehrung ausgeführt worden.

Wie Bild 3-14 aber auch zeigt, wird das Nachbruchverhalten von HPC durch die Zugabe von 50 kg/m^3 Stahlfasern (Leistungsklasse 3,6/2,7) deutlich verbessert. Die Neigung des abfallenden Astes bei Stütze VK4 ist deutlich flacher als der bei VK3.

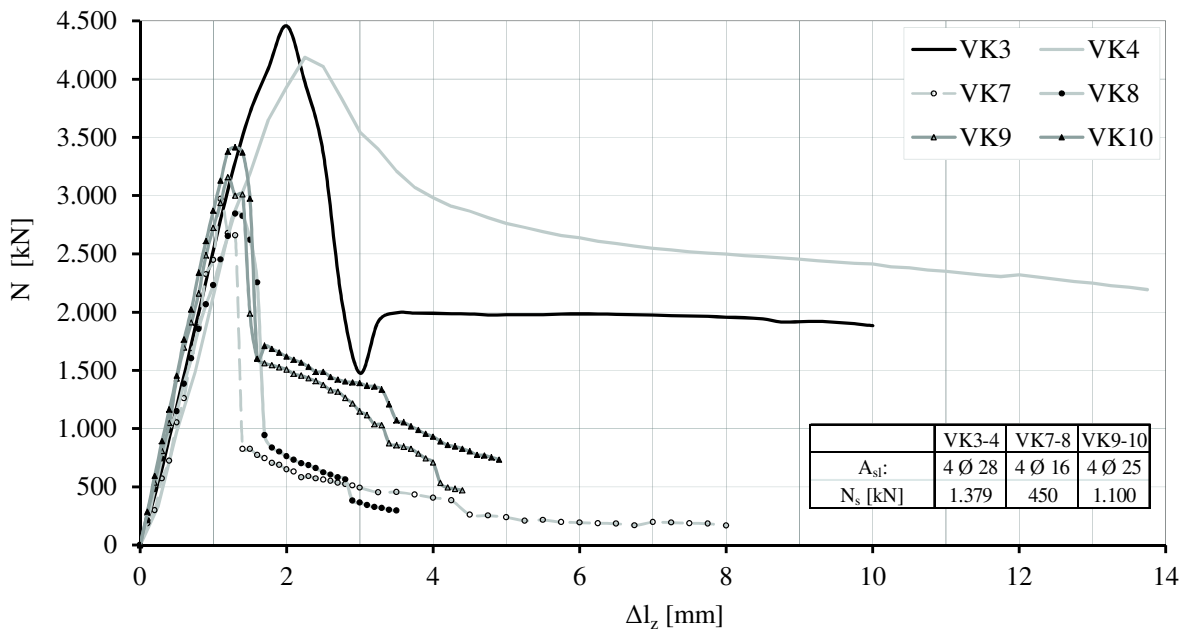


Bild 3-14: Kraft-Verschiebungsbeziehungen der HPC- und HPFRC-Stützen VK3, VK4 und VK7 bis VK10

Bild 3-15 stellt von links nach rechts die Stützenabschnitte aus UHPFRC (VK1 und VK2), C80/95 (VK3), FRC70/85 (VK4), C25/30 (VK5) und FRC30/37 (VK6) nach dem Druckversuch und dem Abstemmen der gelösten Schollen des Betons dar.



Bild 3-15: Schadensbilder der Stützen VK1 bis VK6 (von links nach rechts) nach dem Versuch

Bild 3-16 stellt die Stützenabschnitte aus C80/95 (VK3), FRC70/85 (VK4), und C80/95 (VK7 bis VK10) nach dem Versuch und dem Abstemmen der gelösten Schollen des Betons dar.



Bild 3-16: Schadensbilder der HPC- und HPFRC-Stützen nach dem Versuch (von links nach rechts: VK3, VK4 und VK7 bis VK10)

In Bild 3-17 werden die Dehnungen der Bügel in der Stützenmitte der Stütze VK9 dargestellt. Die Bügel $\varnothing 6$ mm aus B500 sind bei Erreichen der Höchstlast mit 0,8 ‰ (160 MPa) gedehnt und werden erst mit dem Überschreiten der Höchstlast bis zur Streckgrenze aktiviert.

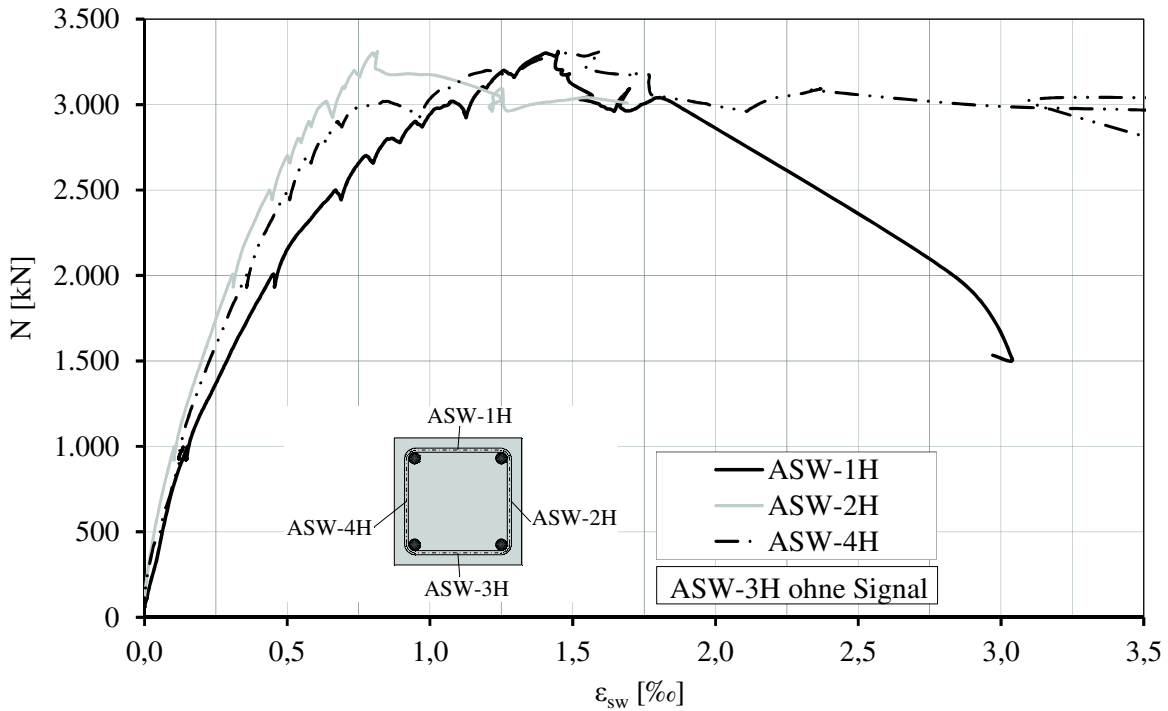


Bild 3-17: Stütze VK9: Bügeldehnungen in Stützenmitte

Die Kraft-Verschiebungsbeziehungen der normalfesten Stützen VK5 und VK6 sind in Bild 3-18 dargestellt. Das Nachbruchverhalten der Stahlfaserbetonstütze VK6 wurde durch die Zugabe von 30 kg/m^3 Stahlfasern (Leistungsklasse 0,9/0,6) im Vergleich zur ansonsten baugleichen Stütze VK5 (ohne Zugabe von Stahlfasern) verbessert (Bild 3-18); der Tragfähigkeitsabfall nach Erreichen der Höchstlast ist deutlich geringer.

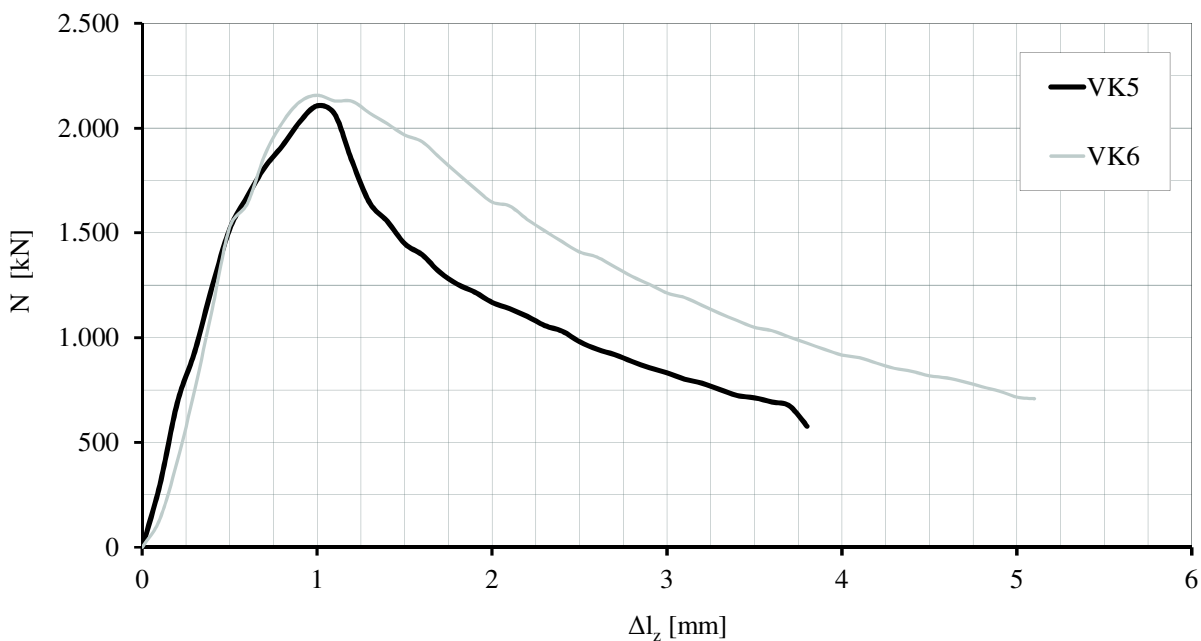


Bild 3-18: Kraft-Verschiebungsbeziehungen der NSC- und NSFRC-Stützen VK5 und VK6

3.4.2 Gedrungene UHPFRC-Stützen unter einachsiger exzentrischem Längsdruck

Die Versuche ergaben, dass das Tragverhalten der UHPFRC-Stützen SE5 bis SE7 durch die Vorschädigung in den Versuchen C1 und C2 so beeinflusst wurde, dass die gewonnenen Versuchsergebnisse für den Nachbruchbereich nicht verwendet werden können. Die im Versuch für SE5 bis SE7 ermittelten Höchstlasten wurden aber, da sie im Vergleich mit den Ergebnissen der Stützen SE1 bis SE4 plausibel erscheinen, für die weitere Untersuchung berücksichtigt. In Tabelle 3-9 ist eine Zusammenfassung über die im Versuch ermittelten Höchstlasten der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 und der zugehörigen bezogenen Ausmitten e_0 / h und Biegemomente in Stützenmitte aufgeführt.

Tabelle 3-9: Parameter und Ergebnisse der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7

Stütze	e_0 / h	e_0 [mm]	max N [kN]	Δl_z [mm]	zugeh. M [kNm]	zugeh. $e_{ym,tot}$ [mm]	$e_{ym,tot} / h$
SE1	0,02	5,0	8.977	3,56	48,0	5,3	0,021
SE2	0,10	25,0	6.721	2,53	177,5	26,4	0,106
SE3	0,20	50,0	4.945	1,42	257,1	52,0	0,208
SE4	0,30	75,0	3.650	1,29	282,5	77,4	0,310
SE5	0,028	7,0	8.499	2,86	67,6	7,9	0,032
SE6	0,10	25,0	6.957	2,39	203,6	29,3	0,117
SE7	0,20	50,0	4.936	1,89	273,7	55,5	0,222

Im Versuch wurden die im Bild 3-19 aufgetragenen Normalkraft-Biegemomentbeziehungen der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 ermittelt.

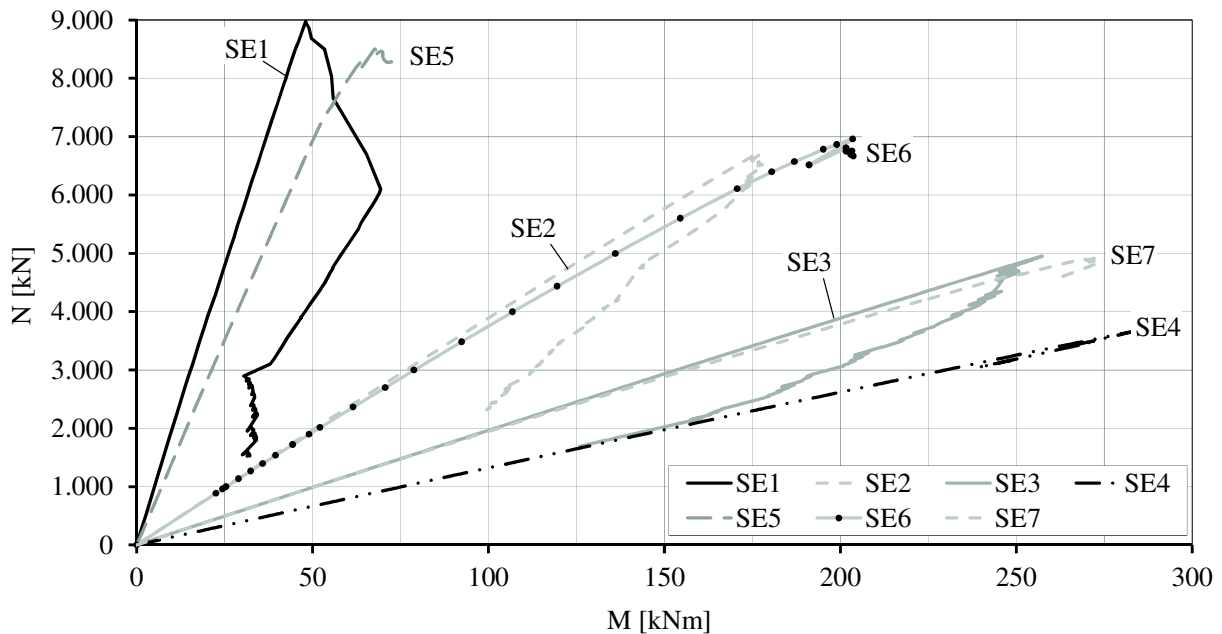


Bild 3-19: Normalkraft-Biegemomentbeziehungen der UHPFRC-Stützen SE1-SE7

3 Experimentelle Untersuchungen

Bild 3-20 stellt die im Versuch für die UHPFRC-Stütze SE1 ermittelten Verläufe der Verkürzung Δl_z und der Gesamtausmitte in Stützenmitte $e_{ym,tot}$ bezogen auf die Normalkraft dar. Die Gesamtausmitte in Stützenmitte $e_{ym,tot}$ ergibt sich aus der Überlagerung von Anfangsausmitte e_0 , Stützensauslenkung e_{ym} und der Ausmitte infolge Lagerdrehung $e_{y,Lager}$. Details zu diesen Versuchen und weitere Ergebnisse sind in Anhang G zu finden.

Wie in Anhang G erläutert, wurde der Versuch wegen der auf 3° beschränkten Verdrehbarkeit der eingesetzten Kipplager in zwei Schritten geprüft. Dabei ist es im zweiten Versuchsteil mit Keilplatten - wie der in Bild 3-20 markierte Sprung von 2 mm der Kurve $e_{ym,tot}$ zeigt - nicht vollständig gelungen, den Probekörper so einzubauen, dass die Ausmitte $e_{ym,tot}$ zwischen Erst- und Zweitversuch stetig verläuft.

Dagegen konnten die beiden Versuchsteile der UHPFRC-Stütze SE2 (wie die Kraft-Verschiebungsbeziehung in Bild 3-21 zeigt) gut zusammengesetzt werden.

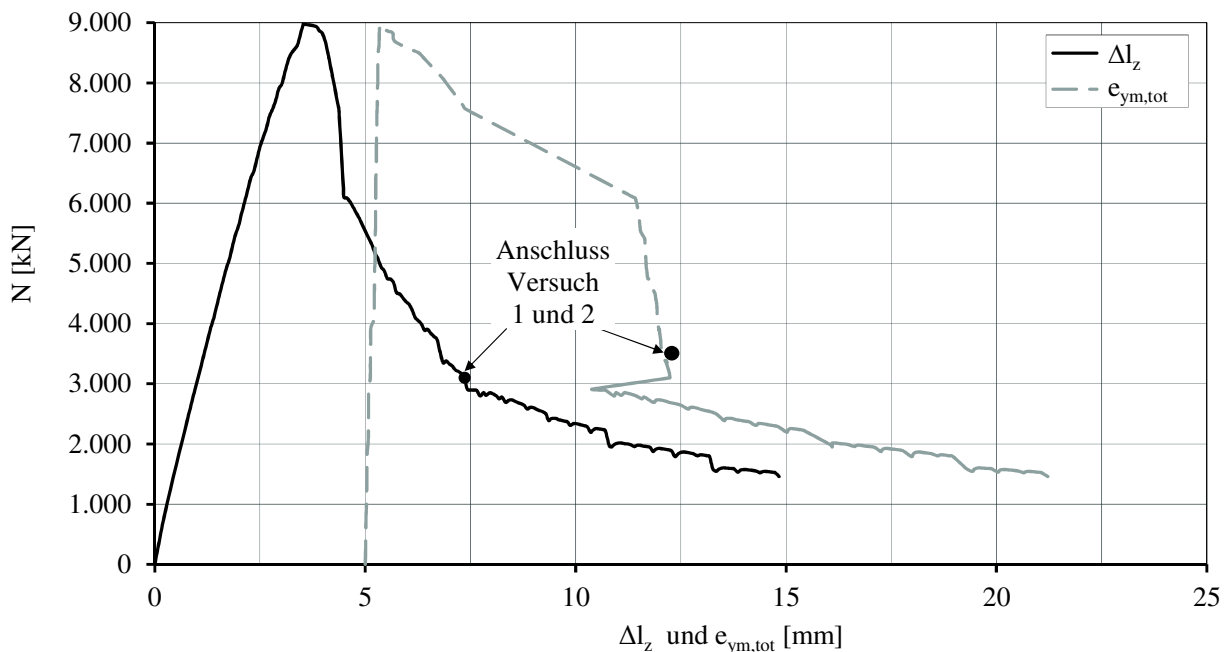


Bild 3-20: Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze SE1

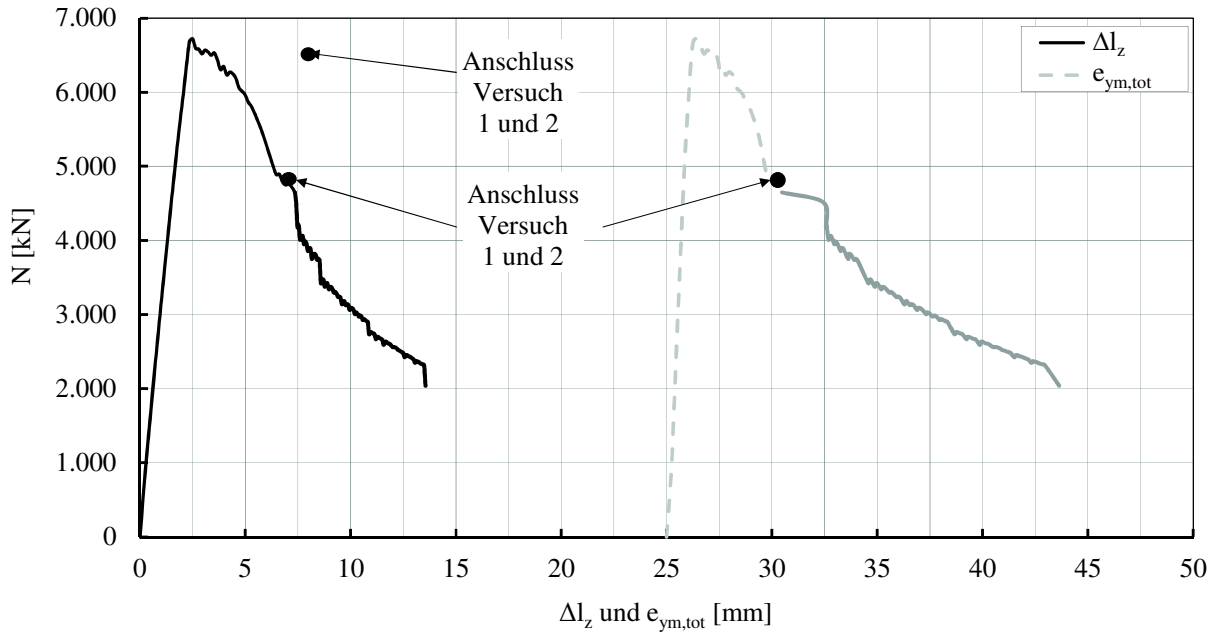


Bild 3-21: Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze SE2

In Bild 3-22 ist die Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stützen SE3 und SE4 (nur Ergebnisse aus Versuchsteil 1 vorhanden) für die Verkürzung Δl_z dargestellt.

Die in Bild 3-23 dargestellte Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stützen SE3 und SE4 für die resultierende Ausmitte $e_{ym,tot}$ zeigt bei SE3 einen Versatz zwischen Erst- und Zweitversuch von 6 mm.

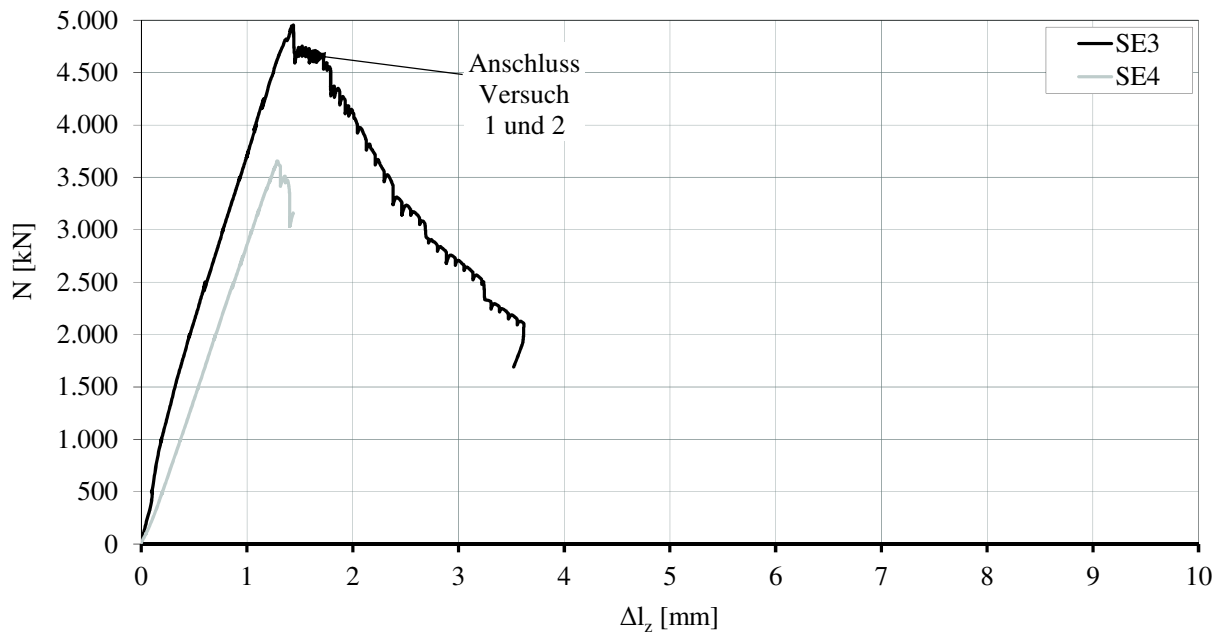


Bild 3-22: Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stützen SE3 und SE4

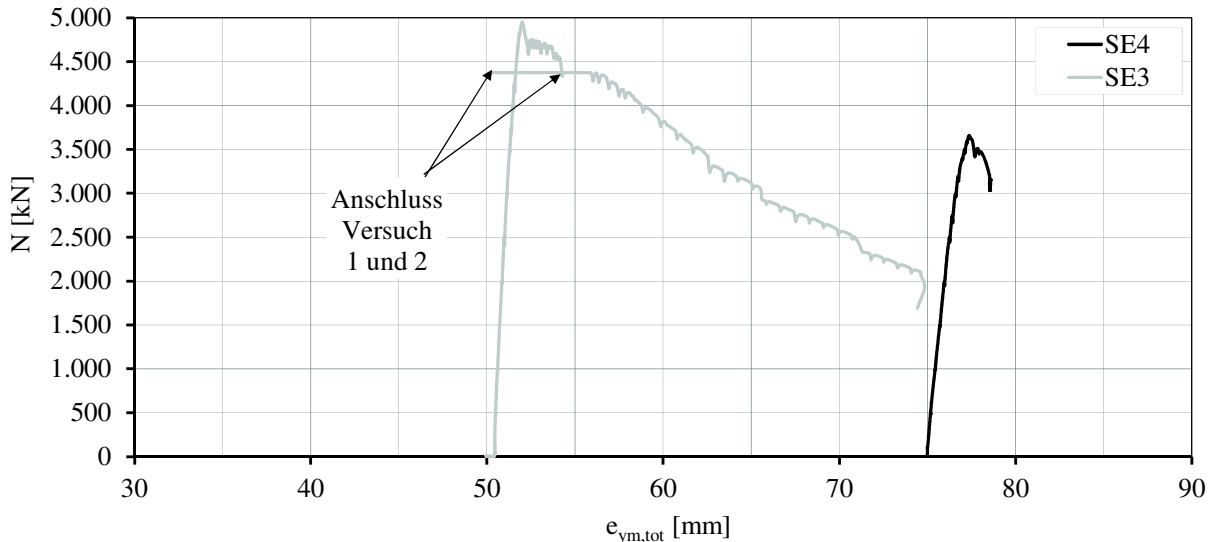


Bild 3-23: Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stützen SE3 und SE4

Die in Bild 3-24 aufgetragenen, auf die jeweilige Höchstlast bezogenen, Kraft-Verschiebungsbeziehungen zeigen, dass die Tragfähigkeit der UHPFRC-Stützen SE1 und SE3 mit dem Erreichen der Höchstlast etwa symmetrisch zum ansteigenden Ast auf eine Tragfähigkeit von etwa 50 % der Höchstlast abfällt. Dagegen zeigt der Verlauf bei der UHPFRC-Stütze SE2 eine flachere Neigung des abfallenden Astes.

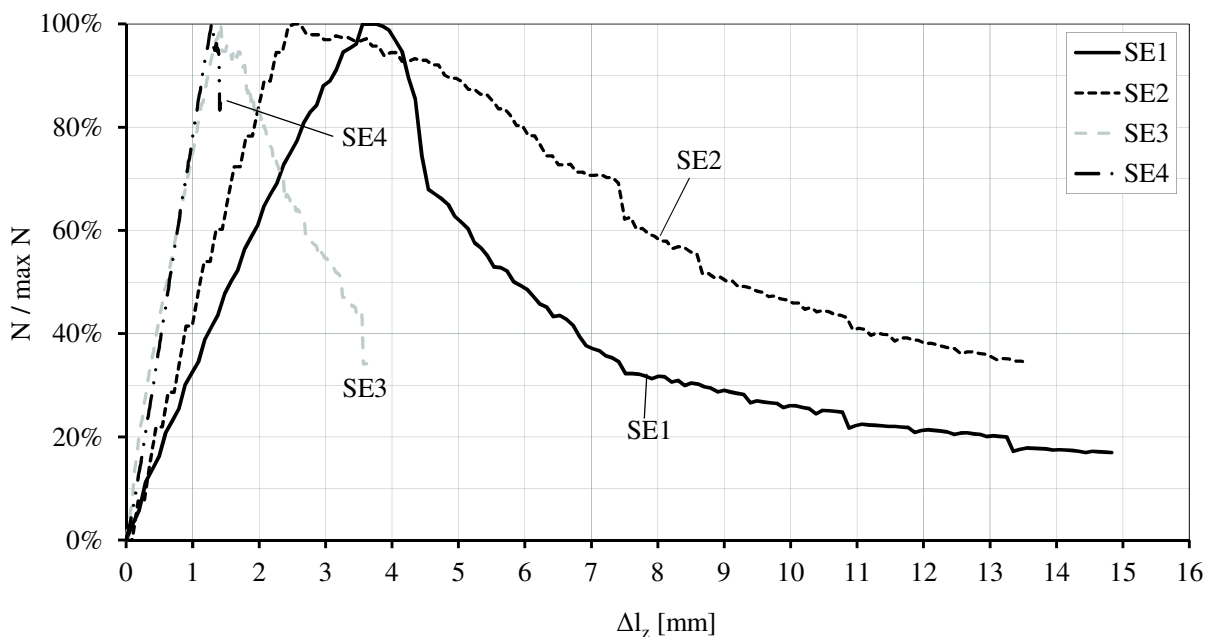


Bild 3-24: Auf die jeweilige Höchstlast normierte Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4

3.4.3 Schlanke UHPFRC-Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck

Im Versuch wurden für die UHPFRC-Stützen C1 und C2 die folgenden Normalkraft-Biegemomentbeziehungen (Bild 3-25) und Kraft-Verschiebungsbeziehungen (Bild 3-26) ermittelt.

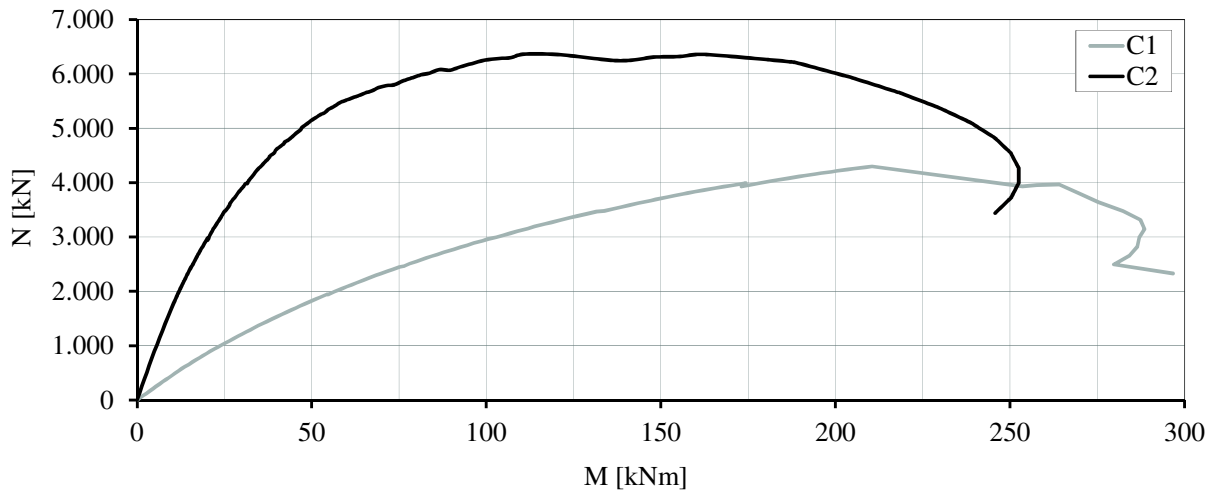


Bild 3-25: Normalkraft-Biegemomentbeziehungen der UHPFRC-Stützen C1 und C2

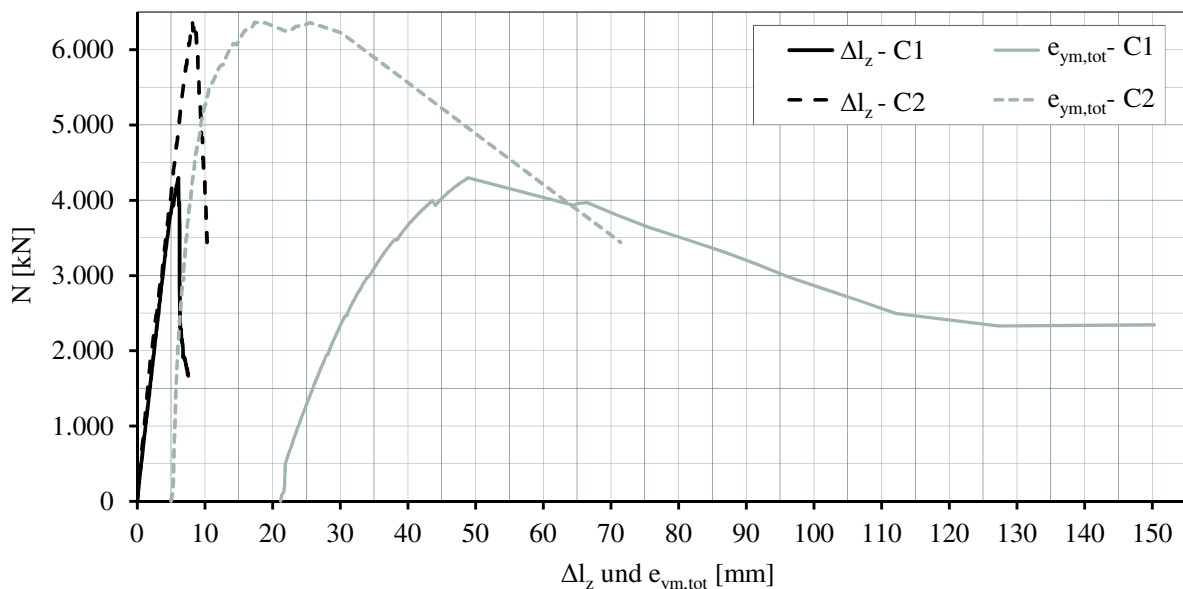


Bild 3-26: Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stützen C1 und C2

Wie in Bild 3-27 zu erkennen ist, fällt die auf die jeweilige Höchstlast $\max N$ bezogene Kraft-Verschiebungsbeziehung der Stütze C1 mit dem Erreichen der Höchstlast quasi senkrecht bis auf eine Tragfähigkeit von etwa 50 % der Höchstlast ab. Der Abfall der Tragfähigkeit der Stütze C2 ist dagegen flacher geneigt.

3 Experimentelle Untersuchungen

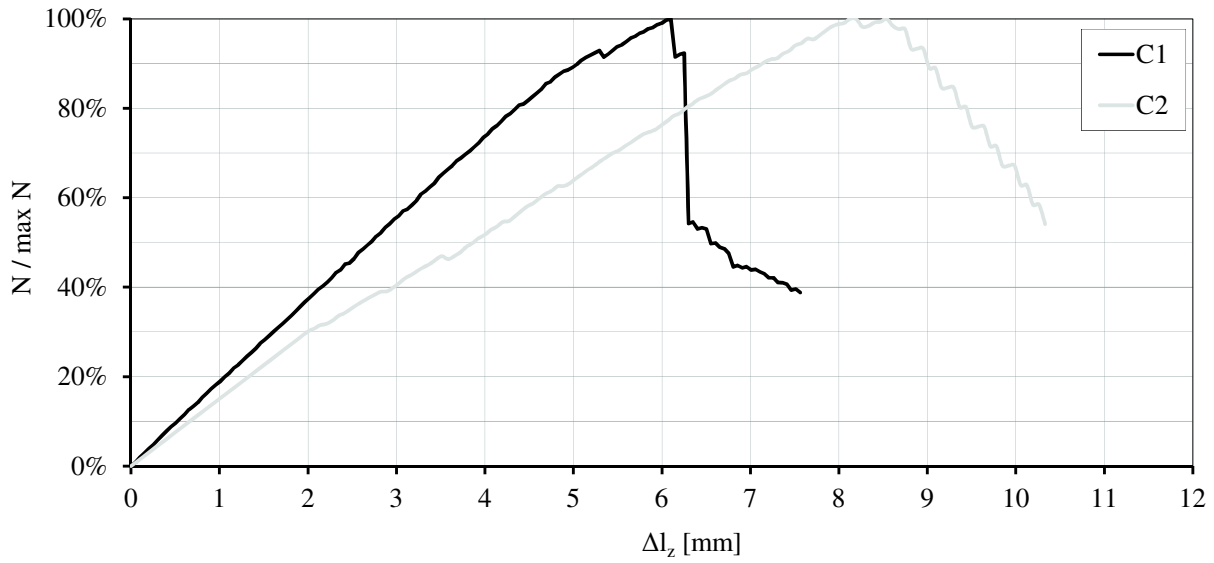


Bild 3-27: Normierte Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC-Stützen C1 und C2

4 Auswertung der eigenen Versuche

4.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt werden die Versuche mit dem Ziel ausgewertet, hieraus Erkenntnisse zu den folgenden Punkten zu erlangen:

- Festigkeit des UHPFRC im Bauteil (Bauteilfaktor α_1),
- Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC,
- Spannungs-Stauchungsbeziehung des umschnürten Kernbetons von UHPFRC-Stützen,
- Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck,
- Systemtragfähigkeit von schlanken UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck und
- Nachbruchverhalten von Material und Bauteil.

4.2 Festigkeit des UHPFRC im Bauteil

Die Versuchsbeobachtung der UHPFRC-Stützen S1 bis S5 und VK1 bis VK2 hat gezeigt, dass es bis zum Erreichen der Höchstlast - von kleineren splitterförmigen Betonabplatzungen im Lasteinleitungsbereich abgesehen - keine Abplatzungen gab, die die Querschnittsfläche signifikant reduzierten.

Die nachlaufende Sichtkontrolle der ober- und unterhalb der Probe angeordneten Stahlplatten und der Stirnflächen hat keine Indizien für ungleiche Verformungen von Längsbewehrung und Beton, wie z. B. Eindrückungen der Längsstäbe in die Stahlplatten oder aus dem Versuchskörper herausstehende Stäbe, gezeigt. Es kann deshalb festgestellt werden, dass mindestens bis zum Erreichen der Höchstlast voller Verbund zwischen Längsbewehrung und UHPFRC bestand.

Bei Betondruckspannungen größer $60 \% f_{ck}$ kommt es bei Stahlbetonquerschnitten zu überproportionalen Kriechumlagerungen der Traganteile vom Beton auf die Längsbewehrung. Um diesen Einfluss im Versuch in höheren Laststufen zu minimieren, wurden sowohl die Versuche an den UHPFRC-Stützen als auch die an den parallel zur Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung im Druckbereich untersuchten Begleitkörpern so durchgeführt, dass die Höchstlasten ca. 15 bis 20 Minuten nach Versuchsbeginn erreicht wurden.

Durch die Behinderung der Querdehnung kann ein mehrachsiger Spannungszustand aktiviert werden, der die Druckfestigkeit des umschnürten UHPFRC beeinflusst. Die 60 cm langen UHPFRC-Stützen ($l/d = 60/20 = 3$) wurden durch die Lasteinleitungsstruktur der Prüfmaschine und die im Querschnitt angeordnete Bügelbewehrung in Querrichtung behindert, die 30 cm langen Zylinder der Begleitkörper ($l/d = 30/15 = 2$) nur durch die Prüfmaschine. Es wird angenommen, dass die etwa in Stützenmitte liegenden Bruchprozesszonen der UHPFRC-Stützen bei Erreichen der Höchstlast, trotz des im Vergleich zu den Zylindern größeren Abstandes zur Lasteinleitung, wegen der Bügelbewehrung in einer vergleichbaren Größe wie die Zylinder umschnürt wurden. Da dann beide Betone (Stütze und Zylinder) der gleichen Querdehnungsbehinderung ausgesetzt waren, wird der Bauteilfaktor nicht beeinflusst.

Da bis zum Erreichen der Höchstlast keine Abplatzungen eintraten und voller Verbund herrschte, kann die Querschnittstragfähigkeit N_R zentrisch gedrückter UHPFRC-Stützen im Kurzzeitbereich ($t = 0$) aus der Summe der Traganteile Beton und Längsbewehrung mit Gleichung 4-1 bestimmt werden.

$$N_R = N_{R,c} + N_{R,s} = \alpha_1 \cdot f_{cm} \cdot A_{c,n} + \sigma_{s,c1} \cdot A_{sl} \quad \text{Gl. 4-1}$$

α_1 : Bauteilfaktor, Beiwert zur Erfassung des Unterschiedes zwischen Bauteils- und Probekörperfestigkeit

f_{cm} : Mittelwert der einachsigen Betondruckfestigkeit der Begleitkörper

$A_{c,n}$: Nettoquerschnitt des Betons

$\sigma_{s,c1}$: Stahlspannung der Längsbewehrung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit f_c

A_{sl} : Querschnittsfläche der Längsbewehrung

Formt man Gleichung 4-1 nach dem Bauteilfaktor α_1 um und setzt $N_R = \max N$, so ergibt sich:

$$\alpha_{1(f_{cm})} = \frac{\max N - N_{R,s}}{N_{R,c}} = \frac{\max N - \sigma_{s,c1} \cdot A_{sl}}{f_{cm} \cdot A_{c,n}} \quad \text{Gl. 4-2}$$

Gleichung 4-2 ist in Tabelle 4-1 und Bild 4-1 in Beziehung zu den Druckfestigkeiten f_{cm} und alternativ f_{ck} der Begleitkörper ausgewertet worden.

Tabelle 4-1: Bestimmung der Bauteilfaktoren $\alpha_{1,(fcm)}$ und $\alpha_{1,(fck)}$

	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	VK 1	VK 2	Mittelwert
Beton	UHPFRC 145 (B4Q-3)					UHPC 140 (B4Q oSF)	UHPFRC 150	UHPFRC 135	
max N_{exp}	6.498 kN	7.350 kN	5.611 kN	6.014 kN	6.209 kN	6.297 kN	7.233 kN	5.790 kN	6.375 kN
A_{cn} [cm ²]	375,37	350,74	393,84	375,37	375,37	375,37	375,37	377,94	
f_{cm}	152 MPa	152 MPa	151 MPa	145 MPa	151 MPa	149 MPa	158 MPa	139 MPa	150 MPa
f_{ck}	147 MPa	147 MPa	146 MPa	140 MPa	140 MPa	140 MPa	153 MPa	135 MPa	143 MPa
ϵ_c	2,9 ‰	3,0 ‰	2,9 ‰	2,9 ‰	3,0 ‰	2,9 ‰	3,3 ‰	3,0 ‰	3,0 ‰
$\sigma_{s,c1}$	475 MPa	475 MPa	470 MPa	475 MPa	475 MPa	480 MPa	539 MPa	566 MPa	
$n \cdot d_{sl}$	4 Ø 28	8 Ø 28	4 Ø 14	4 Ø 28	4 Ø 28	4 Ø 28	4 Ø 28	4 Ø 26,5	
A_{sl} [cm ²]	24,63	49,26	6,16	24,63	24,63	24,63	24,63	22,06	
$N_{R,s}$	1169,9	2339,9	289,4	1169,9	1169,9	1182,2	1328,7	1247,6	
$N_{R,c}$	5327,7	5010,3	5321,7	4843,9	5039,2	5115,1	5904,5	4542,6	
$f_{c,r}$	141,9 MPa	142,9 MPa	135,1 MPa	129,0 MPa	134,2 MPa	136,3 MPa	157,3 MPa	120,2 MPa	
$\alpha_{1,(fcm)}$	0,93	0,94	0,89	0,89	0,89	0,91	1,00	0,86	0,92
$\alpha_{1,(fck)}$	0,97	0,97	0,93	0,92	0,96	0,97	1,03	0,89	0,95

Der Mittelwert der aus den Mittelwerten der Druckfestigkeiten f_{cm} zurückgerechneten Bauteilfaktoren „ $\alpha_{1,(fcm)}$ “ ergibt sich nach Bild 4-1 zu 0,92 und für den Faktor „ $\alpha_{1,(fck)}$ “ zu 0,95. Die Standardabweichung beider Wertemengen ergibt sich zu 0,039. Der kleinste Wert wird für die UHPFRC-Stützen VK2 mit $\alpha_1 = 0,86$ bzw. 0,89 ermittelt.

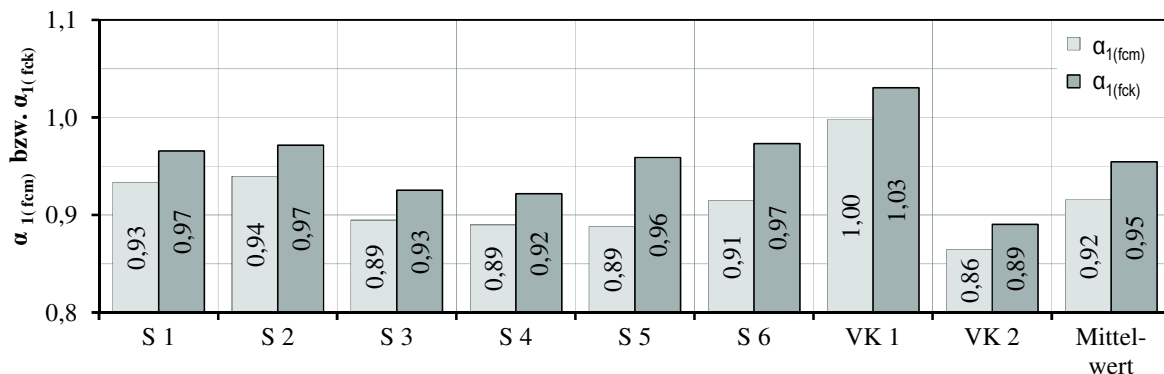


Bild 4-1: Bauteilfaktor $\alpha_{1,(fcm)}$ und $\alpha_{1,(fck)}$ der UHPC- und UHPFRC-Stützen

4.3 Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC

Die experimentell bestimmte Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC bis zum Erreichen der Druckfestigkeit wurde durch den in DIN EN 1992-1-1 [15] gegebenen mathematische Ansatz durch Variation des Plastizitätsfaktors k angenähert:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right)^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} \quad \text{Gl. 4-3}$$

Für den UHPFRC145 (B4Q3) mit $f_{cm} = 150$ MPa und $\varepsilon_{c1} = 3,2$ ‰ ergibt der Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehungen aus Versuch und Gleichung 4-3 mit einem Wert $k = 1,3$ die in Bild 4-2 dargestellte gute Übereinstimmung.

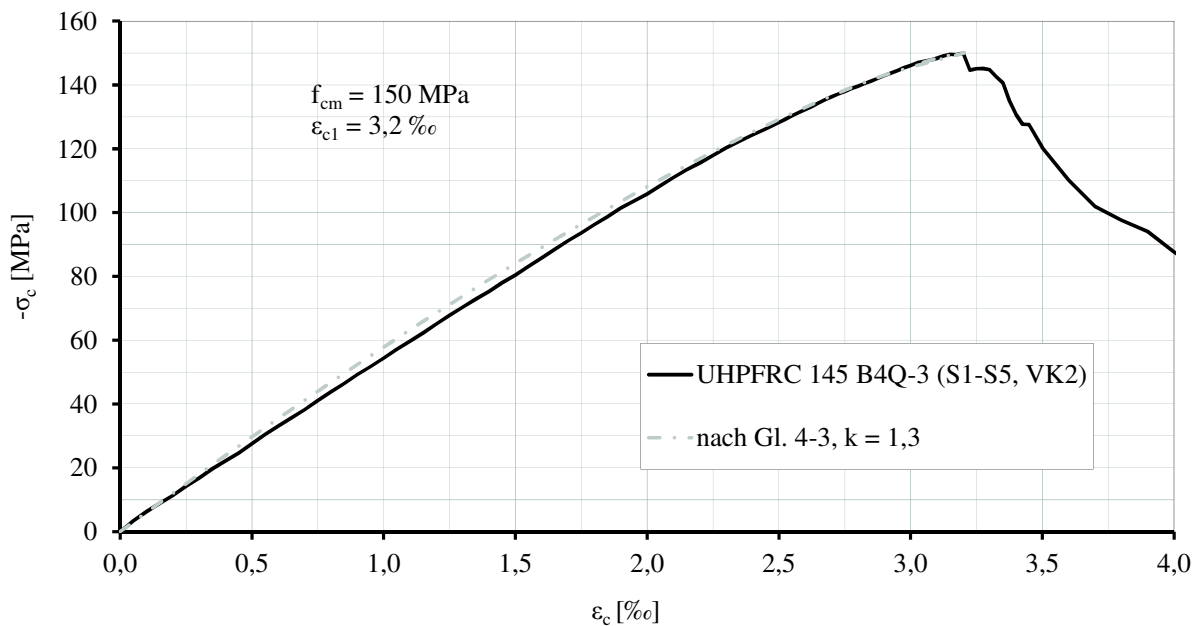


Bild 4-2: Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) aus Versuch und nach Gleichung 4-3 mit Plastizitätsfaktor $k = 1,3$

Die beste Abschätzung der Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPC und UHPFRC ergab sich bei einem Plastizitätsfaktor $k = 1,3$.

4.4 Spannungs-Stauchungsbeziehung des umschnürten UHPFRC

Der Betontraganteil im Nachbruchbereich setzt sich aus dem Traganteil des durch die umschnürende Bügelbewehrung gebildeten Betonkerns und des nicht umschnürten Betons außerhalb dieser Umschnürung zusammen. Für den Kernbereich der Stütze kann, wenn ausreichend Bügel vorhanden sind und diese durch Querbewegung aus Querdehnung und Dilatanz bis zur Streckgrenze beansprucht werden, ein für den Beton günstiger mehraxialer Spannungszustand aktiviert werden. Für UHPFRC gibt *SPECK* [67] für zweiachsigen Druck eine im Vergleich zur einachsigen Druckbeanspruchung um ca. 7 % erhöhte Druckfestigkeit an.

Der Betontraganteil ergibt sich aus den Traganteilen von Kernbeton und Außenschale. In Bild 4-3 sind die im Versuch bestimmte Kraft-Dehnungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S1 und der Verlauf des Traganteiles der Längsbewehrung ($N_s = A_{s1} \cdot \sigma_s$) mit der experimentell bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehung des Stahles S670 (Bild 4-4) dargestellt. Aus der Differenz zwischen Versuchs- und Stahlkraft ergibt sich der vom Beton getragene Traganteil.

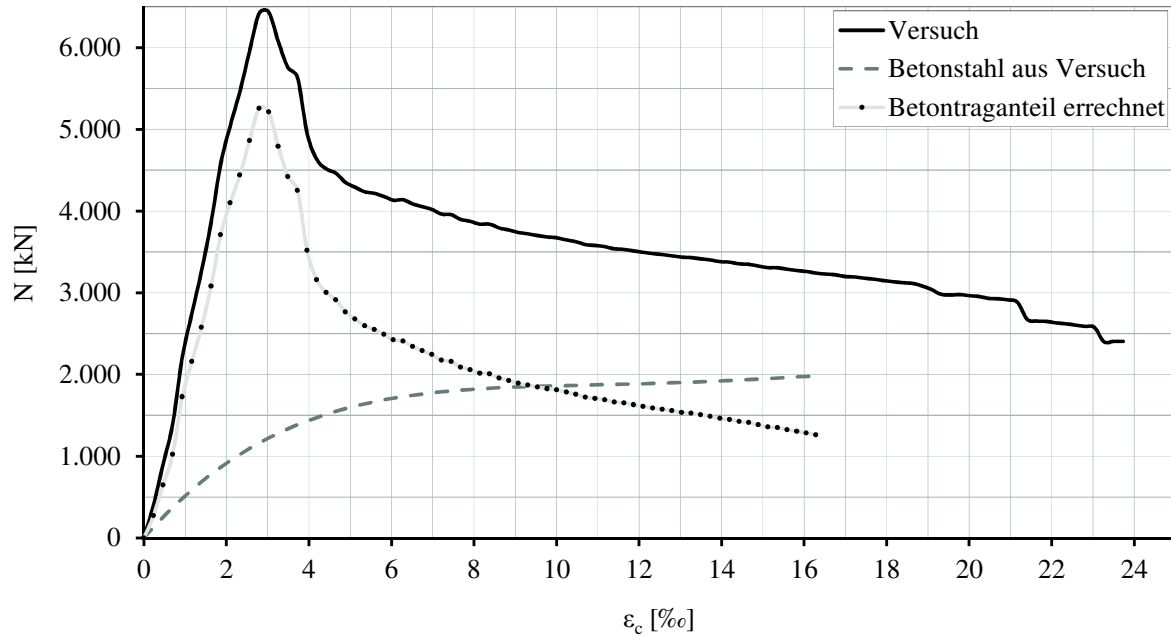


Bild 4-3: Traganteile Beton und Betonstahl (Längsbewehrung) der Stütze S1

Für die Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S1 wurden die in Bild 4-4 dargestellten experimentell bestimmten Mittelwerte der Spannungs-Stauchungsbeziehung der Längsbewehrung $\varnothing 28$ mm aus S670 und des UHPFRC145 (B4Q-3) angesetzt. Zur Anpassung an die Bauteilfestigkeit wurde die Spannung der am Zylinder bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC mit dem für S1 bestimmten Bauteilfaktor $\alpha_{1(fc)} = 0,93$ multipliziert (Bild 4-4).

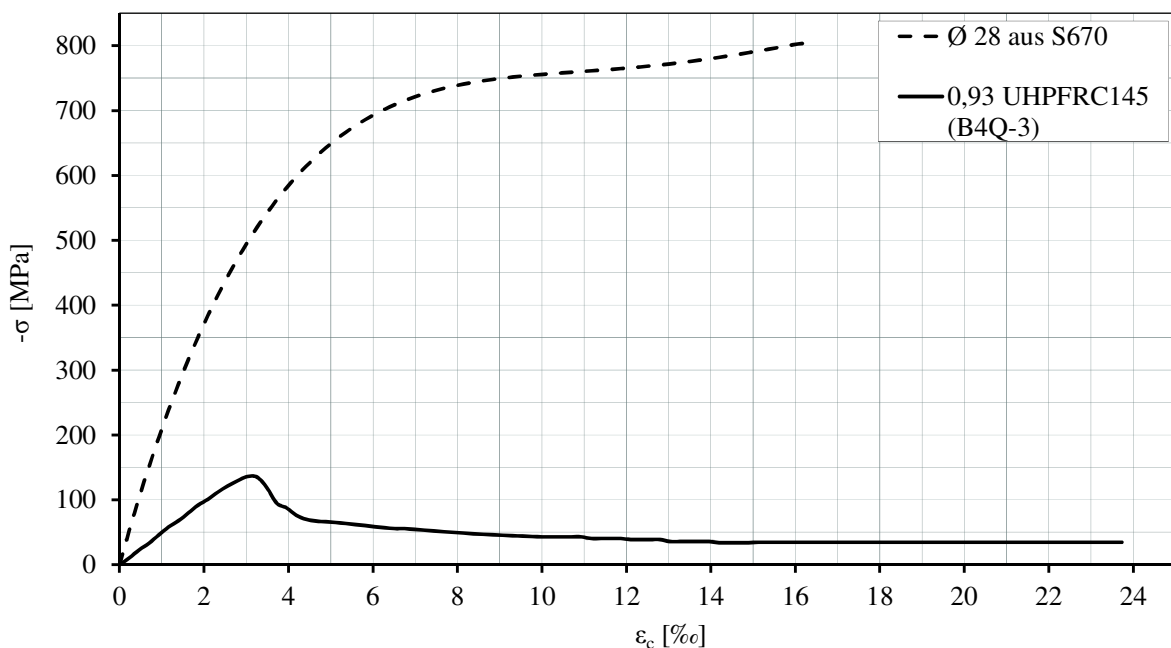


Bild 4-4: Zur Nachrechnung der Stütze S1 verwendete Spannungs-Stauchungsbeziehungen von UHPFRC und Längsbewehrung

Die Versuchsbeobachtung der UHPFRC-Stützen S1 bis S5 und VK1 bis VK2 ergab, dass die Betondeckungen, abweichend zu Stützen aus HPC und UHPC, auch über die Höchstlast hinaus nicht abplatzen.

Gleichung 4-4 gibt die rechnerisch erforderliche Querschnittsfläche des Betons $A_{c,cal}$ an, die vorhanden sein müsste, wenn der Betontraganteil mit der Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsigen gedrückten UHPFRC und dem für die Höchstlast bestimmten Bauteilfaktor $\alpha_{1(fc)}$ gebildet wird.

$$A_{c,cal} = \frac{N - \sigma_s \cdot A_{sl}}{\alpha_{1(fc)} \cdot \sigma_c} = \frac{N_c}{\alpha_{1(fc)} \cdot \sigma_c} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Wenn diese Fläche der vorhandenen Nettofläche des Betons $A_{c,n}$ entspricht und im Versuch keine Abplatzungen festgestellt wurden, wird die Spannungs-Stauchungs-beziehung des UHPFRC im Bauwerk nicht durch die Umschnürung beeinflusst und entspricht dem Verlauf bei einachsigem Druck. Ist die Fläche $A_{c,cal}$ größer als die Nettofläche $A_{c,n}$ ist der Betontraganteil im Versuch größer als das Produkt aus Nettofläche und Spannung gemäß einachsiger Spannungs-Stauchungsbeziehung. Dieser Tragfähigkeitszuwachs kann durch den mit der Umschnürung geweckten Querdruck erklärt werden.

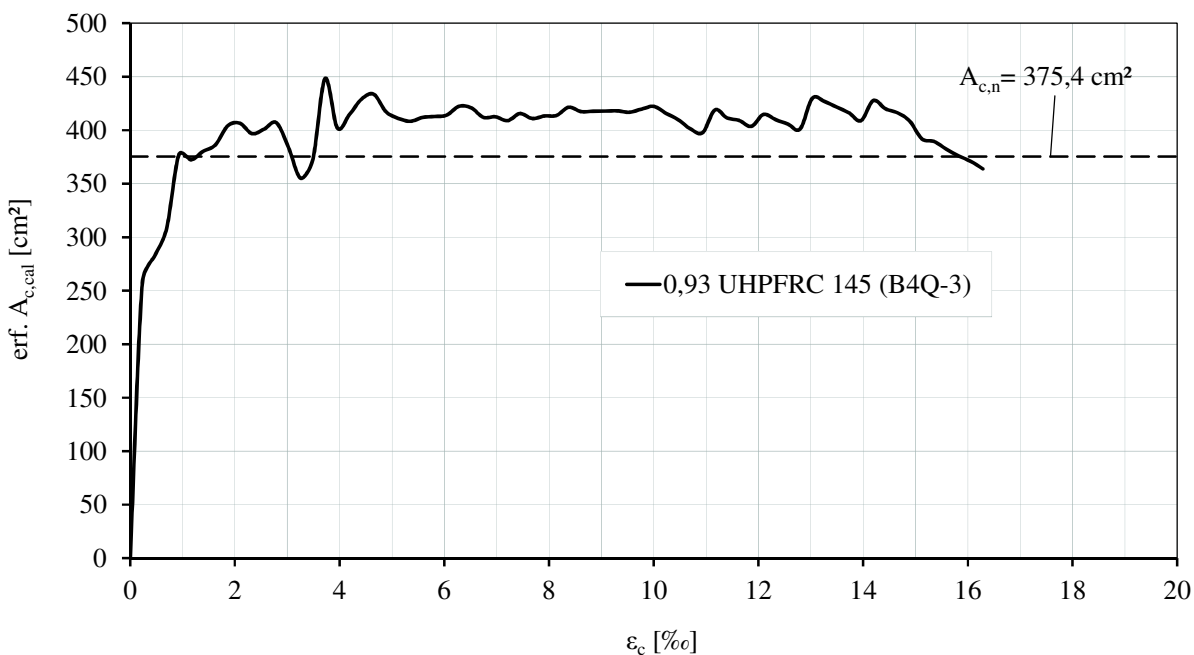


Bild 4-5: Rechnerisch erforderliche Betonquerschnittsfläche $A_{c,cal}$ des UHPFRC der Stütze S1

Der in Bild 4-5 für die UHPFRC-Stütze S1 dargestellte Verlauf der rechnerisch erforderlichen Fläche $A_{c,cal}$ liegt oberhalb der 100 % - Linie. Es kann geschlussfolgert werden, dass die Spannung des umschnürten UHPFRC der UHPFRC-Stütze S1 im Nachbruchbe-

reich durch die Umschnürung ca. 10 % höher als die Spannung gemäß einachsiger Spannungs-Stauchungsbeziehung ist.

Für die UHPFRC-Stütze S2 ergibt sich eine mit dem Überschreiten der Höchstlast bei ca. 3,5 ‰ Stauchung einsetzende Erhöhung der Tragfähigkeit des Betons durch Umschnürung. Der Betontraganteil dividiert durch die einachsige Spannungs-Stauchungsbeziehung ergibt eine rechnerisch vorhandene Betonquerschnittsfläche $A_{c,cal}$ die um ca. 40 % größer ist als die vorhandene Nettofläche $A_{c,n}$ (Bild 4-6).

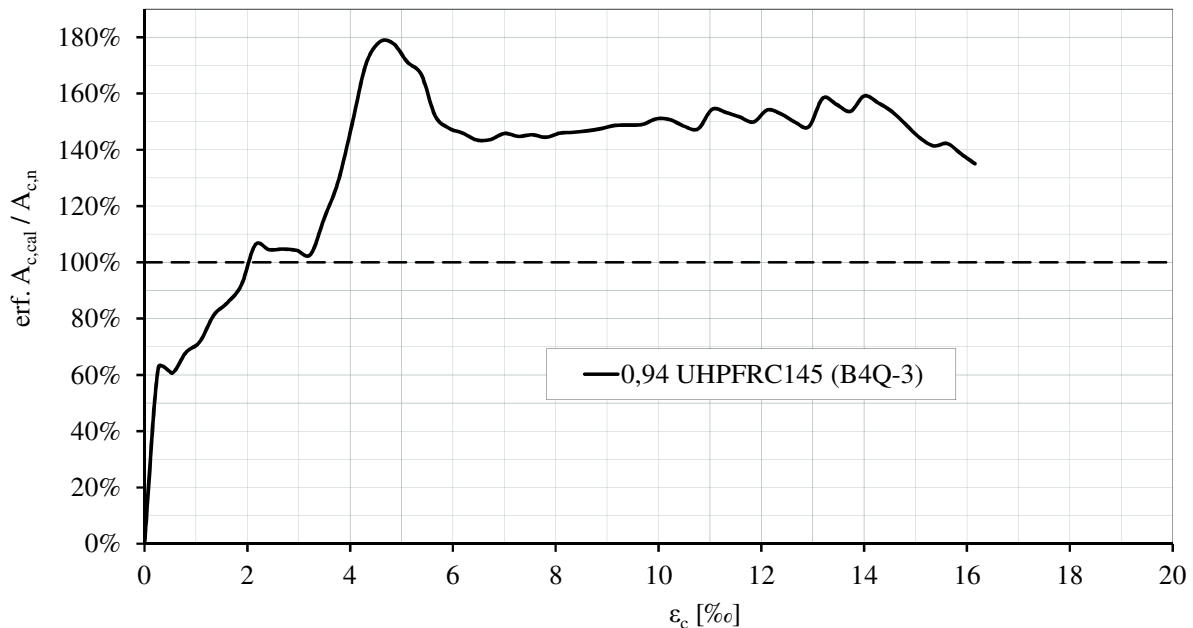


Bild 4-6: Auf die Nettofläche bezogene rechnerisch erforderliche Betonquerschnittsfläche $A_{c,cal}$ des UHPFRC der Stütze S2

Die im Versuch bestimmte Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S2 ist in Bild 4-8 aufgetragen. Ferner ist der rechnerisch (cal) abgeschätzte Traganteil der Längsbewehrung und der aus der Differenz beider Verläufe resultierende Betontraganteil aufgeteilt in die Komponenten Kern und Betondeckung dargestellt. Der Traganteil des Kernbetons (Bild 4-8) wurde aus dem Betontraganteil abzüglich des Traganteiles der Betondeckung zurückgerechnet. Für den UHPFRC wurde die mit dem Faktor $\alpha_{1(fcm)} = 0,92$ an die Bauteilfestigkeit angepasste Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3), angesetzt. Auch wurde die volle Querschnittsfläche der Betondeckung $A_{c,nomc}$ angesetzt, da im Versuch auch im Nachbruchbereich keine größeren Abplatzungen festgestellt wurden.

Der Betontraganteil ergibt sich zu:

$$N_c = N - N_s = N - \sigma_s \cdot A_{st} \quad \text{Gl. 4-5}$$

4 Auswertung der eigenen Versuche

Der Betontraganteil setzt sich aus den Traganteilen des nicht umschnürten Betons der Betondeckung und des umschnürten Kernbetons zusammen:

$$N_c = \alpha_{1,(fcm)} \cdot [A_{c,nomc} \cdot \sigma_c + A_{c,Kern} \cdot (\sigma_{c,1D} + \Delta\sigma_{c,3D})] \quad \text{Gl. 4-6}$$

$$N_{c,Kern} = N_c - \alpha_{1,(fcm)} \cdot A_{c,nomc} \cdot \sigma_{c,1D} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Die Flächen für Kern und Außenschale wurden wie in Bild 4-7 dargestellt angenommen. Geht man für die Gesamtfläche des Kernbetons von den Mittelachsen der äußeren Bügel aus, ergibt sich bei S2 eine Kernfläche von $A_{c,Kern} = \text{ca. } 263 \text{ cm}^2$, dies entspricht ca. 75 % der Betonnettofläche $A_{c,n}$.

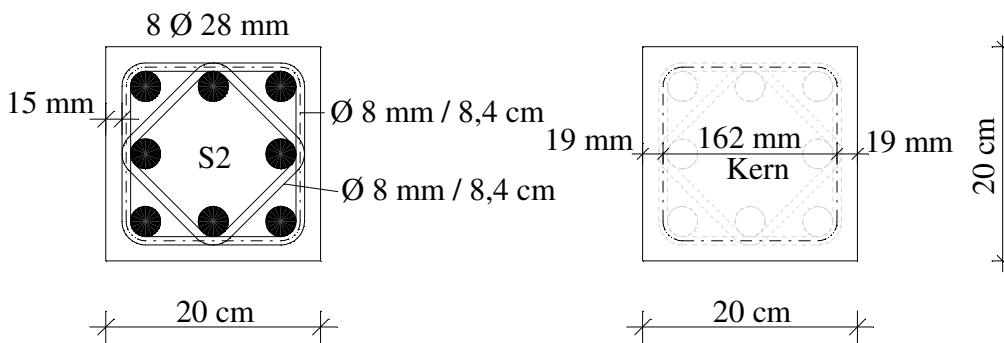


Bild 4-7: Querschnitt und Betonkern in Bügelmitellachse der Stütze S2

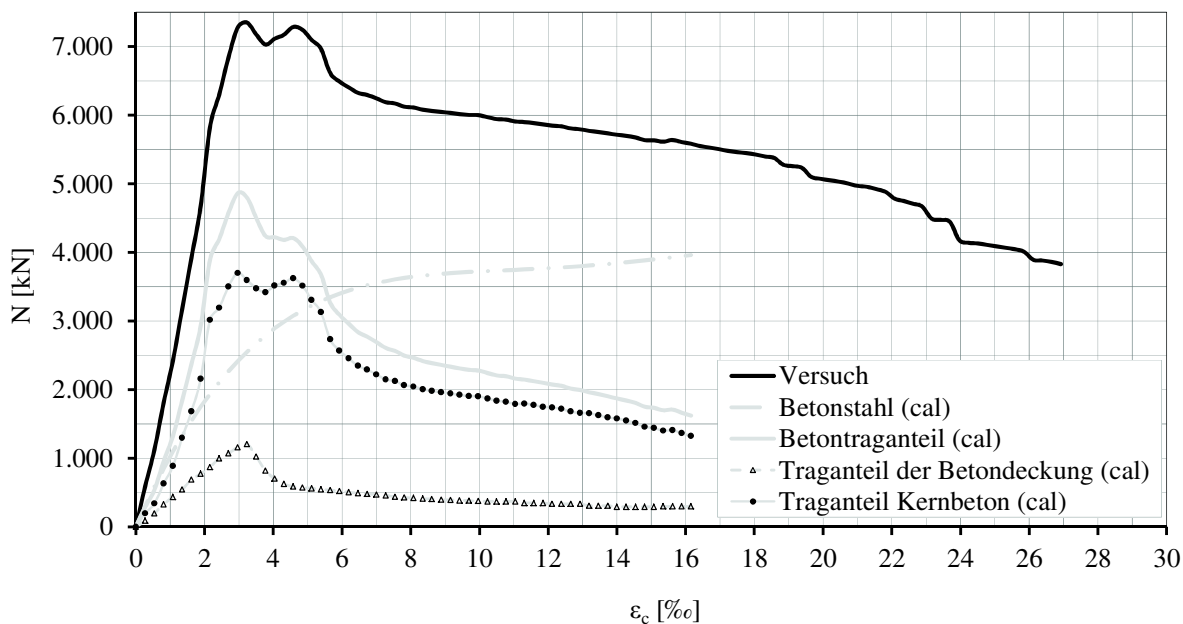


Bild 4-8: Traganteile an der Kraft-Stauchungsbeziehung der Stütze S2

Subtrahiert man von dem Betontraganteil des Kernes den Traganteil bei einachsiger Längsdruck, ergibt sich der Traganteil der Umschnürung $A_{c,Kern} \cdot \Delta\sigma_{c,3D}$. Dies ist für UHPFRC-Stütze S2 in Bild 4-9 dargestellt. Der Graph „0,94-UHPFRC-3D“ in Bild 4-9 entspricht dem in Bild 4-8 ermittelten Traganteil des Kernes, der Graph „0,94-UHPFRC-

1D“ stellt den Traganteil des Kernes bei einachsigen Längsdruck dar und der Graph „ $\Delta\sigma$ - ε -3D“ den Umschnürungsanteil. Die Wirkung der Umschnürung auf den Traganteil des Kernbetons ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{c,3D} = \frac{N - \sigma_s \cdot A_{sl} - \sigma_c \cdot (A_{c,nomc} + A_{c,Kern})}{A_{c,Kern}} \quad \text{Gl. 4-8}$$

Die Wirkung der Umschnürung setzt etwa mit dem Erreichen der Druckfestigkeit bei Stauchungen von ca. 3,2 ‰ ein. Die Druckfestigkeit des umschnürten Betons von ca. 141 MPa liegt nur geringfügig ($\Delta\sigma$) oberhalb der einachsigen Druckfestigkeit im Bauwerk von ca. 135 MPa. Nach dem Überschreiten der Höchstlast fällt die Kurve „0,94·UHPFRC-3D“ im Gegensatz zur Kurve „0,94·UHPFRC-1D“ kaum ab und steigt nach einem Abfall auf 130 MPa bei ca. 3,8 ‰ wieder auf 138 MPa bei 4,6 ‰ an. Die Kurve „0,94·UHPFRC-3D“ liegt im weiteren Verlauf bis zu Stauchungen von ca. 14 ‰ etwa konstant mit ca. 30 MPa oberhalb der Kurve „0,94·UHPFRC-1D“.

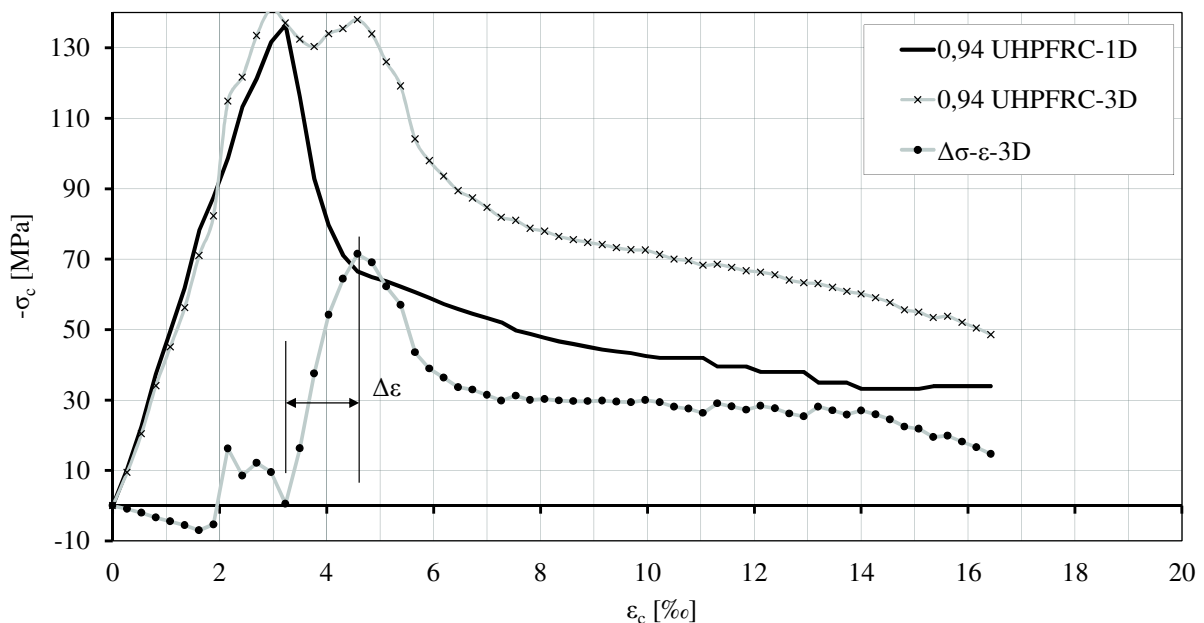


Bild 4-9: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze S2

Die analog zu S2 ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC der UHPFRC-Stütze S1 (Bild 4-10) wird nach dem Erreichen der Höchstlast, wie Bild 4-5 schon zeigte, durch die Bügelbewehrung mit $\rho_w = 1,48$ Vol.-% nur um ca. 10 MPa verbessert.

Bild 4-11 stellt die ebenso ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC für UHPFRC-Stütze S3 dar. Wie schon bei der mit der gleichen Bügelbewehrung mit $\rho_w = 1,48$ Vol.-% bewehrten UHPFRC-Stütze S1 wird offensichtlich auch bei S3 keine signifikante Umschnürungswirkung aktiviert. Der im Nachbruchbereich bei S3 im Ver-

sich festgestellte Abfall und Wiederanstieg der Kraft-Verschiebungsbeziehung kann durch die stetige Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) nicht erklärt werden. Ebenso die hierdurch rechnerisch entstehende negative Wirkung der Umschnürung.

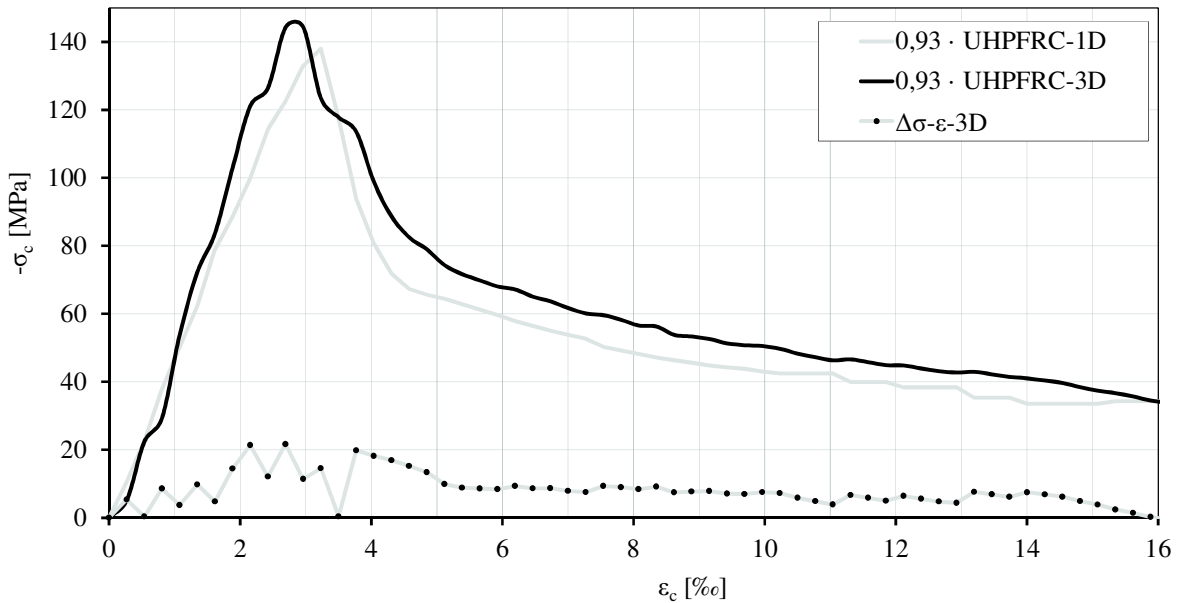


Bild 4-10: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze S1

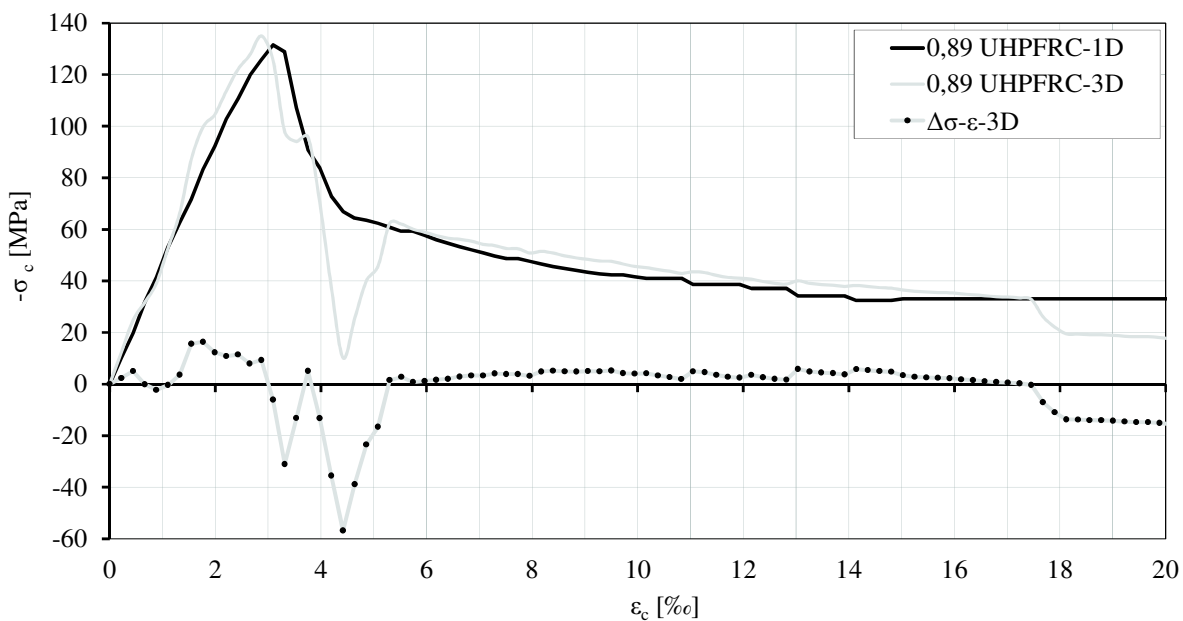


Bild 4-11: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze S3

Der Graph „0,89 UHPFRC-3D“ in Bild 4-12 und „0,89 UHPFRC-3D“ in Bild 4-13 zeigt die Kurven für die UHPFRC-Stützen S4 bzw. S5. Wie bei UHPFRC-Stütze S2 ($\rho_w = 2,52$ Vol.-%) ergibt sich auch bei S4 ($\rho_w = 2,20$ Vol.-%) und S5 ($\rho_w = 3,23$ Vol.-%)

eine im Vergleich zur Kurve des einachsig gedrückten Betons deutliche Tragfähigkeitszunahme des umschürten UHPFRC im Nachbruchbereich.

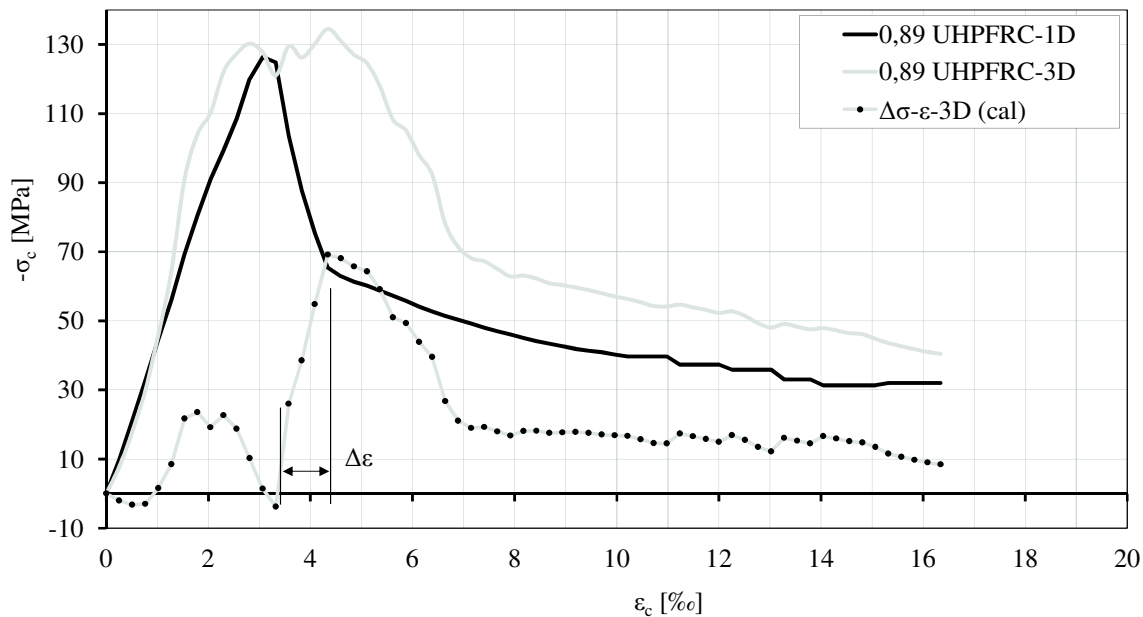


Bild 4-12: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze S4

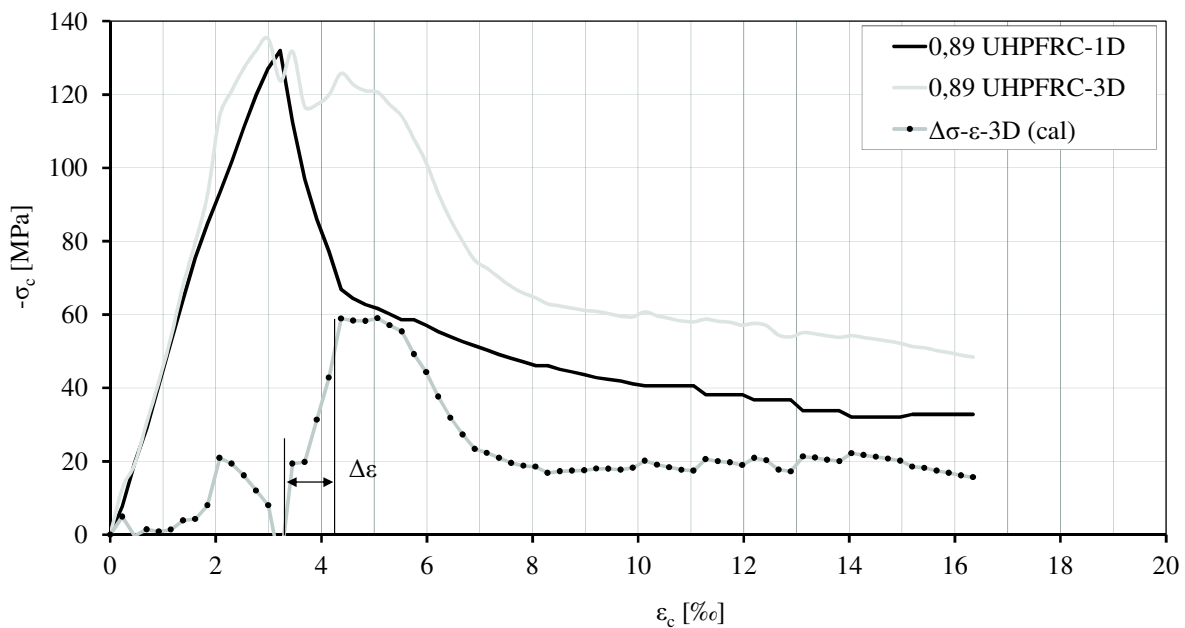


Bild 4-13: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze S5

Die experimentell bestimmte Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPC-Stütze S6 ist in Bild 4-14 aufgetragen. Ferner ist der rechnerisch (cal) abgeschätzte Traganteil der Längsbewehrung und der aus der Differenz beider Verläufe resultierende Betontraganteil aufgeteilt in die Komponenten Kern und Betondeckung dargestellt. Die Betondeckung ist im Versuch mit dem Erreichen der Höchstlast abgeplatzt. Für die Spannungs-

Stauchungsbeziehung des UHPC wurde im Nachbruchbereich ein zum Verlauf bis zum Erreichen der Druckfestigkeit symmetrischer Verlauf angenommen.

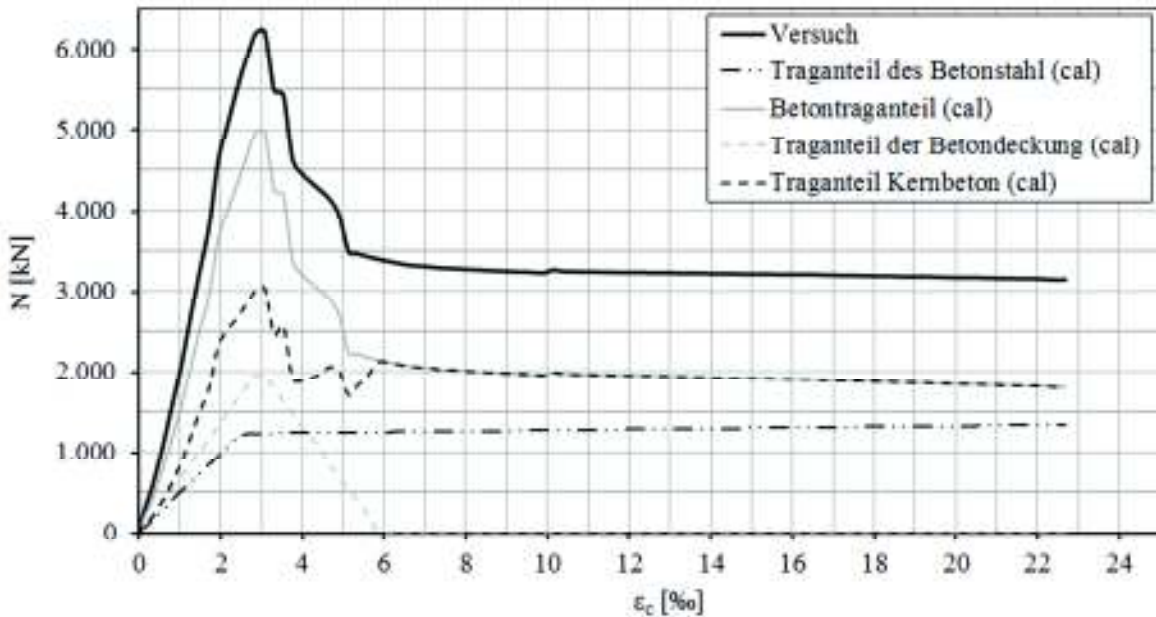


Bild 4-14: Traganteile an der Kraft-Stauchungsbeziehung der Stütze S6

Aus dem Traganteil des umschürten Kernes wurde die in Bild 4-15 dargestellte Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPC-Stütze S6 errechnet. Der durch die Bügel ($\rho_w = 3,31$ Vol.-%) geweckte Querdruck verbessert die Nachbruchfestigkeit des UHPC 140 im Kern deutlich. So ergibt sich bei etwa doppelter Bruchstauchung noch eine Festigkeit des Kernbetons von ca. 90 MPa.

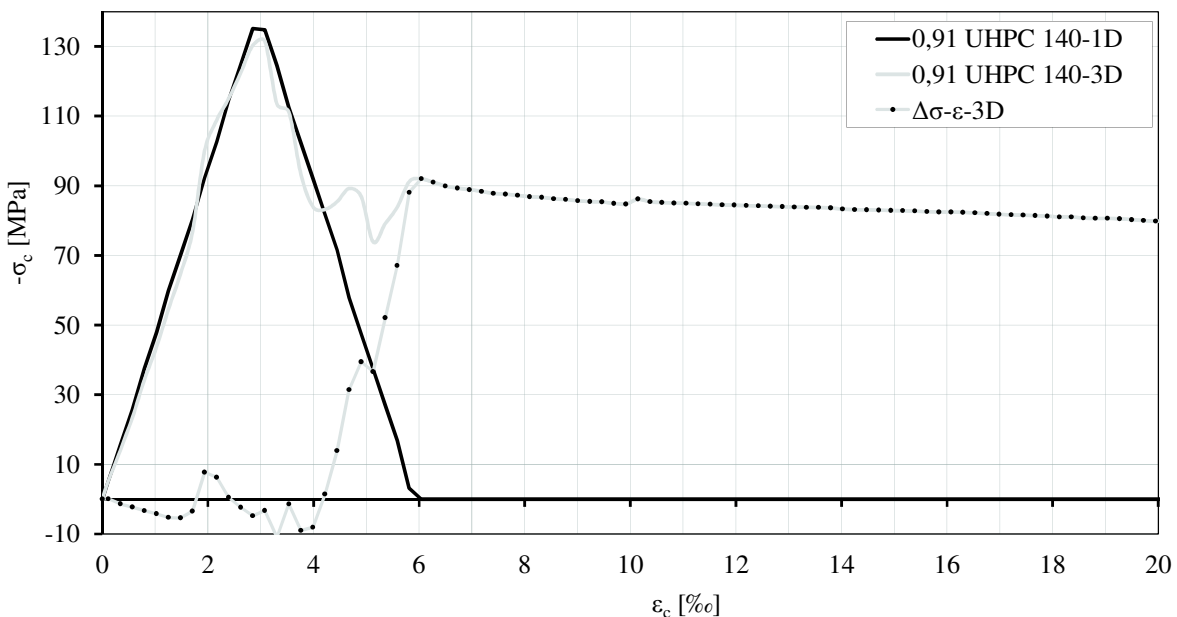


Bild 4-15: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPC im Kernbereich der Stütze S6

Bei den UHPFRC-Stützen VK1 ($\rho_w = 2,20$ Vol.-%, Bild 4-16) und VK2 ($\rho_w = 2,20$ Vol.-%, Bild 4-17) wird die Tragfähigkeit des Kernbetons im Nachbruchbereich durch die Umschnürung wie bei den anderen untersuchten UHPFRC-Stützen erhöht.

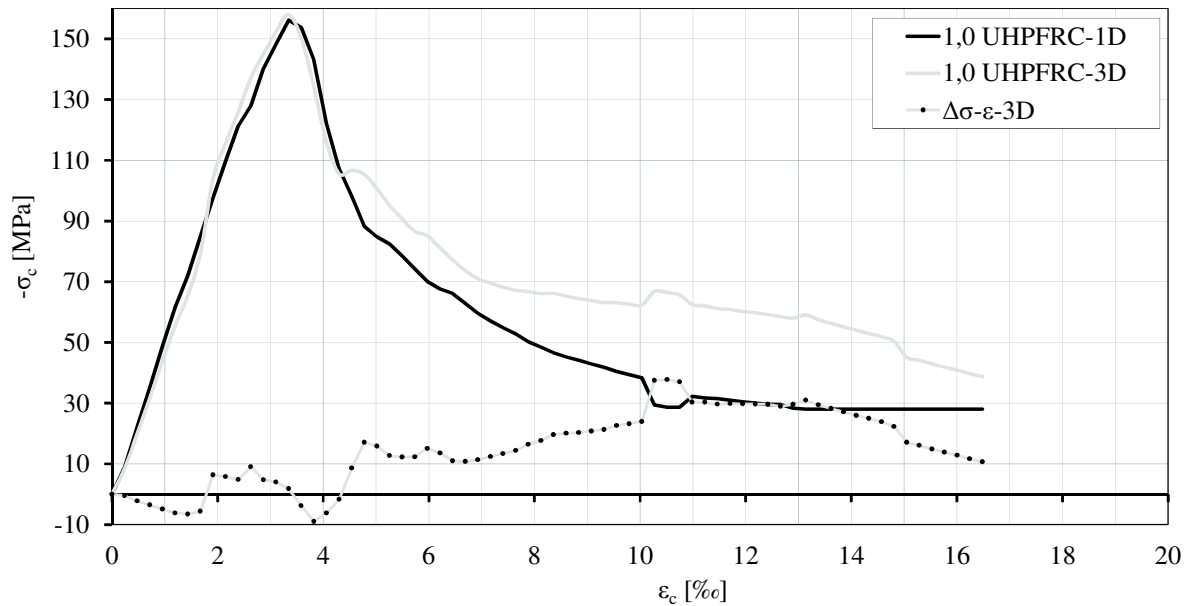


Bild 4-16: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze VK1

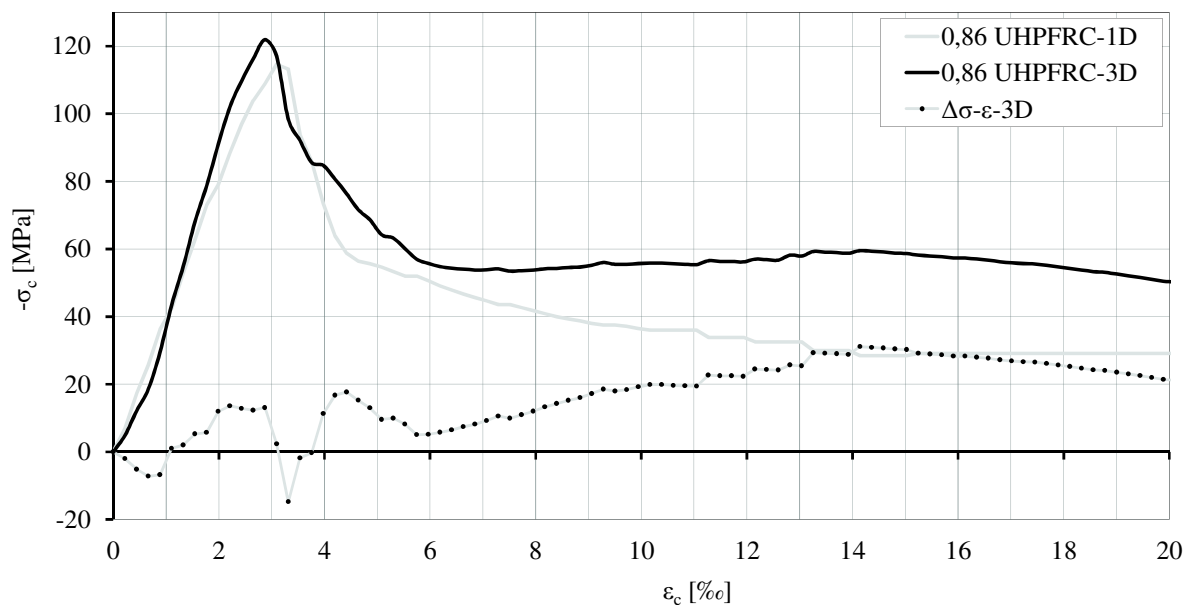


Bild 4-17: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Spannungs-Stauchungsbeziehungen des UHPFRC im Kernbereich der Stütze VK2

Wie die Nachrechnung der Versuche ergibt, wird die Druckfestigkeit des Kernbetons von UHPFRC-Stützen durch Umschnürung bei Erreichen der Höchstlast nicht wesentlich erhöht. Dagegen fällt die Druckfestigkeit im Nachbruchbereich mit wachsendem Bügelbewehrungsgrad ρ_w flacher ab.

Die Wirkung der Umschnürung auf die Druckfestigkeit des Kernbetons kann mit

$$f_{cc} = f_c + k \cdot f_r \quad \text{Gl. 4-9}$$

beschrieben werden. Für die Betonspannung gilt:

$$\sigma_{c3D} = \sigma_{c1D} + \Delta\sigma_{c3D} = \sigma_{c1D} + k \cdot f_r \quad \text{Gl. 4-10}$$

Der Triaxialfaktor k ist abhängig von der mittleren Umschnürungsspannung f_r und der einachsigen Druckfestigkeit f_c . Stellt man diese Gleichungen nach k um, ergibt sich:

$$k = \frac{f_{cc} - f_c}{f_r} = \frac{\sigma_{c3D} - \sigma_{c1D}}{f_r} \quad \text{Gl. 4-11}$$

und für die Zusatzspannung aus Umschnürung:

$$\Delta\sigma_{c3D} = k \cdot f_r \quad \text{Gl. 4-12}$$

Mit den experimentell an den UHPC- und UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des umschnürten ultrahochfesten Betons, den an Zylindern bestimmten einachsigen Spannungs-Stauchungs-beziehungen und dem Verlauf der mittleren Umschnürungsspannung f_r ergeben sich die in Bild 4-18 dargestellten Kurven der Triaxialfaktoren k .

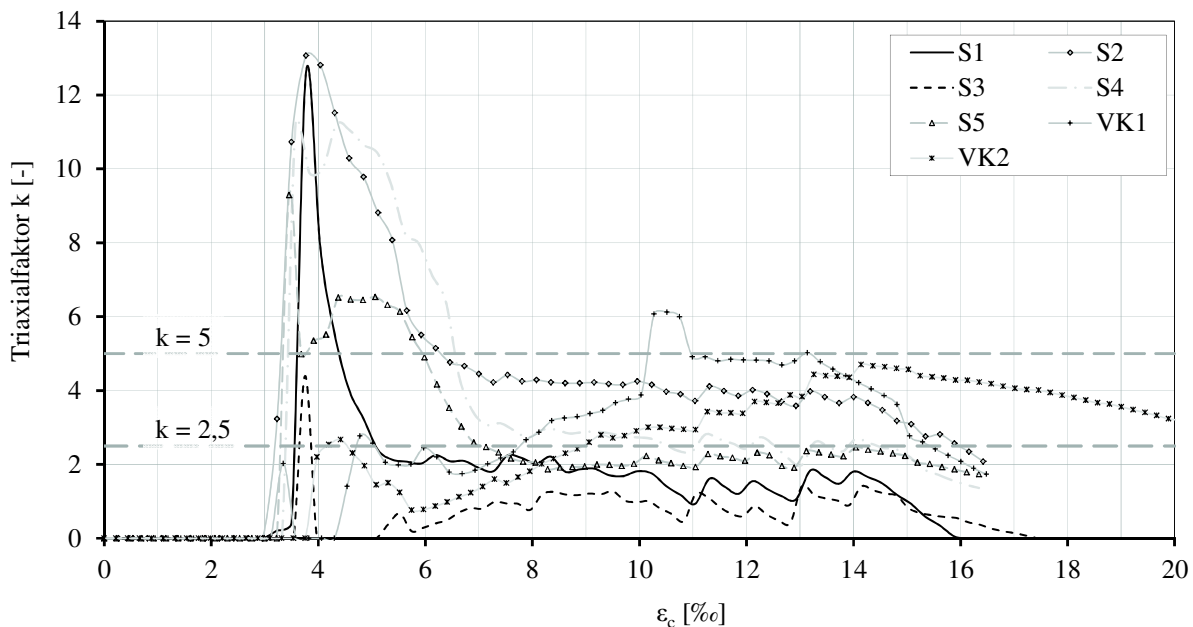


Bild 4-18: Aus den Stützenversuchen abgeleitete Verläufe der Triaxialfaktoren k

Sieht man von den Spitzen bei Aktivierung der Bügel (f_r ansteigend) mit dem Erreichen der Höchstlast ab, streut der Triaxialfaktor k von UHPFRC für bezogene Umschnürungen $2,72 \% \leq f_r / f_{cm} \leq 5,98 \%$ zwischen etwa 1 und 5.

Für Werte $3,92 \% \leq f_r / f_{cm} \leq 5,98 \%$, also ohne die Stützen S1 und S3, kann für den Tragfähigkeitsgewinn eines UHPFRC im Nachbruchbereich infolge Umschnürung ein Triaxialfaktor $k = 2,5$ angenommen werden.

4.5 Querschnittstragfähigkeit M / N

Die Querschnittstragfähigkeit wird in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [15] und DAfStb.-Richtlinie Stahlfaserbeton [12] mit den Annahmen

- Ebenbleiben der Querschnitte,
- starrer Verbund und
- Verteilung der Spannungen entsprechend der Spannungs-Stauchungsbeziehungen

abgeschätzt. Im Folgenden wird geprüft, ob diese Annahmen auch für UHPFRC-Stützen gelten.

Die Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Querschnitten bei einachsig außermittigem Längsdruck setzt sich aus den in Bild 4-19 gezeigten einzelnen Komponenten UHPC / UHPFRC auf Druck (F_c), UHPFRC auf Zug (F_f) und der Kraft im Betonstahl der beiden Lagen F_{s1} bzw. F_{s2} zusammen.

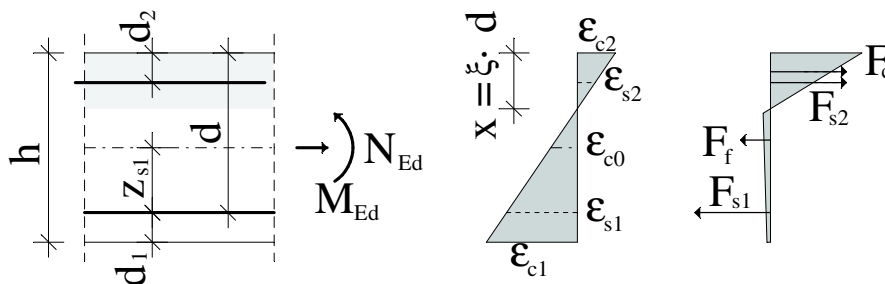


Bild 4-19: Traganteile Bewehrung F_{s1} und F_{s2} , Beton F_c und Fasern F_f

Für die Nachrechnung der Stützenversuche wurden die an Begleitkörpern bestimmten Spannungs-Dehnungsbeziehungen verwendet. Für den UHPFRC150 (B5Q-1) sind diese in Bild 3-3 (Druck) und Bild 4-20 (Zug) und für die Längsbewehrung $\varnothing 22$ mm aus S670 in Bild D-2 bis Bild D-3 der Anhang D dargestellt.

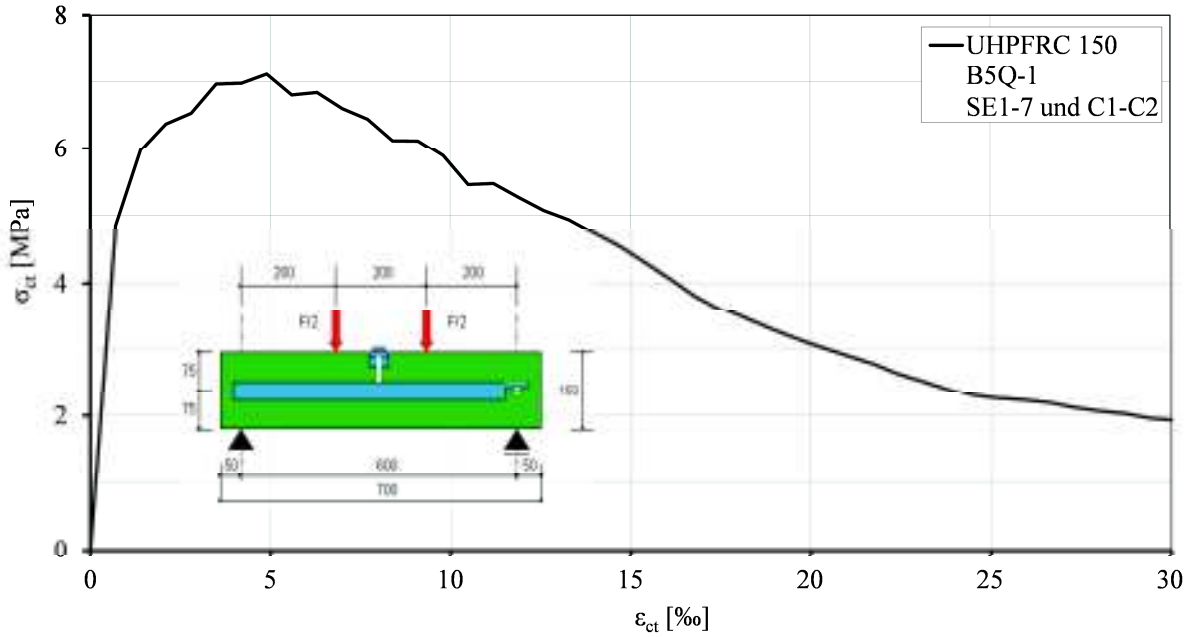


Bild 4-20: Spannungs-Dehnungsbeziehung des UHPFRC150 (B5Q-1) im Zugbereich

Der Vergleich der im Versuch ermittelten Höchstlasten der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 mit den mit Hilfe des Programms INCA2 [49] mit Bauteilfaktor $\alpha_{1(fcm)} = 0,92$ und 1,0 rechnerisch ermittelten M/N -Interaktionskurven des Stützenquerschnittes, zeigt eine gute Übereinstimmung. Keine der im Versuch ermittelten Höchstlasten liegt unterhalb der mit dem Bauteilfaktor $\alpha_{1(fcm)} = 0,92$ bestimmten $M-N$ -Interaktionskurve.

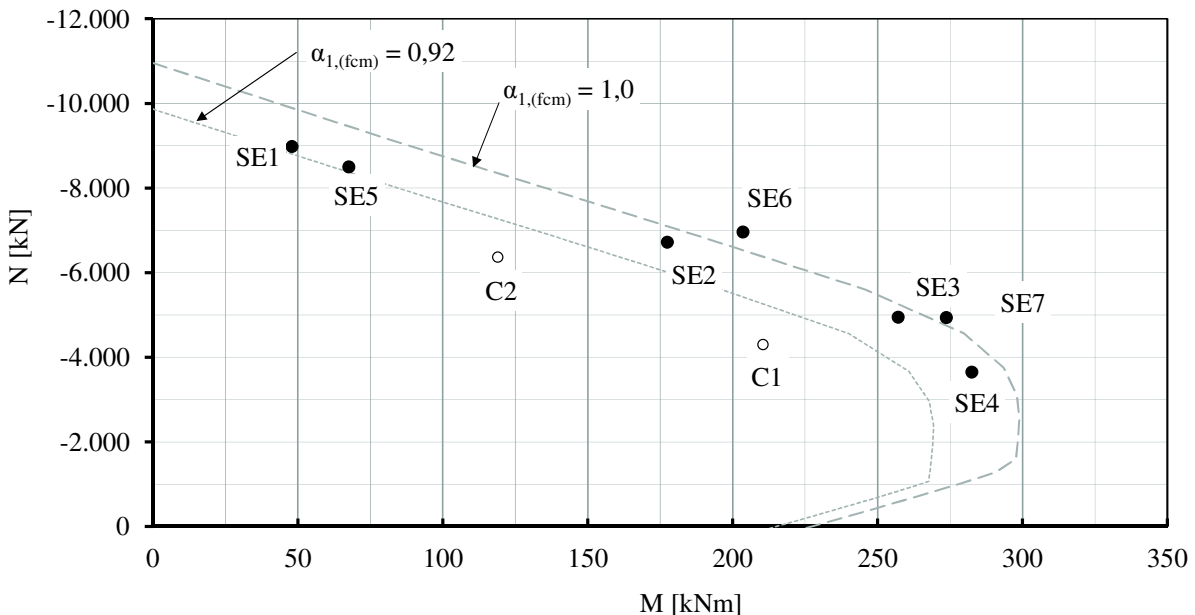


Bild 4-21: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der rechnerisch ermittelten $M-N$ -Interaktionskurve des Querschnittes

Es kann festgestellt werden, dass die Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei einachsig außermittigem Längsdruck mit dem für konventionellen Stahlbeton verwendeten Bemessungsmodell gut abgeschätzt werden kann.

4.6 Systemtragfähigkeit

Die Systemtragfähigkeit wird in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [15] und DAfStb.-Richtlinie Stahlfaserbeton [12] mit den Annahmen

- Ebenbleiben der Querschnitte, starrer Verbund und Verteilung der Spannungen entsprechend der Spannungs-Stauchungsbeziehungen,
- Baustoffkennwerte mit den im Versuch bestimmten Mittelwerten,
- Berücksichtigung der Zugfestigkeit des UHPFRC und
- Ansatz geometrischer Imperfektionen mit, wegen der im Labor geringeren Ungenauigkeiten, auf 50 % reduzierten Werten nach DIN EN 1992-1-1 [15]

abgeschätzt. Im Folgenden wird geprüft, ob diese Annahmen auch für die geprüften gedrungenen und schlanken UHPFRC-Stützen gelten.

In Bild 4-22 und Bild 4-23 sind die im Versuch ermittelten Schnittgrößenverläufe M / N der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 dargestellt (Index „Exp“). Zum Vergleich wurden die Versuche mit einer nichtlinearen Stabwerksberechnung mit den Programmen INCA2 und Stab2D-NL [49] mit den beschriebenen Annahmen abgeschätzt (Index „Stab“). Für die Stabstatik sind die Ergebnisse ohne Abminderung der Bauteilfestigkeit ($\alpha_{1(fc)} = 1,0$) dargestellt. Sowohl Höchstlast als auch zugehörige Ausmitte bzw. Biegemoment werden durch die Berechnung mittels nichtlinearer Stabstatik gut abgeschätzt.

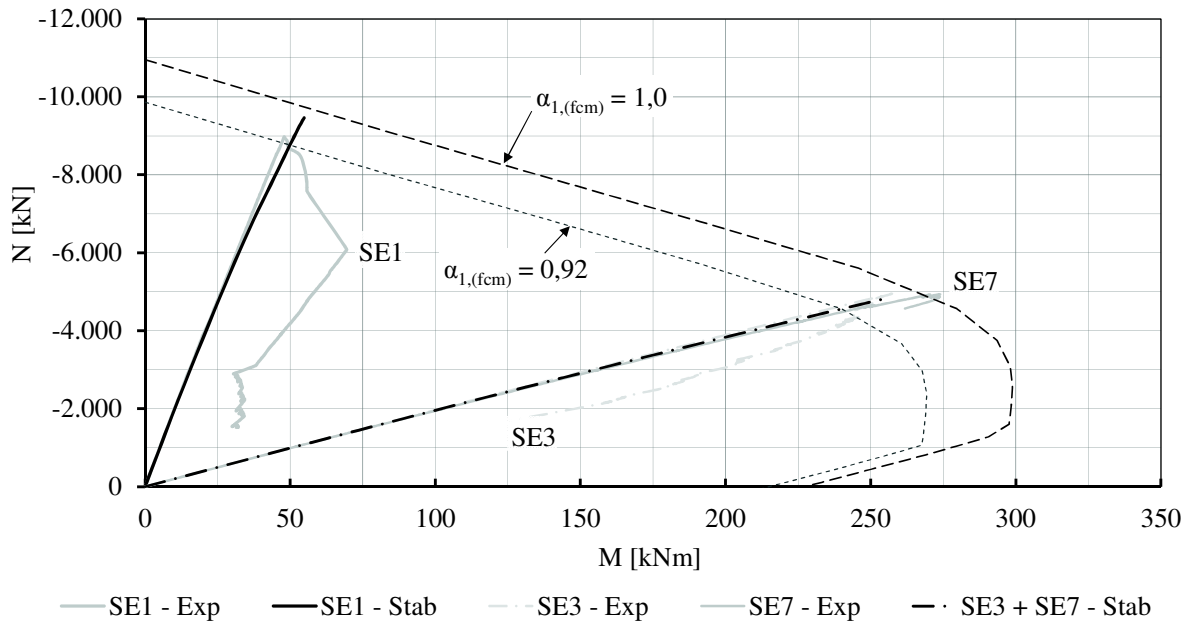


Bild 4-22: Vergleich der Schnittgrößenverläufe aus Versuch mit den rechnerischen M / N-Interaktionskurven des Querschnittes und den Verläufen aus der Stabwerksberechnung der UHPFRC-Stützen SE1, SE3 und SE7

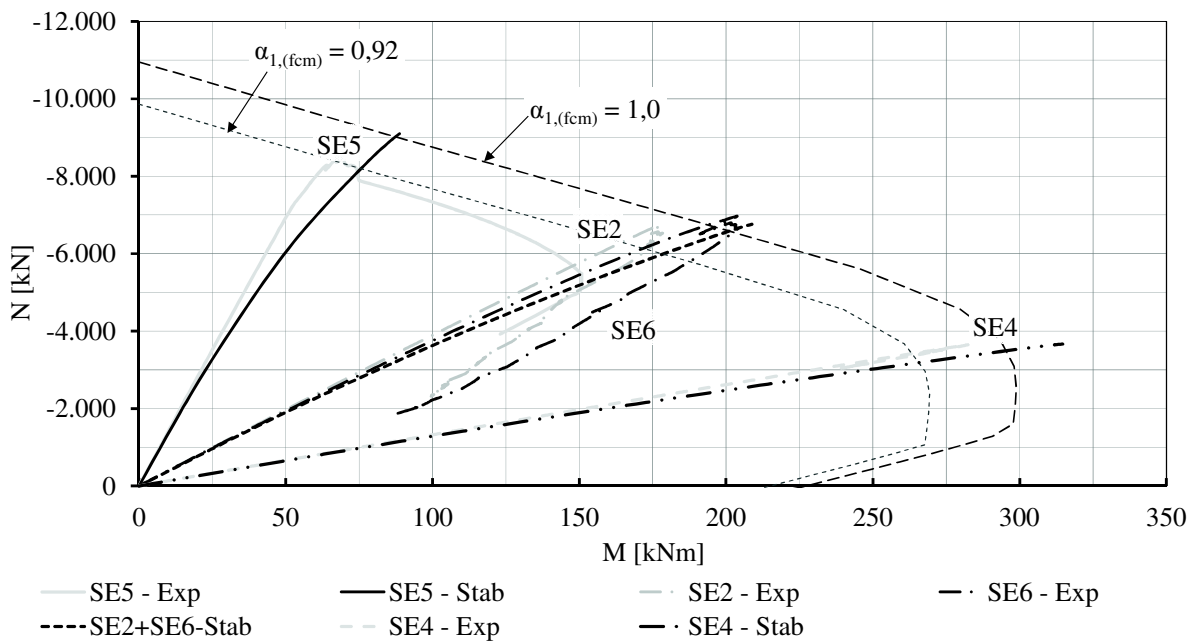


Bild 4-23: Vergleich der Schnittgrößenverläufe aus Versuch mit den rechnerischen M / N-Interaktionskurven des Querschnittes und den Verläufen aus der Stabwerksberechnung der UHPFRC-Stützen SE2, SE4, SE5 und SE6

Bild 4-24 stellt den Vergleich der Berechnungs- und Versuchsergebnisse der Schnittgrößenverläufe M / N für die schlanken UHPFRC-Stützen C1 und C2 dar. Während die Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung für die UHPFRC-Stütze C1 sowohl für die Höchstlast als auch für die zugehörige Ausmitte gut ist, zeigen die Kurven für C2 deutliche Abweichungen. Als Ursache für die Abweichung wird die in der Stabstatik

nicht erfasste Druckpunktverlagerung der Kipplager im Versuch mit der hierdurch veränderlichen Ausmitte (siehe Anhang H) vermutet.

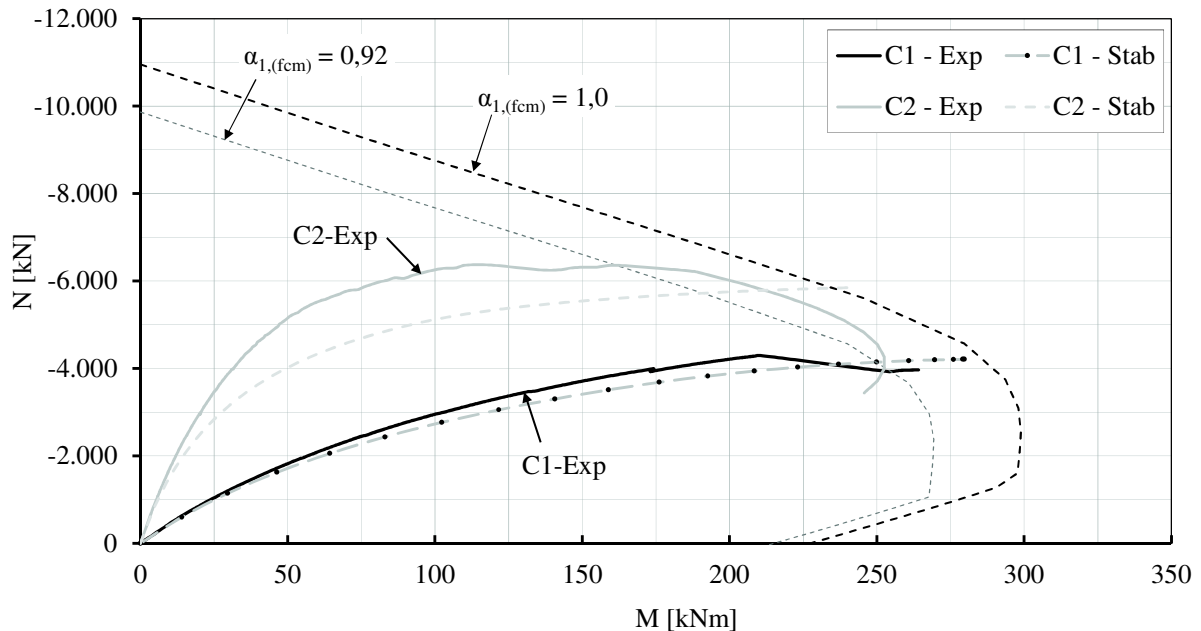


Bild 4-24: Vergleich der Schnittgrößenverläufe aus Versuch mit der rechnerischen M / N-Interaktionskurven des Querschnittes und den Verläufen aus der nicht-linearen Stabwerksberechnung der UHPFRC-Stützen C1 und C2

Die rechnerisch mit der Stabstatik für UHPFRC-Stütze C1 bei Erreichen der Höchstlast ermittelten Normalkräfte, Verformungen, Krümmungen, Stahlspannungen und Randdehnungen sind in Bild 4-25 dargestellt. Die horizontale Auslenkung in Stützenmitte ergibt sich zu $e_{ym} = 46,4$ mm (40 mm im Versuch, Bild 3-26) und die maximale Verkürzung der Stütze in Längsrichtung am oberen Loslager zu $\Delta l_z = 6,1$ mm (gleicher Wert 6,1 mm im Versuch). Die Stahlspannungen der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze C1 in Stützenmitte ergeben sich rechnerisch zu -534 und +104 MPa (im Versuch ca. -600 und +20 MPa, Bild H-6). Die Ergebnisse aus Stabstatik und Versuch stimmen bei der UHPFRC-Stütze C1 gut überein.

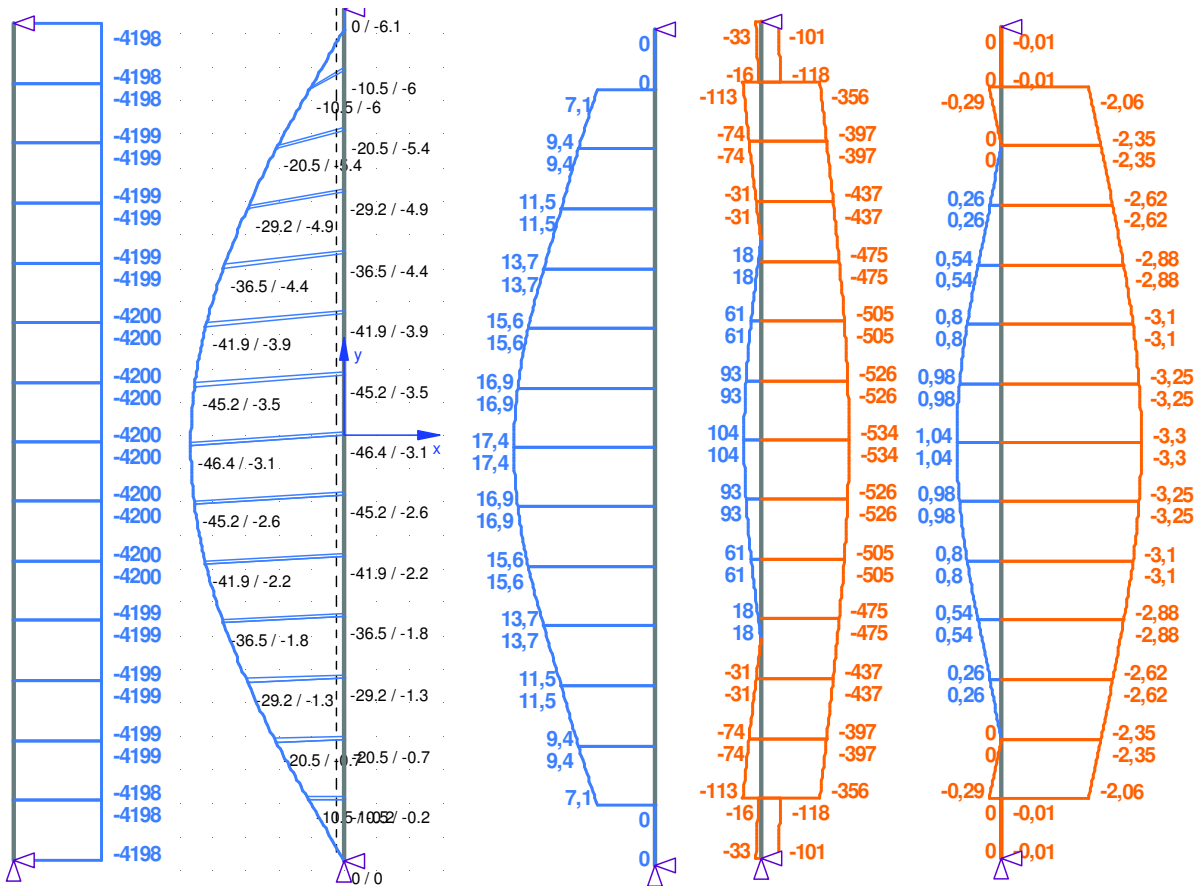


Bild 4-25: Normalkraft, Verformung, Krümmung, Stahlspannung und Randdehnung bei rechnerischer Höchstlast aus Stabstatik (von links nach rechts dargestellt) der UHPFRC-Stütze C1

In Bild 4-26 sind einzelne Ergebnisse der Stabstatik für die UHPFRC-Stütze C2 ($e_0/h = 0,02$) bei Erreichen der Höchstlast von 5850 kN (im Versuch 6364 kN) dargestellt. Die rechnerisch ermittelte horizontale Auslenkung in Stützenmitte liegt mit $e_{ym} = 34,9$ mm deutlich über der im Versuch ermittelten Auslenkung $e_{ym} = 17$ mm, während die maximale Verkürzung der Stütze in Längsrichtung am oberen Loslager mit $\Delta l_z = 7,8$ mm zu 9 mm im Versuch befriedigend abgeschätzt wird. Die Stahlspannungen der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze C2 bei Höchstlast weichen mit -562 und -111 MPa zu den im Versuch gemessenen -670 / -250 MPa ab (Bild H-14). Als Ursache für diese Abweichung wird hier ebenfalls die in der Stabstatik nicht erfasste Druckpunktverlagerung der Kipplager vermutet.

In Tabelle 4-2 werden die im Versuch ermittelten Höchstlasten und Betonstauchungen in Stützenmitte mit den rechnerisch abgeschätzten Werten verglichen. Die Übereinstimmung der resultierenden Auslenkungen bzw. Biegemomente, mit Ausnahme von C2, ist gut. Die Berechnung mit $\alpha_{l(fc_m)} = 1,0$ überschätzt die Systemtragfähigkeiten um bis zu 7,1 % (SE5). Die Berechnung mit einem Bauteilfaktor von $\alpha_{l(fc_m)} = 0,92$ ergibt für die untersuchten UHPFRC-Stützen in allen Fällen gleiche oder kleinere Werte als im Versuch (Bild 4-22 bis Bild 4-24).

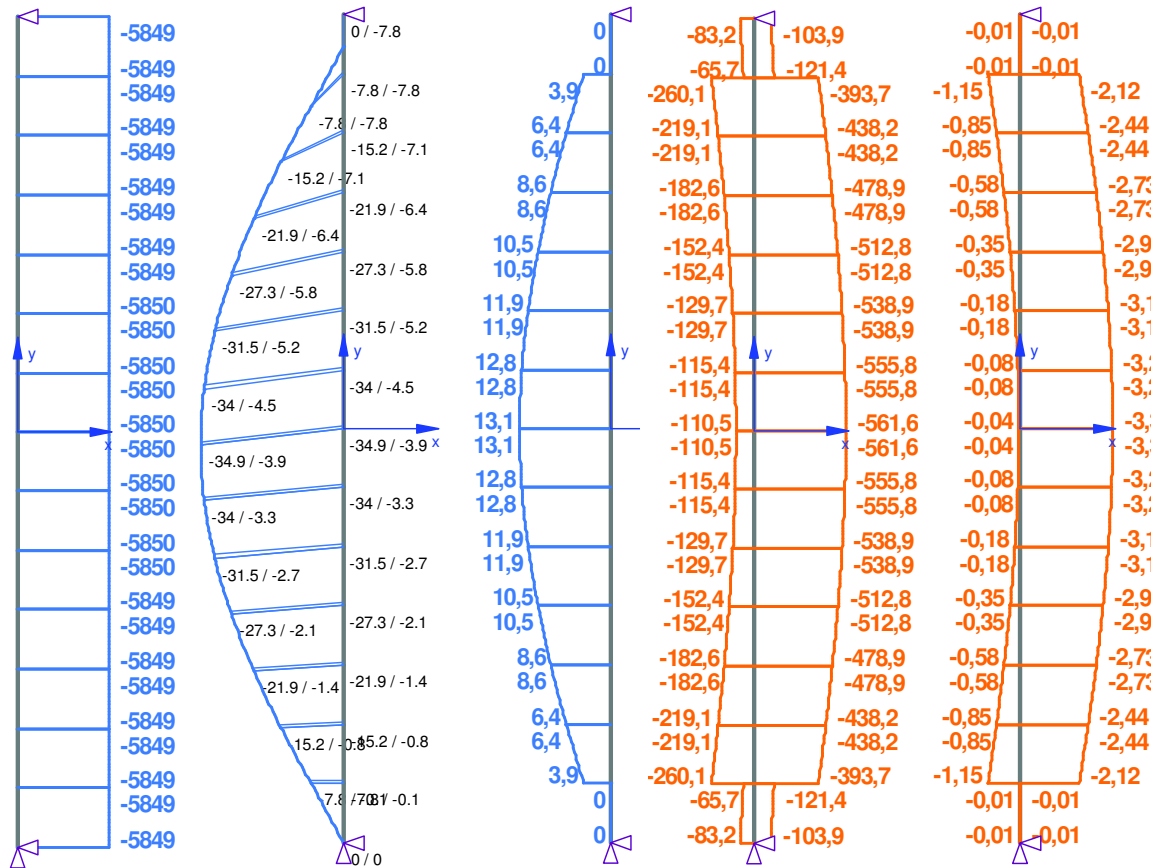


Bild 4-26: Normalkraft, Verformung, Krümmung, Stahlspannung und Randdehnung bei rechnerischer Höchstlast aus Stabstatik (von links nach rechts) der UHPFRC-Stütze C2

Tabelle 4-2: Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und nichtlinearer Stabstatik

Stütze	e_0 / h	e_0 [mm]	Versuch						Stabstatik					Vergleich	
			N_{exp} [kN]	$e_{ym,tot}$ [mm]	$e_{ym,tot} / h$	M_{exp} [kNm]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{c1} [‰]	N_{stab} [kN]	$e_{ym,tot}$ [mm]	M_{stab} [kNm]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{c1} [‰]	N_{exp} / N_{stab}	M_{exp} / M_{stab}
SE1	0,02	5,0	8.977	5,3	0,021	48,0	-3,30	-2,20	9.460	5,8	54,8	-3,34	-2,22	105,4%	114,2%
SE2	0,10	25,0	6.721	26,4	0,106	177,5	-3,00	-0,25	6.760	30,9	208,8	-3,55	-0,40	100,6%	117,6%
SE3	0,20	50,0	4.945	52,0	0,208	257,1	-3,70	0,70	4.850	52,9	256,4	-3,39	0,65	98,1%	99,7%
SE4	0,30	75,0	3.650	77,4	0,310	282,5	-3,50	1,70	3.667	85,8	314,6	-3,80	2,20	100,5%	111,4%
SE5	0,03	7,0	8.499	7,9	0,032	67,6	-3,20	-1,80	9.100	9,8	88,8	-3,41	-1,92	107,1%	131,4%
SE6	0,10	25,0	6.957	29,3	0,117	203,6	-3,10	-0,40	6.760	30,9	208,8	-3,55	-0,40	97,2%	102,6%
SE7	0,20	50,0	4.936	55,5	0,222	273,7	-3,10	0,70	4.850	52,9	256,4	-3,39	0,65	98,3%	93,7%
C 1	0,10	25,0	4.299	49,0	0,196	210,5	-3,45	0,10	4.210	66,4	279,7	-3,30	1,04	97,9%	132,9%
C 2	0,02	5,0	6.364	18,7	0,075	119,0	-2,70	-1,20	5.850	41,6	243,4	-3,41	0,04	91,9%	204,5%

Es kann festgestellt werden, dass die rechnerisch mit den für konventionellen Stahlbeton verwendeten Bemessungsmodellen ermittelte Systemtragfähigkeit eine gute Übereinstimmung mit den im Versuch geprüften UHPFRC-Stützen ergibt.

4.7 Nachbruchverhalten

4.7.1 Allgemein

Das Nachbruchverhalten des Bauteiles Stütze eines Tragwerkes kann über die Kraft-Verschiebungsbeziehung $N / \Delta l_z$ beschrieben werden. Die Verkürzung Δl_z in Längsrichtung setzt sich aus der über die Stützenlänge aufintegrierten Stauchung infolge Längsdruck und der Absenkung aus einer horizontalen Auslenkung zusammen. Im Erdbebeningenieurwesen wird nach *BACHMANN* [3] für die Beschreibung der Verformungsfähigkeit bei zentrischer Stauchung der Begriff Dehnungsduktilität verwendet. Und die aus der Stabauslenkung resultierende Verkürzung wird als Verschiebeduktilität bezeichnet. Als Duktilität wird dort die im Erdbebenfall eintretende elastisch-plastische Verformung bei konstanter Höchstlast bezogen auf die elastische Verformung beim Erreichen der Höchstlast bezeichnet. Die Grenzduktilität ist erreicht, wenn das Bauteil bei konstanter Höchstlast keine weitere Verformung ertragen kann.

Mit den Bezeichnungen aus [48] in Bild 4-27 setzt diese Definition ein duktil ideal elastisch-plastisches bzw. verfestigendes Tragverhalten voraus. Dagegen zeigte sich für die experimentell untersuchten Stützen (Kapitel 3) ein duktil entfestigendes Tragverhalten.

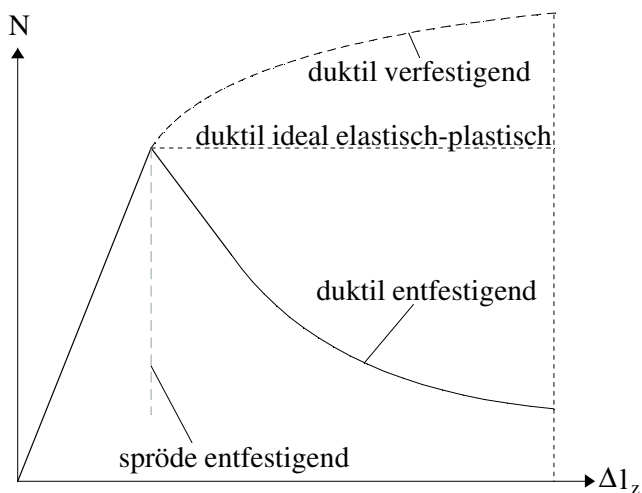


Bild 4-27: Qualitative Bezeichnung verschiedener Kraft-Verschiebungsbeziehungen

In dieser Arbeit wird das Nachbruchverhalten über den als Stauchungsduktilität μ_{50} bezeichneten Wert charakterisiert. Dies ist der Quotient aus der Verkürzung $\Delta l_{z,50}$ einer Stütze bei einer Normalkrafttragfähigkeit im Nachbruchbereich von 50 % der Höchstlast $\max N$ bezogen auf den zur Höchstlast zugehörigen Weg $\Delta l_{z,\max N}$.

$$\mu_{50} = \frac{\Delta l_{z,50}}{\Delta l_{z,\max N}} \quad \text{Gl. 4-13}$$

Dieses Vorgehen weicht von der im Erdbebeningenieurwesen üblichen Definition der Stauchungsduktilität ab. Die Nachbruchtragfähigkeit wird auf ein unterhalb der Höchstlast liegendes Niveau bezogen und die Verformung setzt sich aus Stauchungs- und Verschiebungskomponenten zusammen.

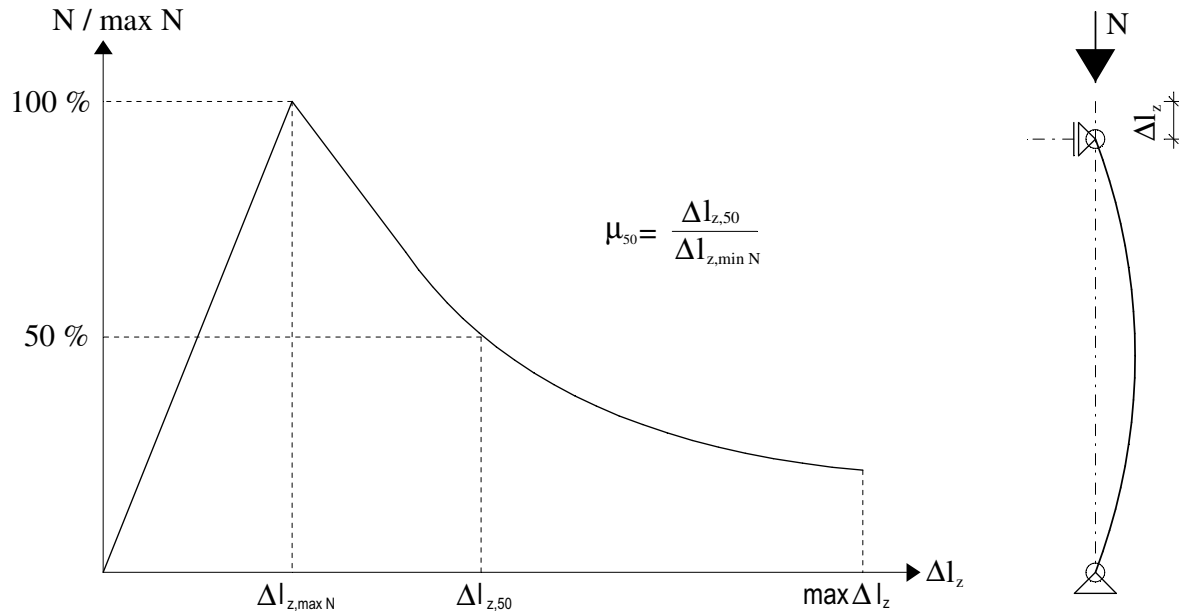


Bild 4-28: Bestimmung der Stauchungsduktilität μ_{50}

Nachbruch-Tragfähigkeiten von Versuchskörpern mit entfestigendem Nachbruchverhalten sind nur bei weggesteuerter Versuchssteuerung bestimmbar, da bei kraftgesteuerter Steuerung mit dem Erreichen der Höchstlast kein Gleichgewichtszustand möglich ist. Die durch Entfestigung nicht mehr ertragbaren Traganteile müssen sich im Bauwerk zu anderen Bauteilen mit entsprechenden Tragreserven umlagern können. Bei statisch bestimmten Systemen oder nicht ausreichender Umlagerungsfähigkeit versagt ein Bauteil mit entfestigendem Tragverhalten mit dem Überschreiten der Höchstlast.

4.7.2 Beton im Druckbereich

Das durch die Stauchungsduktilität μ_{50} charakterisierte Nachbruchverhalten des UHPC wird durch die Zugabe von Stahlfasern um bis zu 58 % (B4Q-8), wie in Bild 4-29 erkennbar, verbessert. Der Wert μ_{50} steigt durch Zugabe von 1,25 Vol.-% Stahlfasern von 30 mm Länge im Vergleich zum gleichen Beton ohne Stahlfasern von $\mu_{50} = 1,0$ (B4Q oSF) auf $\mu_{50} = 1,38$ (B4Q-3, Leistungsklasse analog [12]: $L_1/L_2 = 7,5/4,2$) bzw. $\mu_{50} = 1,42$ (B5Q-1, $L_1/L_2 = 8,7/5,7$).

Die Proben aus NSC zeigen auch ohne Stahlfaserzugabe ein im Vergleich zu UHPC besseres Nachbruchverhalten, was durch die ermittelte Stauchungsduktilität $\mu_{50} = 2,33$ bestätigt wird. Durch die Zugabe von 30 kg/m^3 Stahlfasern ($L_1/L_2 = 0,9/0,6$) kann bei NSC das Nachbruchverhalten auf einen Wert $\mu_{50} = 3,44$ erhöht werden. Bei den HPC kann das

spröde Bruchverhalten durch Zugabe von 50 kg/m³ Stahlfasern ($L_1/L_2 = 3,6/2,7$) deutlich von $\mu_{50} = 1,05$ bzw. 1,08 auf $\mu_{50} = 2,24$ angehoben werden.

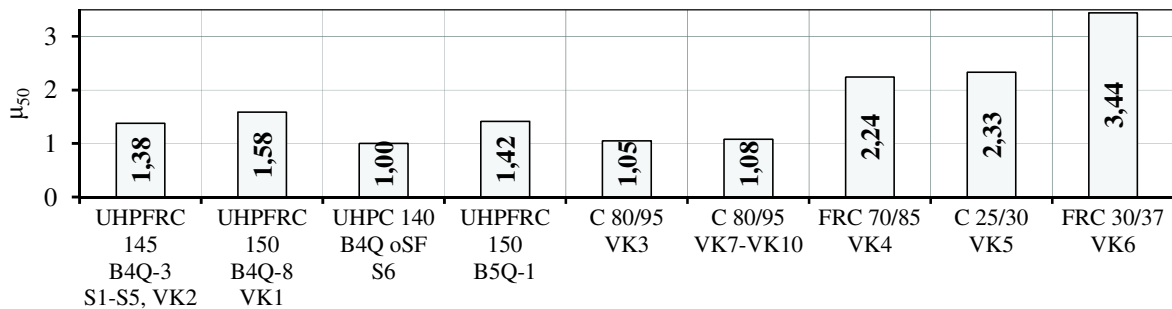


Bild 4-29: Stauchungsduktilitäten μ_{50} der Betone

4.7.3 Stahl im Druckbereich

Zur Charakterisierung des verfestigenden Tragverhaltens der Betonstähle im Druckbereich wird der von *EMPELMANN* [46] vorgeschlagene Duktilitätsfaktor k_D aus den Stahlfestigkeiten bei 0,2 % und 1,6 % Stauchung bestimmt.

$$k_D = \frac{f_{1,6\%}}{f_{0,2\%}} \quad \text{Gl. 4-14}$$

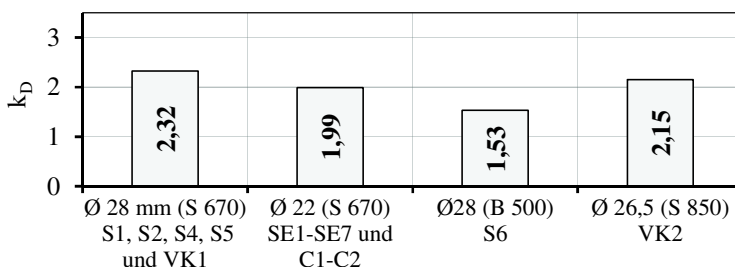


Bild 4-30: Duktilitätsfaktor k_D der Betonstähle im Druckbereich

Der Duktilitätsfaktor k_D für den Stabstahl Ø 22 mm (S670) und Ø 28 mm (B 500) stimmt gut mit den in [46] für vergleichbare Stähle genannten Werte (1,90 bzw. 1,45) überein. Dagegen ergibt sich für den Ø 28 mm (S670) ein deutlich höherer Wert von 2,32.

4.7.4 Gedrungene Stützen unter zentrischem Längsdruck

In Bild 4-31 sind die ermittelten Stauchungsduktilitäten μ_{50} der UHPC- und UHPFRC-Stützen und in Bild 4-32 der Stützen aus NSC und HPC dargestellt.

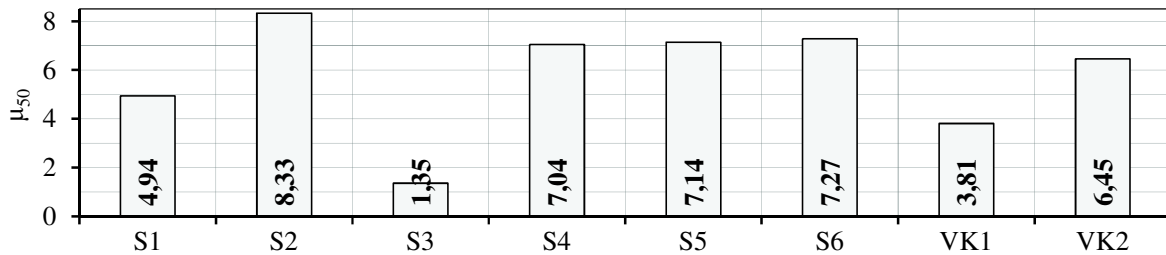


Bild 4-31: Stauchungsduktilitäten μ_{50} der Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2

Wie aus Bild 4-31 erkennbar, erreichen die UHPFRC-Stützen Stauchungsduktilitäten μ_{50} zwischen 1,35 und 8,33. Sieht man von der mit nur 4 Ø 14 als Längsbewehrung bewehrten UHPFRC-Stütze S3 ab, liegt der kleinste Wert der UHPFRC-Stützen bei 3,81.

Durch die Erhöhung der Bügelbewehrung von 1,48 Vol.-% bei S1 auf 2,20 Vol.-% kann bei der ansonsten gleich ausgeführten UHPFRC-Stütze S4 das Nachbruchverhalten deutlich von $\mu_{50} = 4,94$ auf 7,04 verbessert werden (Bild 4-31). Eine weitere Erhöhung der Verbügelung auf 3,31 Vol.-% bei S5 verbesserte das Nachbruchverhalten dagegen nur noch gering auf $\mu_{50} = 7,14$. Wie in Bild 4-31 auch dargestellt, ergab sich für die UHPC-Stütze S6 mit 3,23 Vol.-% Bügelbewehrung (trotz des mit dem Erreichen der Höchstlast einsetzenden Querschnittsverlustes durch Abplatzen der Betondeckung) ein mit den UHPFRC-Stützen S4 und S5 vergleichbares Nachbruchverhalten ($\mu_{50} = 7,27$ zu 7,04 bei S4 und 7,14 bei S5).

Wie aus Bild 4-32 erkennbar, ist das Nachbruchverhalten der HPC-Stützen VK3 und VK7 bis 10 mit Werten μ_{50} zwischen 1,22 und 1,34 deutlich spröder als das der UHPFRC-Stützen. Die Kraft-Verschiebungsbeziehungen der NSC-Stütze VK5 und der Stahlfaserbetonstützen VK4 und VK6 zeigen im Nachbruchbereich im Vergleich zu den HPC-Stützen einen weniger steilen Abfall der Tragfähigkeit. Die Stütze VK5 mit $\mu_{50} = 2,22$ entspricht von Betongüte und Längs- und Bügelbewehrungsgrad den in der Baupraxis häufig vorkommenden „normalen“ Stahlbetonstützen des Hochbaues.

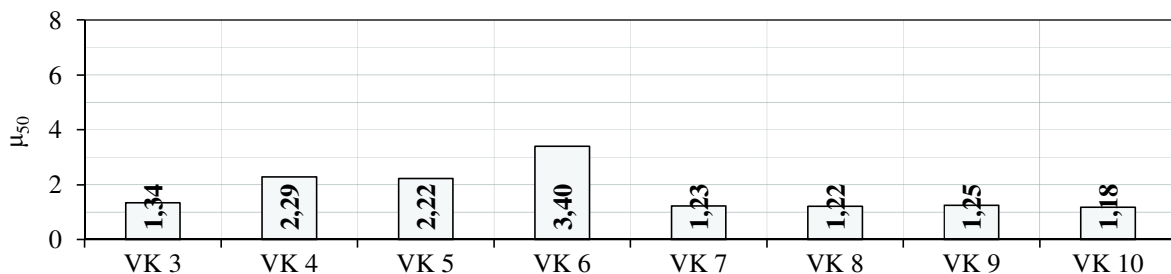


Bild 4-32: Stauchungsduktilitäten μ_{50} der Stützen VK3 bis VK10 aus NSC und HPC

Die Stauchungsduktilität μ_{50} der untersuchten Stützen steigt mit der bezogenen Umschnürungsspannung f_r / f_{cm} (Bild 4-33) und mit dem wachsenden Traganteil der Längsbewehrung (Bild 4-34). Die in Bild 4-33 und Bild 4-34 eingetragenen Trendlinien der

4 Auswertung der eigenen Versuche

UHPFRC-Stützen ergeben Stauchungsduktilitäten in Abhängigkeit des Parameters f_r / f_{cm} bzw. $N_{cal,s} / N_{exp}$ von:

$$\mu_{50} \approx 140 \cdot \frac{f_r}{f_{cm}} \quad \text{Gl. 4-15}$$

$$\mu_{50} \approx 27,4 \cdot \frac{N_{cal,s}}{N_{exp}} \quad \text{Gl. 4-16}$$

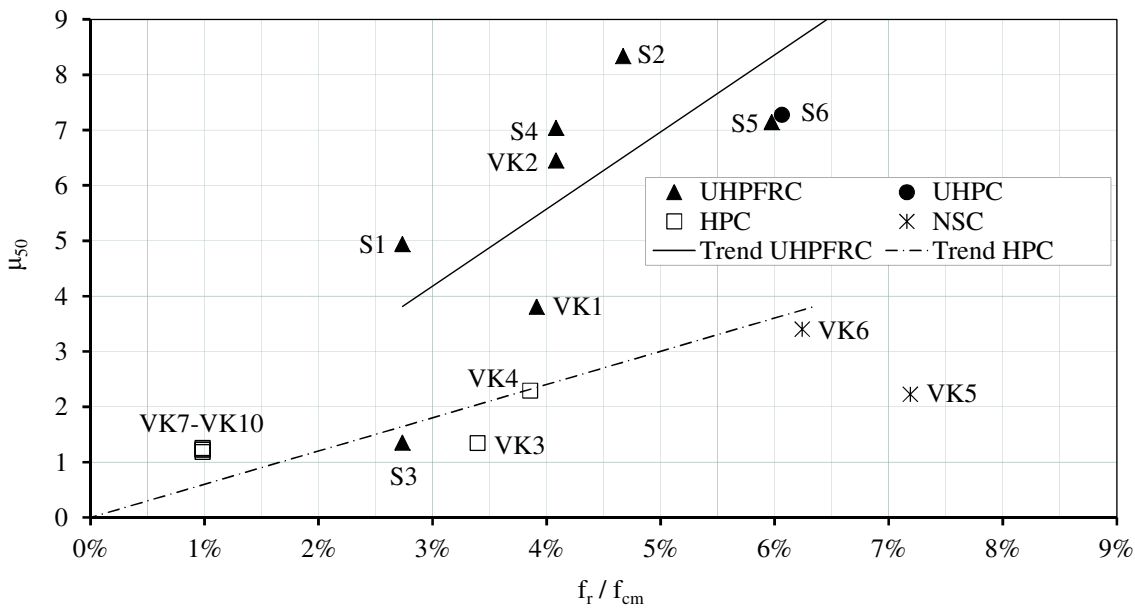


Bild 4-33: Experimentell bestimmte Stauchungsduktilitäten μ_{50} für verschiedene bezogene Umschnürungsspannungen

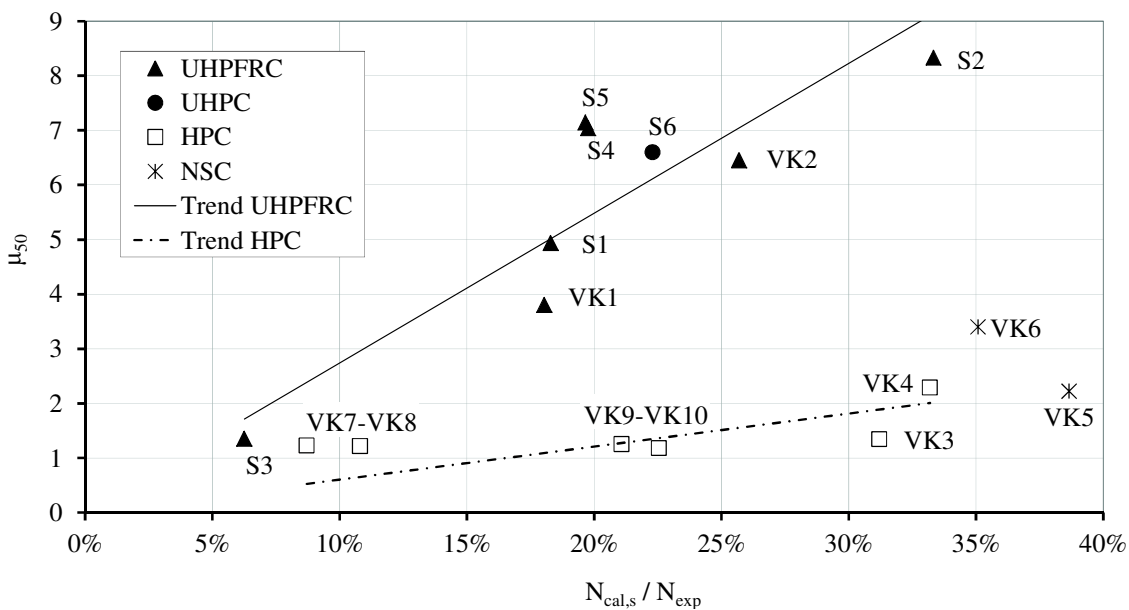


Bild 4-34: Experimentell bestimmte Stauchungsduktilitäten μ_{50} für verschiedene Traganteile der Längsbewehrung

4.7.5 Gedrungene Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck

Bild 4-35 stellt die Stauchungsduktilitäten μ_{50} der Stützen SE1 bis SE7 dar.

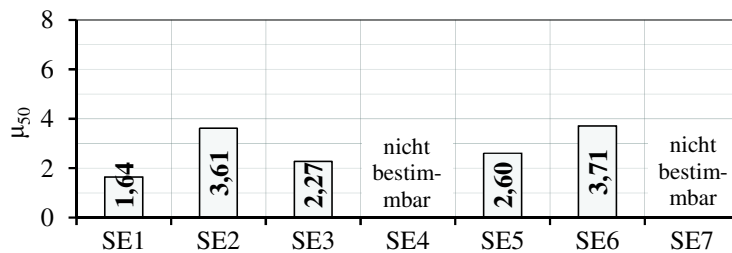


Bild 4-35: Stauchungsduktilitäten der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE3

4.7.6 Schlanke Stützen unter einachsig exzentrischem Längsdruck

Die Stauchungsduktilitäten der schlanken UHPFRC-Stützen C1 und C2 sind im Vergleich zu den gedrungenen UHPFRC-Stützen deutlich kleiner (Bild 4-36).

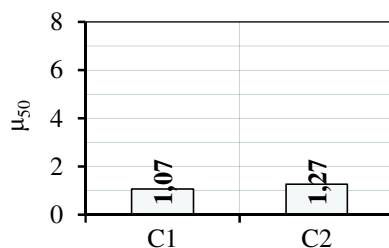


Bild 4-36: Stauchungsduktilitäten der UHPFRC-Stützen C1 und C2

4.8 Zusammenfassung

Die Analyse der Versuche ergibt folgende Ergebnisse:

- Die Druckfestigkeit des UHPC und UHPFRC im Bauteil entspricht im Mittel 95 % der an Zylindern ermittelten charakteristischen Festigkeit (Bauteilfaktor $\alpha_{1(fck)} = 0,95$).
- Die Umschnürung des Kernes mittels verstärkter Bügelbewehrung ergibt keine wesentliche Tragfähigkeitserhöhung. Sie vermag aber eine etwa mit dem Erreichen der Höchstlast einsetzende Verschiebung der einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC im Nachbruchbereich zu bewirken. Der Festigkeitsverlust stellt sich mit steigendem Bügelbewehrungsgrad ρ_w bei größeren Stauchungen ein, die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird flacher.
- Die im Verbund liegende hochfeste Längsbewehrung erreicht mit dem Überschreiten der Höchstlast der UHPFRC-Stütze die Stauchgrenze.

- Die Querschnitts- und Systemtragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck kann mit konventionellen Modellen des Stahlbetonbaues unter den Annahmen Ebenbleiben der Querschnitte, starrer Verbund und Verteilung der Spannungen entsprechend der Spannungs-Stauchungsbeziehungen gut abgeschätzt werden.
- Das Nachbruchverhalten von NSC, HPC und UHPC im Druckbereich wird durch die Zugabe von Stahlfasern verbessert.
- Das Abplatzen der Betondeckung im Nachbruchbereich wird bei UHPFRC-Stützen durch die Zugabe von ca. 1,25 Vol.-% hochfester Stahlfasern (Leistungsklasse nach [12]: $L_1/L_2 = 7,5/4,2$) wirkungsvoll begrenzt.
- Die nach DIN EN 1992-1-1 [15] ausgebildeten HPC-Stützen VK3 und VK7 bis VK10 aus C80/95 erreichen mit Stauchungsduktilitäten $\mu_{50} = 1,22$ bis $1,34$ nur 60 % des kleinsten Wertes der untersuchten Stützen aus NSC, NSFRC, HPFRC, UHPC- und UHPFRC-Stützen von $\mu_{50} = 2,22$ (ohne S3).
- Die Stauchungsduktilität der zentrisch beanspruchten UHPFRC-Stützen steigt mit zunehmender Verbügelung (f_r / f_{cm}) und/oder wachsendem Traganteil der Längsbewehrung.

5 Numerisches Modell

5.1 Allgemeines

Für weitergehende Analysen und Interpretationen der Versuchsergebnisse, z. B. Entwicklung und Größe der Stahlspannungen in den Längs- und Bügelbewehrungen, sowie der Durchführung von Parameterstudien für experimentell nicht abgeprüfte Stützenvarianten wurde ein dreidimensionales numerisches FE-Modell unter Verwendung des Programmpaketes DIANA [14] von TNO DIANA, Delft / Niederlande entwickelt. Das Modell sollte zudem die rechnerische Bestimmung des Trag- und Nachbruchverhaltens von bügelbewehrten UHPFRC-Stützen mit hochfester Bewehrung unter zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck insbesondere im Nachbruchbereich ermöglichen.

Für die Abbildung von Bauteilen existieren in der Mechanik Kontinuumsmodelle, diskrete und gemischte Modelle. Beim Kontinuumsmodell wird das Bauteil als zusammenhängendes Gebiet mit definierten Eigenschaften abgebildet. Für Stahlbetonkonstruktionen bedeutet dies, dass z. B. mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit eintretende diskrete Risse auf die benachbarten Elemente verschmiert („smeared cracking“) werden (Bild 5-1, rechts).

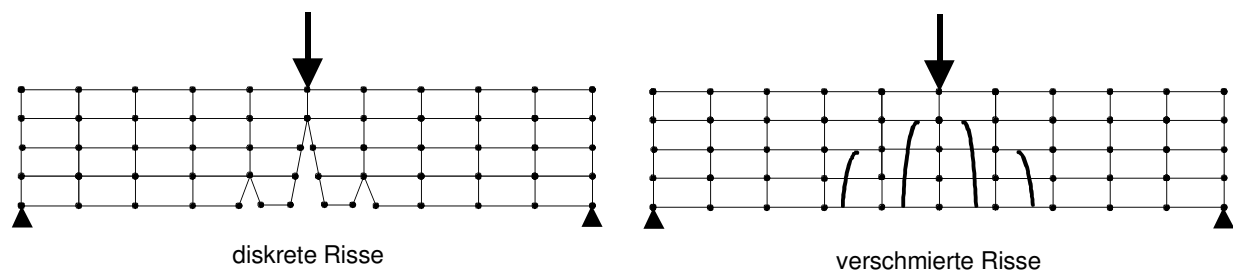


Bild 5-1: Diskrete und kontinuierliche Modelle [69]

Bei diskreten Modellen (Bild 5-1, links) wird eine vorab bekannte Rissgeometrie im Modell berücksichtigt. Die beidseitig des Risses angeordneten Knoten werden über „Interfacelementen“ miteinander gekoppelt. Deren kinematischen Beziehungen bilden die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung des Materials im diskreten Riss ab. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, dass FEM-Netz fortlaufend durch zusätzliche Knoten und Koppelemente in errechneten Rissen zu erweitern.

Obwohl mit der Kontaktfuge „Kernbeton zu Betondeckung“ bei gedrückten Stahlbetonstützen eine wahrscheinliche Rissebene bekannt ist, wurde in der vorliegenden Arbeit das Kontinuumsmodell mit verschmierten Rissen („smeared cracking“) eingesetzt.

Die Verknüpfung zwischen Verformungs- und Kraftgrößen erfolgt durch die Vorgabe von Materialgesetzen. Die Materialgesetze verbinden die Spannungen mit den Verschiebungen und Verzerrungen.

5.2 Bruchkriterien

5.2.1 Einführung

Bild 5-2 zeigt die Fließfläche eines Betons im dreidimensionalen Hauptspannungsraum und die den Spannungsverhältnissen zugeordneten Bruchmechanismen.

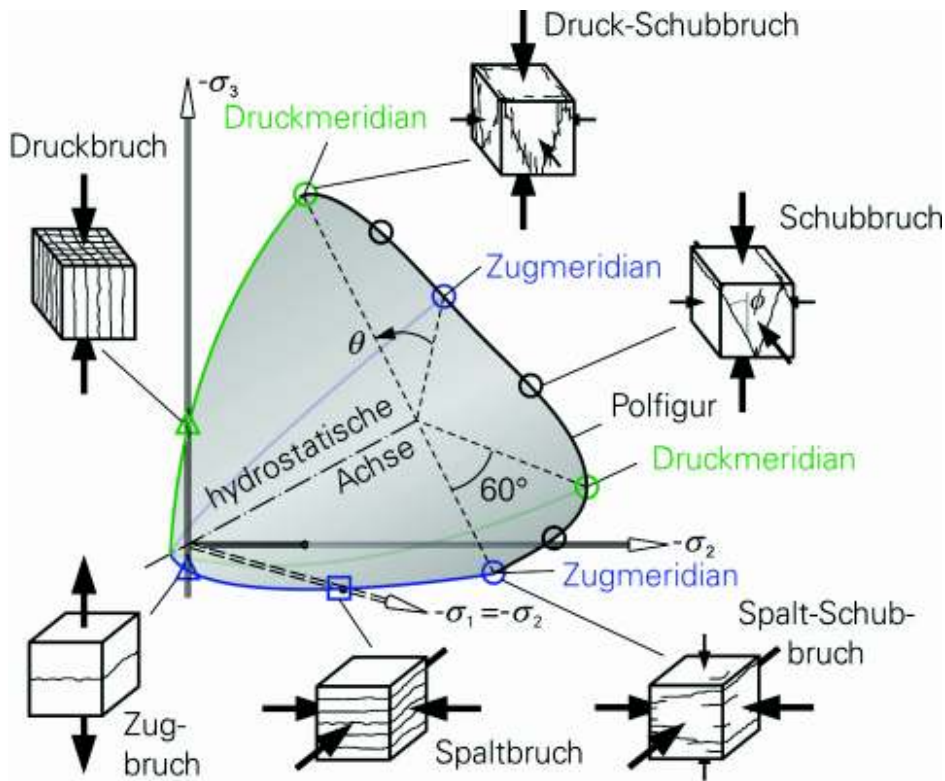


Bild 5-2: 3D-Fließfläche und Bruchkriterien [67]

Eine Zusammenfassung des aktuellen Erkenntnisstandes zu den Versagensmodellen von Beton bei mehrachsigen Spannungszuständen ist z. B. in den Arbeiten von SPECK [67] und ROGGE [55] zu finden. Ergebnis dieser Arbeiten sind Modelle, die den in Bild 5-2 dargestellten 3D-Körper geometrisch beschreiben.

Das mehrachsige Verhalten von Beton ist in Grenzen abhängig vom Lastpfad. So ergeben sich im Versuch unterschiedliche Tragfähigkeiten, wenn mit proportionalem Lastpfad, das heißt, die Beanspruchungen steigen bis zum Endwert mit konstantem Verhältnis zueinander, oder nichtproportionalen Lastpfaden beansprucht wird.

Bei umschnürten UHPFRC stellt sich, da der Querdruck erst mit dem Erreichen der Druckfestigkeit eintritt, ein nichtproportionaler Lastpfad ein.

Der Spannungszustand eines Volumenelementes im kartesischen Koordinatensystem kann durch den Cauchy'schen Spannungstensor beschrieben werden:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \cdot \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Dreht man das Bezugssystem in die Hauptspannungsrichtungen, verbleiben die drei Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 und die Schubspannungen werden zu Null.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Die Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 ergeben sich aus der Lösung folgender Gleichung

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 5-3}$$

Nach [5] ergeben sich die Hauptspannungen als Nullstellen der kubischen Gleichung:

$$\sigma^3 - I_1 \cdot \sigma^2 + I_2 \cdot \sigma - I_3 = 0 \quad \text{Gl. 5-4}$$

Die Koeffizienten dieser Gleichung sind die 1., 2. und 3. Invariante des Spannungstensors. Die Summe der Hauptdiagonale $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ist unabhängig vom Koordinatensystem und wird als 1. Invariante des Spannungstensors bezeichnet.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{Gl. 5-5}$$

Die 2. und 3. Invariante des Spannungstensors ergeben sich zu:

$$I_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1 \quad \text{Gl. 5-6}$$

$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \quad \text{Gl. 5-7}$$

Um mehrachsige Spannungszustände zu vergleichen, hat sich nach [5] eine Aufteilung des Spannungsvektors in die hydrostatische Spannung $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ und die deviatorische Spannung als zweckmäßig erwiesen.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 5-8}$$

Die mittlere Normalspannung σ_m ergibt sich zu:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{Gl. 5-9}$$

Der hydrostatische Spannungsanteil ändert das Volumen eines Körpers, ohne die Gestalt zu ändern. Der deviatorische Spannungstensor verzerrt die Gestalt des Körpers bei konstantem Volumen. Die Invarianten des deviatorischen Spannungstensors sind nach [5] und [67] gegeben durch:

$$J_1 = \sigma_1 - \sigma_m + \sigma_2 - \sigma_m + \sigma_3 - \sigma_m = 0 \quad \text{Gl. 5-10}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad \text{Gl. 5-11}$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m) \cdot (\sigma_2 - \sigma_m) \cdot (\sigma_3 - \sigma_m) \quad \text{Gl. 5-12}$$

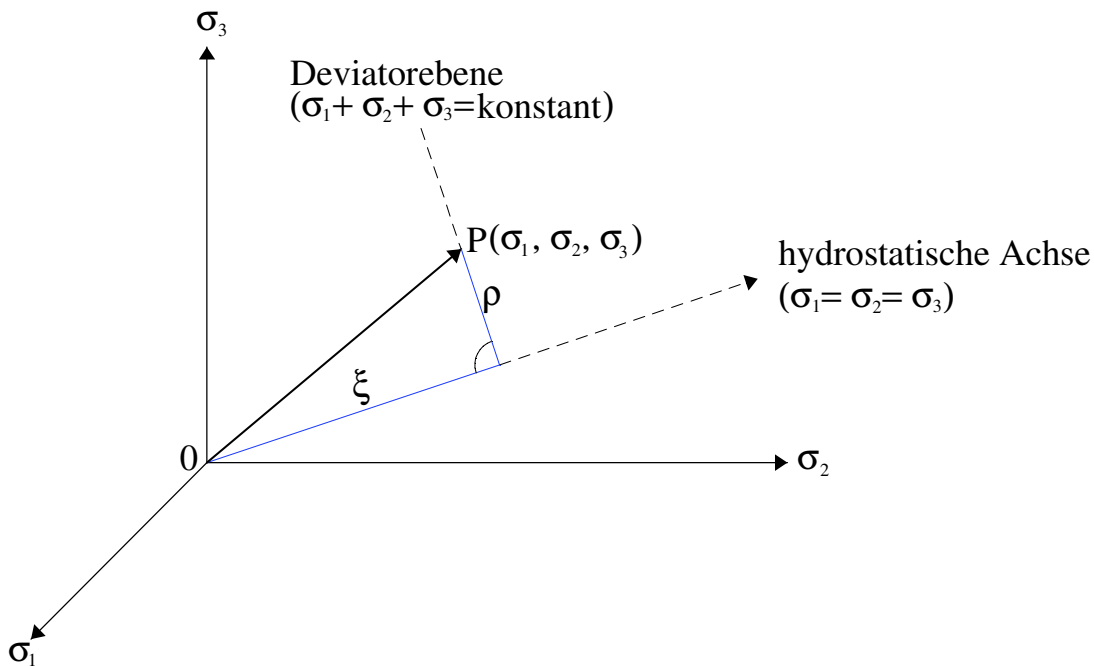


Bild 5-3: HAIGH-WESTERGAARD Koordinatensystem [5]

Zur Darstellung der Versagenskörper werden die Spannungen in das in Bild 5-3 dargestellte Koordinatensystem nach HAIGH-WESTERGAARD transformiert. Jeder Spannungszustand P kann mit den folgenden drei Größen ξ , ρ und Θ dargestellt werden:

$$\xi = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}} = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad \text{Gl. 5-13}$$

$$\rho = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_m)^2 \cdot (\sigma_2 - \sigma_m)^2 \cdot (\sigma_3 - \sigma_m)^2} = \sqrt{-2J_2} \quad \text{Gl. 5-14}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arccos \frac{\sqrt{27} \cdot J_3}{2 \sqrt{-J_2^3}} \quad \text{Gl. 5-15}$$

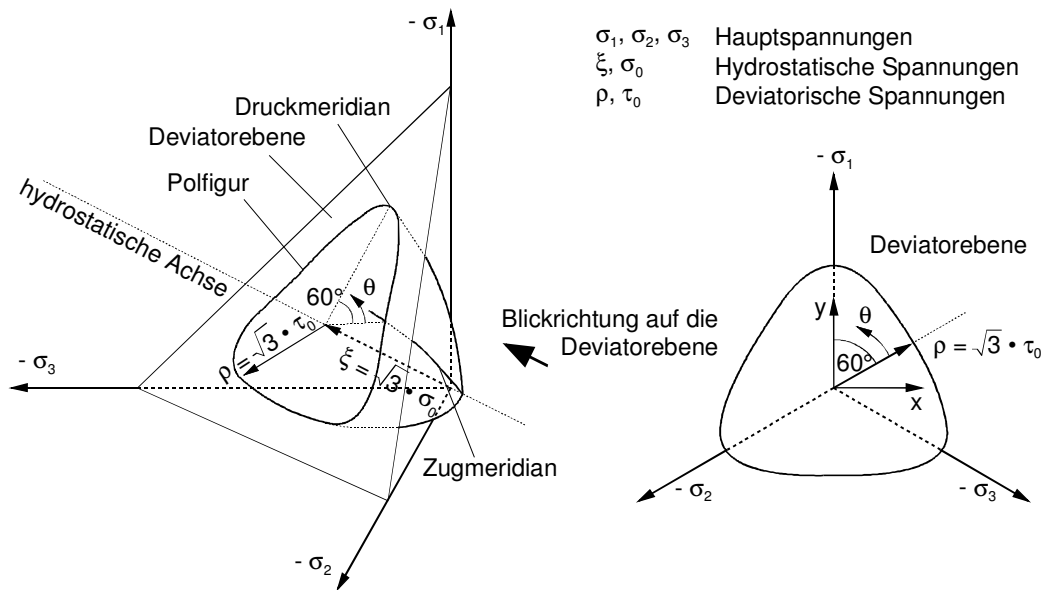


Bild 5-4: Bezeichnungen im dreidimensionalen Spannungsraum [67]

5.2.2 Einparametrische Bruchkriterien

Beim einparametrischen Hauptspannungskriterium oder RANKINE-Kriterium tritt der Bruch ein, wenn eine Hauptspannung eine definierte Grenzspannung erreicht. Dieses Kriterium bildet den Druckbereich bei Beton wegen der fehlenden Berücksichtigung der Interaktion der Hauptspannungen unbefriedigend ab. Dagegen kann dieses Kriterium im Zugbereich eingesetzt werden, da hier die Wechselwirkung weniger ausgeprägt ist.

$$\max \left\{ \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} - f_{ct} = 0 \quad \text{Gl. 5-16}$$

Der durch das Hauptspannungskriterium beschriebene Körper ist ein Quader; die senkrecht auf der hydrostatischen Achse stehende Deviatorerebene hat eine dreieckige Form (Bild 5-5, links).

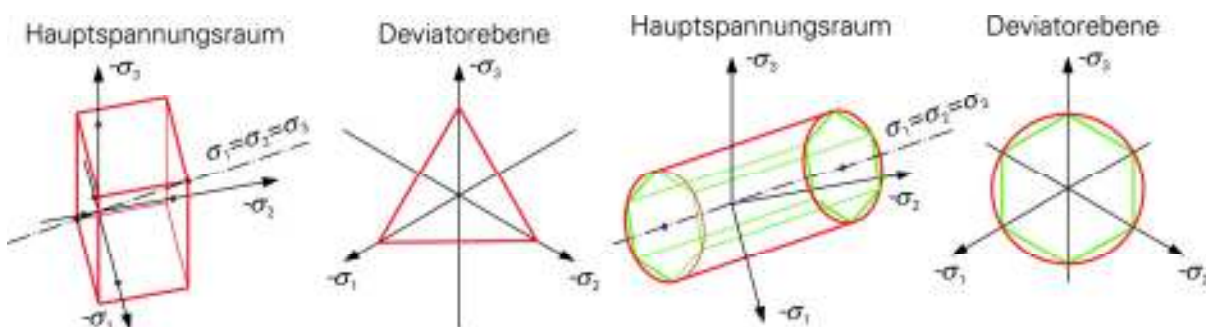


Bild 5-5: Hauptspannungsraum und Deviatorebenen nach TRESCA (links) und VON MISES (rechts) [67]

Die *TRESCA*-Schubspannungshypothese stellt einen Sechskant-Körper um die hydrostatische Achse (Bild 5-5, rechts) mit konstanter Kantenlänge dar.

$$\max \left\{ \begin{matrix} \sigma_1 - \sigma_2 \\ \sigma_2 - \sigma_3 \\ \sigma_3 - \sigma_1 \end{matrix} \right\} - \sigma_y = 0 \quad \text{Gl. 5-17}$$

Die geometrische Form der ebenfalls nur durch den Parameter σ_y beschriebenen VON MISES-Vergleichsspannung bzw. Gestaltänderungshypothese wird als Zylinder um die hydrostatische Achse (Bild 5-5, rechts) beschrieben.

$$\sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = 0 \quad \text{Gl. 5-18}$$

5.2.3 Zweiparametrische Bruchkriterien

Bild 5-6 zeigt die durch jeweils zwei Parameter beschriebenen Bruchflächen nach *DRUCKER / PRAGER* und *MOHR / COULOMB*.

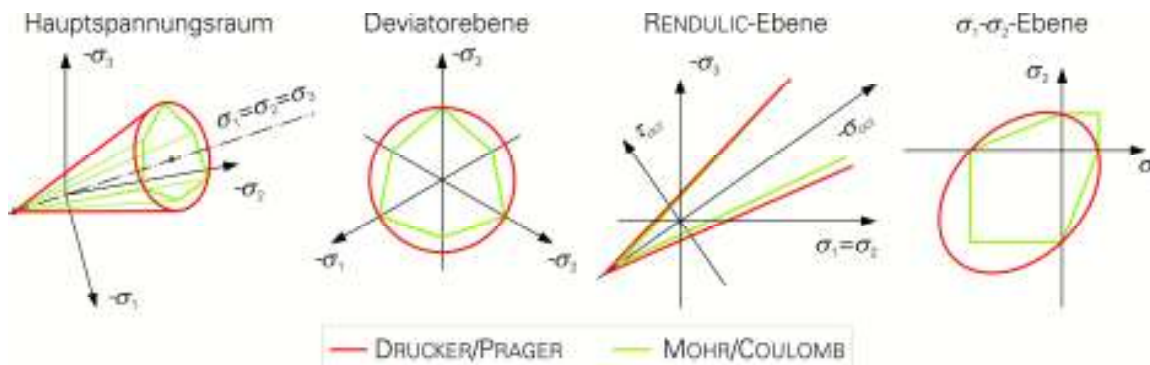


Bild 5-6: Hauptspannungsraum und Ebenen nach DRUCKER / PRAGER und MOHR / COULOMB [67]

Beide Hypothesen wurden für Materialien, deren mehrachsiges Tragverhalten durch die Größe der hydrostatischen Spannung beeinflusst wird, wie bei Beton und Boden, entwickelt.

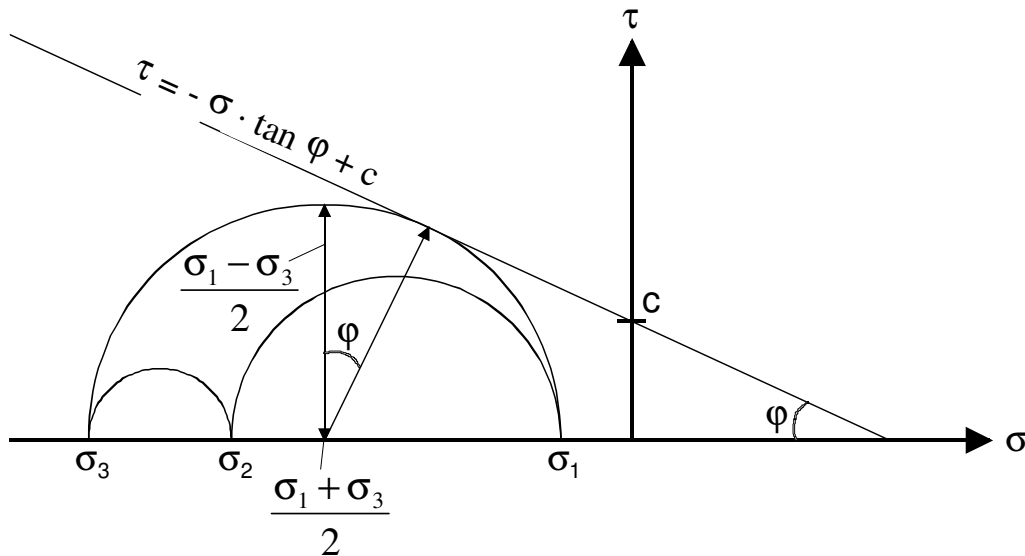


Bild 5-7: Bruchspannungskriterium nach MOHR / COULOMB [5]

Die Bruchfläche des Kriteriums nach *MOHR / COULOMB* wird über die kleinste bzw. größte Hauptspannung σ_1 bzw. σ_3 beschrieben. Als Parameter werden der innere Reibungswinkel φ und die Kohäsion c des Materials benötigt.

$$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi \right) \cdot \tan \varphi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \varphi + c = 0 \quad \text{Gl. 5-19}$$

Das Kriterium nach *MOHR / COULOMB* definiert Sechsecke, deren Kantenlängen mit steigendem hydrostatischen Druck größer werden.

Das Bruchspannungskriterium nach *DRUCKER / PRAGER* erweitert das Kriterium nach *MOHR / COULOMB* um den Einfluss der mittleren Hauptspannung σ_2 . Der Bruchkörper ist ein Kegel um die hydrostatische Achse mit kreisrunden Deviatorebenen. Die Parameter α und β sind Materialeigenschaften, die Neigung und Nulldurchgang des Kegels steuern.

$$\sqrt{J_2} + \alpha \cdot I_1 - \beta = 0 \quad \text{Gl. 5-20}$$

$$\sqrt{\frac{1}{6} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad \text{Gl. 5-21}$$

$$+ \alpha \cdot \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - \beta = 0$$

Danach zeigt der Beton, wie in Bild 5-8 (links) dargestellt, mit steigendem hydrostatischen Anteil der Hauptspannungen einen gekrümmten Verlauf der Versagensfläche. Der beim *DRUCKER / PRAGER*-Kegel lineare Anstieg der Meridiane (Bild 5-8, rechts) weicht deshalb mehr oder weniger vom realen Verhalten ab.

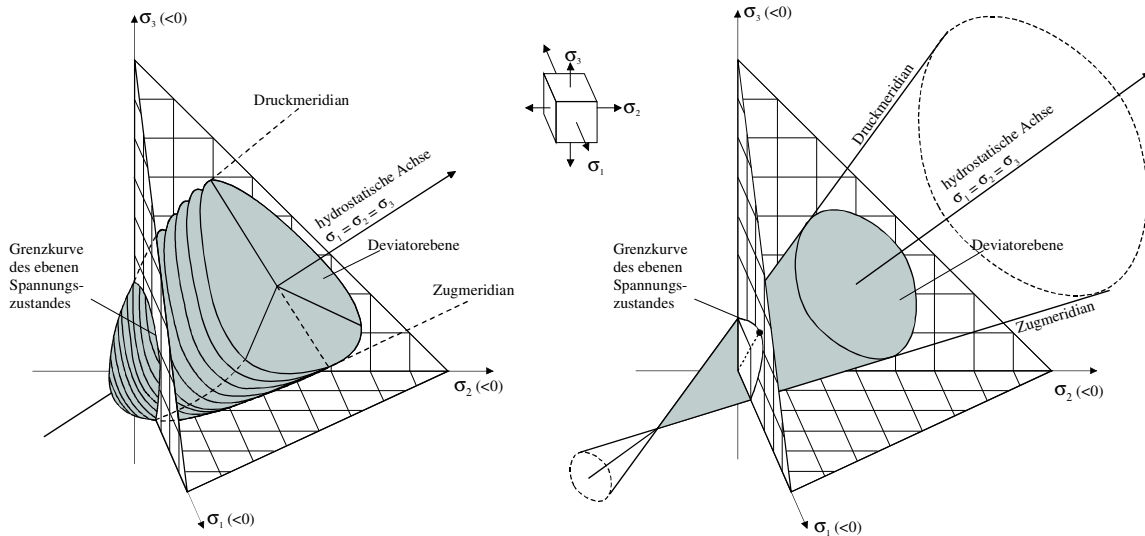


Bild 5-8: 3D-Versagensfläche Beton (links) und Näherung nach DRUCKER / PRAGER (rechts)

5.2.4 Mehrparametrische Bruchkriterien

Für die Beschreibung von Modellen mit mehr als zwei Parametern wie *BRESLER / PISTLER*, *WILLIAM / WARNKE*, *OTTOSEN* usw. wird auf die Arbeiten von *SPECK* [67] und *ROGGE* [55] verwiesen.

5.2.5 Verhalten im Nachbruchbereich / Fließregel

Die Bruchhypothese beschreibt den Spannungszustand, bei dem das betroffene Bauteil die für diesen Zustand maximale Tragfähigkeit erreicht. Das Nachbruchverhalten des Betons wird über die Vorgabe eines geometrischen Körpers für Spannungszustände nach dem Überschreiten der Höchstlast gesteuert.

Das Nachbruchverhalten wird über eine Fließregel definiert. Bei assoziierten Fließregeln entspricht die Form des Nachbruchkörpers der Form des Bruchspannungskörpers, der plastische Dehnungsvektor steht senkrecht auf der Bruchfläche. Bei einer nicht assoziierten Fließregel wird die Form des Körpers im Vergleich zum Bruchspannungskörper verzerrt.

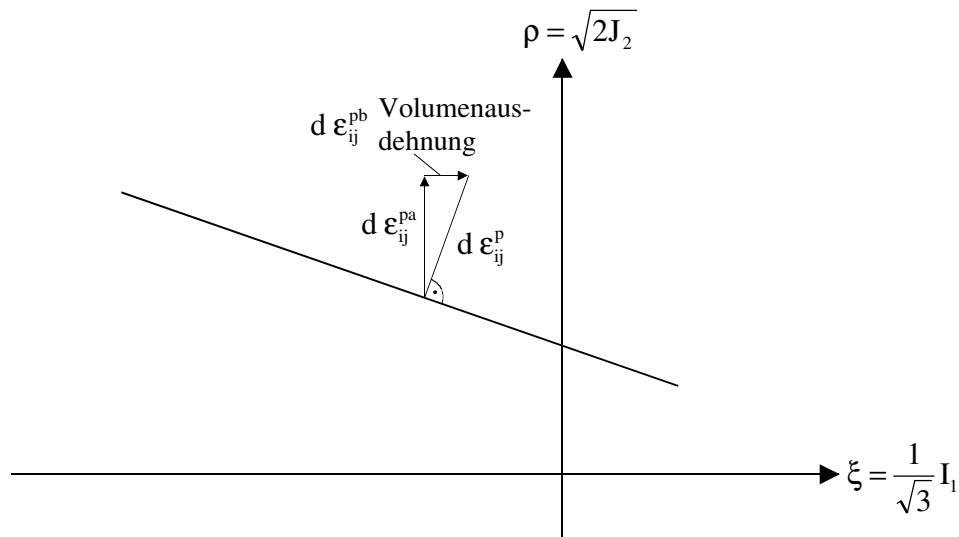


Bild 5-9: Verzerrungsvektor bei assoziierter Fließregel nach DRUCKER / PRAGER [5]

5.3 Nachrechnung der Spannungs-Stauchungsbeziehung mit dem eigenen numerischen Modell

Im Folgenden werden die Versuche zur Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung durch FEM-Simulation mit dem Programmpaket DIANA [14] nachgerechnet. Die Zylinder $\varnothing 15 \cdot 30$ cm wurden mit drei Volumenelementen CHX 60 als Achtkantkörper (Bild 5-10, rechts) dreidimensional diskretisiert. Das Element CHX 60 ist ein isoparametrisches Volumenelement mit 20 Integrationspunkten. Das Element verwendet die gleichen (lat.: iso) quadratischen Ansatzfunktionen für das Verformungsverhalten und die Elementgeometrie.

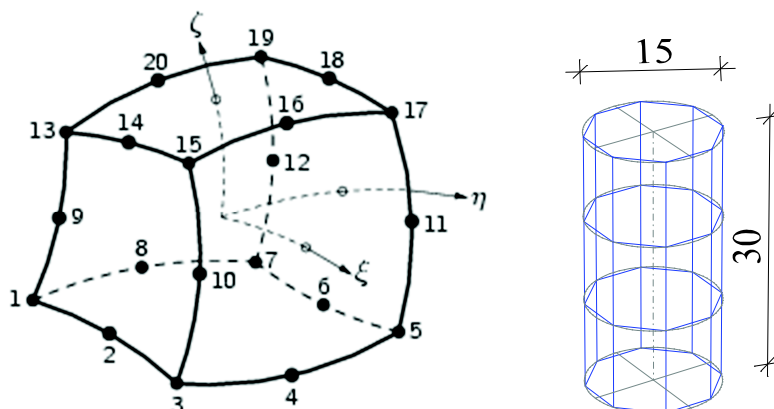


Bild 5-10: Volumenelement CHX 60 und 3-D Modell des Zylinders

Für den Beton wurde das im Programm DIANA implementierte Plastizitätsmodell nach *DRUCKER / PRAGER* verwendet. Es existieren verschiedene Beschreibungen der Versagensfläche für hochfeste Betone (z. B. [67]), die Erweiterung auf UHPFRC steht noch aus.

Wenn die Neigung des *DRUCKER / PRAGER*-Kegels der Tangentenneigung des realen Meridians im Bereich der zu untersuchenden Spannungszustände entspricht, bildet der *DRUCKER / PRAGER*-Kegel die reale Versagensfläche eines UHPFRC gut ab. Aus der linearen Näherung resultieren dann nur minimale Fehler.

Das Bruchspannungskriterium nach *DRUCKER / PRAGER* wird in Gleichung 5-20 gegeben. Die Parameter α_f und β sind Materialeigenschaften, die Neigung und Nulldurchgang des *DRUCKER / PRAGER*-Kegels steuern.

Die bei UHPFRC-Stützen maximal durch Bügelbewehrung erzielbare Umschnürungsspannung f_r ist aus herstellungstechnischen und geometrischen Gründen begrenzt. Bei maximaler Bügelbewehrung ($d_{sw} \leq 14$ (16) mm, $s_w \geq 3,5$ cm) können bei UHPFRC-Stützen Spannungszustände mit Querdrücken $f_r = \sigma_1 = \sigma_2 \leq \text{ca. } 30\%$ von σ_3 realisiert werden.

Nach Bild 4-18 werden für die untersuchten zentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen Triaxialfaktoren k zwischen etwa 2,5 und 5 ermittelt. *SCHNEIDER* gibt in [58] einen Wert von $k = 3,608$ an, empfiehlt aber wegen der Entfestigung bei Erreichen der Bruchlast den Wert auf $k = 2,5$ zu reduzieren. *MALIK* [43] verwendet für die Nachrechnung der von ihm untersuchten sechs UHPFRC-Stützen einen Reibungswinkel von $\Phi = 37^\circ$, was einem Triaxialfaktor $k = 4,0$ entspricht.

In Bild 5-11 ist der Vergleich der Hauptspannungen ($\sigma_1 = \sigma_2 = f_r > \sigma_3$) der Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 in HAIGH-WESTERGAARD-Koordinaten bei Erreichen der Höchstlast und die hierzu zugehörigen Werte für den *DRUCKER / PRAGER*-Kegel mit $k = 2,5$ und $4,0$ dargestellt.

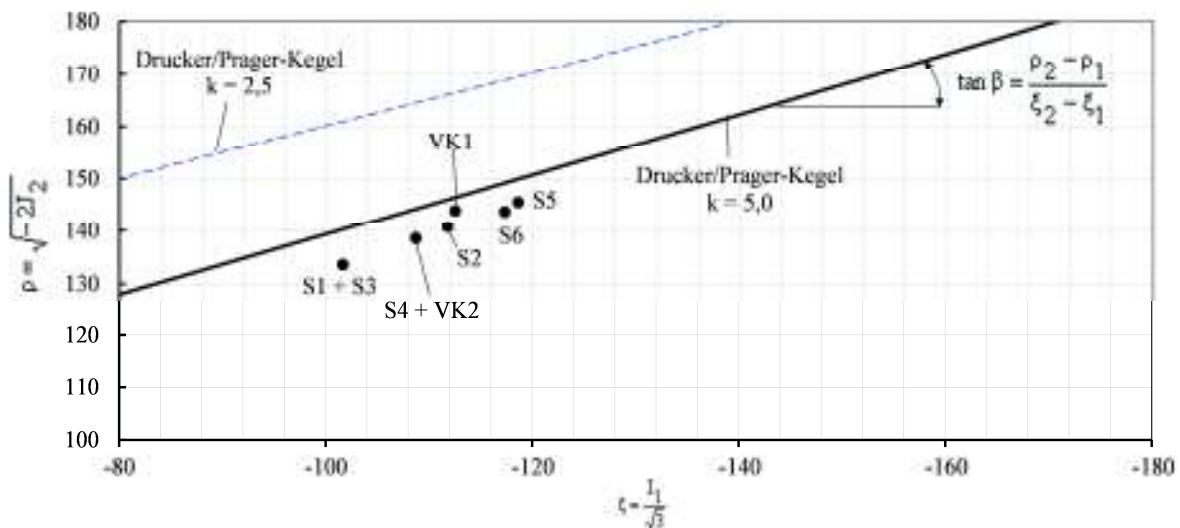


Bild 5-11: Hauptspannungen der zentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen bei Erreichen der Höchstlast

Im Nachbruchbereich ergeben sich andere Spannungszustände, da durch die Entfestigung in Längsrichtung die Spannung σ_3 sinkt, dagegen die Querdrücke wegen der nun voll ak-

tivierten Bügel ($f_r = \sigma_1 = \sigma_2$) steigt. Reibungswinkel und Triaxialfaktor k sind nach [6] wie folgt verknüpft:

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Gl. 5-22}$$

Für das numerische Modell dieser Arbeit wird aufbauend auf den in Versuchen bestimmten Verläufen des Triaxialfaktors (Bild 4-18) einheitlich ein Wert von $k = 2,5$ angenommen. Für $k = 2,5$ ergibt sich der Reibungswinkel Φ zu:

$$\sin \varphi = \frac{k_1 - 1}{k_1 + 1} = \frac{2,5 - 1}{2,5 + 1} = 0,429 \quad \text{Gl. 5-23}$$

$$\phi = \arcsin \frac{k_1 - 1}{k_1 + 1} = \arcsin 0,429 = 25,38^\circ \quad \text{Gl. 5-24}$$

$$\alpha_f = \frac{2 \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} = \frac{2 \cdot \sin 25,38}{3 - \sin 25,38} = 0,333 \quad \text{Gl. 5-25}$$

$$\beta = \frac{6 \cdot \cos \phi}{3 - \sin \phi} = \frac{6 \cdot \cos 25,38}{3 - \sin 25,38} = 2,108 \quad \text{Gl. 5-26}$$

$$c = \frac{1 - \alpha_f}{\beta} = f_c \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \cdot \cos \phi} = f_c \cdot \frac{1 - \sin 25,38}{2 \cdot \cos 25,38} \quad \text{Gl. 5-27}$$

$$c = 0,316 \cdot f_c$$

Nach CHEN [5] wird das Dilatanzverhalten von Beton bei einer assoziierten Fließregel im Nachbruchbereich überschätzt. In dieser Arbeit wurde, da Angaben zum Dilatanzverhalten von UHPFRC nicht vorlagen, dennoch eine assoziierte Fließregel angenommen.

Durch die Querverformungen des Betons werden die Bügel gedehnt. Wenn die Berechnung die Querverformungen überschätzt, würden die Bügeldehnungen und die hierdurch entstehenden Querdrücke aus Umschnürungswirkung entsprechend zu hoch abgeschätzt. Der Vergleich der Bügelspannungen z. B. in Bild 5-27 für die UHPFRC-Stütze SE1 zeigt aber, dass die mit der FEM bestimmten Bügeldehnungen etwa mit denen aus dem Versuch übereinstimmen.

Für die assoziierte Fließregel mit Dilatanzwinkel $\psi =$ Reibungswinkel Φ ergibt sich:

$$\alpha_g = \frac{2 \cdot \sin \psi}{3 - \sin \psi} = \frac{2 \cdot \sin 25,38}{3 - \sin 25,38} = 0,333 \quad \text{Gl. 5-28}$$

$$\kappa = \frac{\sqrt{1 + 2 \cdot \alpha_g^2}}{1 - \alpha_g} \frac{\sqrt{1 + 2 \cdot 0,333^2}}{1 - 0,333} \cdot \varepsilon_{c,pl} = 1.658 \cdot \varepsilon_{c,pl} \quad \text{Gl. 5-29}$$

Mit diesen Werten ergibt sich das ‘Harden-Strain Diagramm’ des UHPFRC145 (B4Q-3) wie in Bild 5-12 dargestellt.

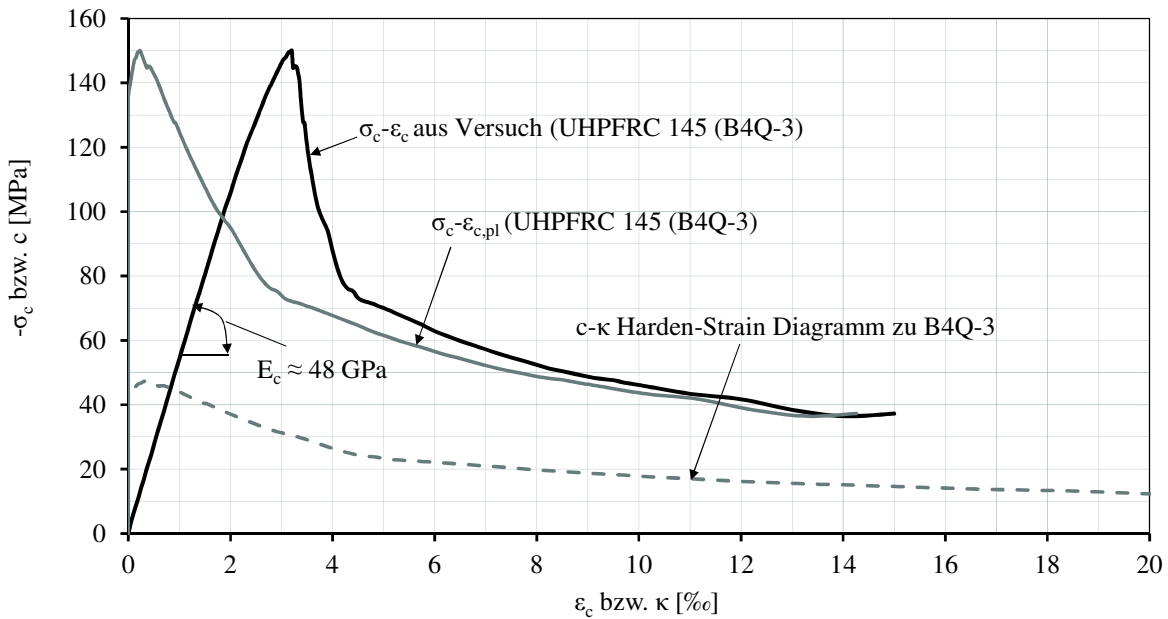


Bild 5-12: „Harden-Strain Diagramm“ des UHPFRC145 (B4Q-3)

Der Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) aus den Versuchen an Zylindern und der FE-Berechnung (Bild 5-13) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

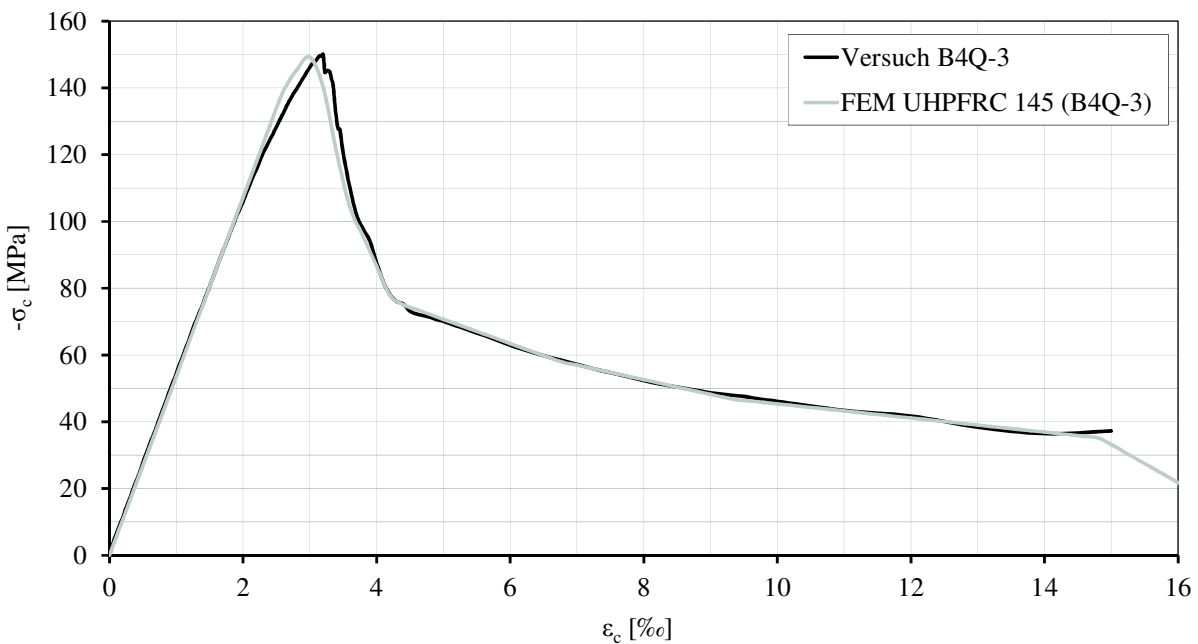


Bild 5-13: Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) aus Versuch und FE-Berechnung

5.4 Nachrechnung der UHPC- und UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 mit dem eigenen numerischen Modell

Die UHPFRC-Stütze S1 wurde einschließlich der oben und unten angeordneten 4 cm dicken Stahlplatten diskretisiert. Bild 5-14 (links) zeigt die Geometrie des Modells. In Bild 5-14 (Mitte) sind die oben und unten allseitig feste Lagerung des Versuchskörpers, die Richtung der aufgebrachtten Verschiebung Δ_l und der verwendete Elementtyp (vier Volumenelemente CHX 60) dargestellt. Bild 5-14 (rechts) zeigt die Materialbelegungen des Körpers.

Eine feinere Elementierung des Betonkörpers in der FE-Berechnung ergab keine Veränderungen des Tragverhaltens bis zum Erreichen der Höchstlast. Die Rechnungen mit feinerem Netz brachen aber, wahrscheinlich wegen der entsprechend kleineren Differenzen in den Integrationspunkten in den einzelnen Iterationsschritten kurz hinter der Höchstlast ab. Aussagen zum Tragverhalten im Nachbruchbereich ließen sich nur mit der größeren Elementierung erzielen.

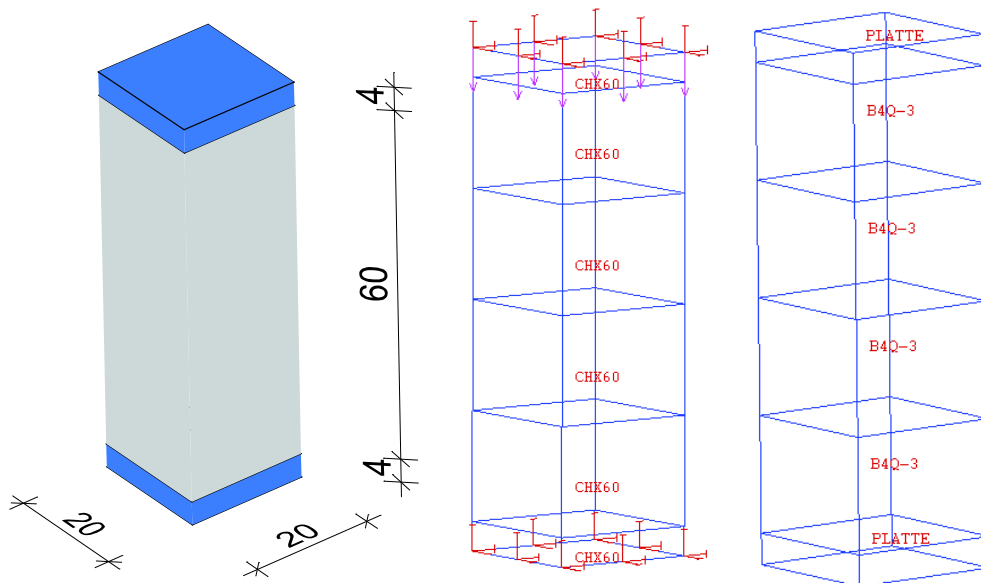


Bild 5-14: 3D-Modell (links), Festhaltungen, Einwirkung und Elementtyp (Mitte) und Materialbelegung (rechts) der Stütze S1

Die Stahlplatten wurden mit einem bilinearen Werkstoffgesetz mit $f_{yk} = 690$ MPa, $E_s = 200$ GPa und Verfestigung auf 800 MPa bei 25 %o abgebildet (Material: Platte). Der Beton UHPFRC145 (B4Q-3) wurde mit dem in Bild 5-12 dargestellten Materialgesetz mit einer *DRUCKER / PRAGER*-Fließfläche abgebildet. Für Zugbeanspruchung wurde der in Bild 4-20 dargestellte, aus den Versuchen an Biegebalken abgeleitete Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung angenommen.

Bild 5-15 (links) zeigt die Modellabbildung des Bewehrungskorbes mit den physikalischen Eigenschaften (Querschnitt) und rechts die Materialbelegung. Die Bewehrung wird als „embedded reinforcement“ diskretisiert, d. h. die Wirkung der Bewehrung wird den benachbarten Integrationspunkten zugeordnet. Es wird voller Verbund zwischen Beton und Bewehrung angenommen.

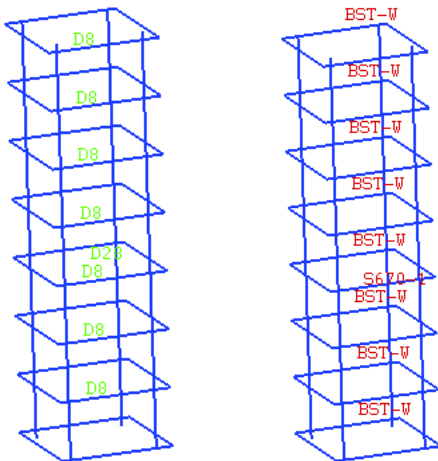


Bild 5-15: Bewehrungselemente (links) und Bewehrungsmaterial (rechts) der Stütze S1

Der Vergleich der rechnerisch mit dem eigenen numerischen Modell ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S1 mit dem Versuchsergebnis ist in Bild 5-16 dargestellt. Die Höchstlast wird mit dem FE-Modell sehr gut abgeschätzt. Das Nachbruchverhalten wird im Verlauf als auch der Größenordnung ebenfalls gut abgebildet. Zusätzlich ist auch der im FE-Modell ermittelte Traganteil der Längsbewehrung (Graph „FEM-ASL“) dargestellt. Im Versuch S1 wurden keine Stahldehnungen erfasst.

Mit dem Überschreiten der Höchstlast sinkt die Tragfähigkeit von 6550 kN auf 5852 kN in der nächsten Iterationsstufe (Laststufe 10). Der Beton in Stützenmitte entfestigt sich hierbei und lagert Kräfte auf die Längsbewehrung um.

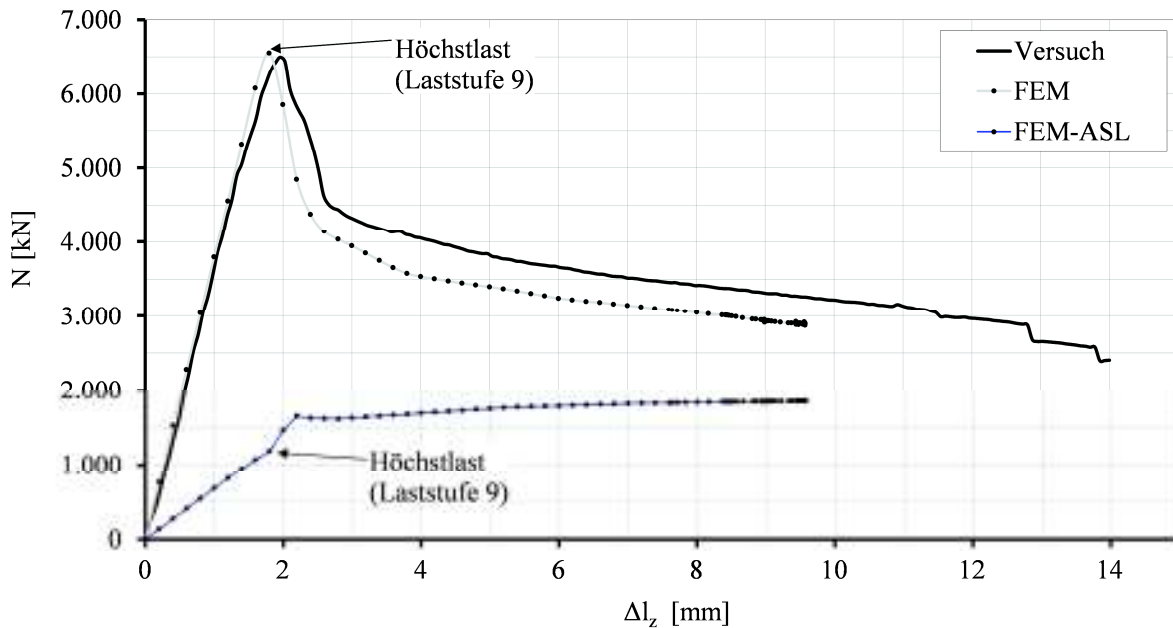


Bild 5-16: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze S1

Die Längsbewehrung kann den mit dem Überschreiten der Höchstlast abnehmenden Betontraganteil der UHPFRC-Stütze S1 durch einen Spannungszuwachs der hochfesten Längsbewehrung aus Stahl S670 von -480 MPa auf -750 MPa bei 10 mm Verkürzung (Bild 5-17) zum Teil ausgleichen. Der rechnerisch ermittelte Zuwachs des Stahltraganteiles nach dem Erreichen der Höchstlast ergibt sich zu etwa 660 kN.

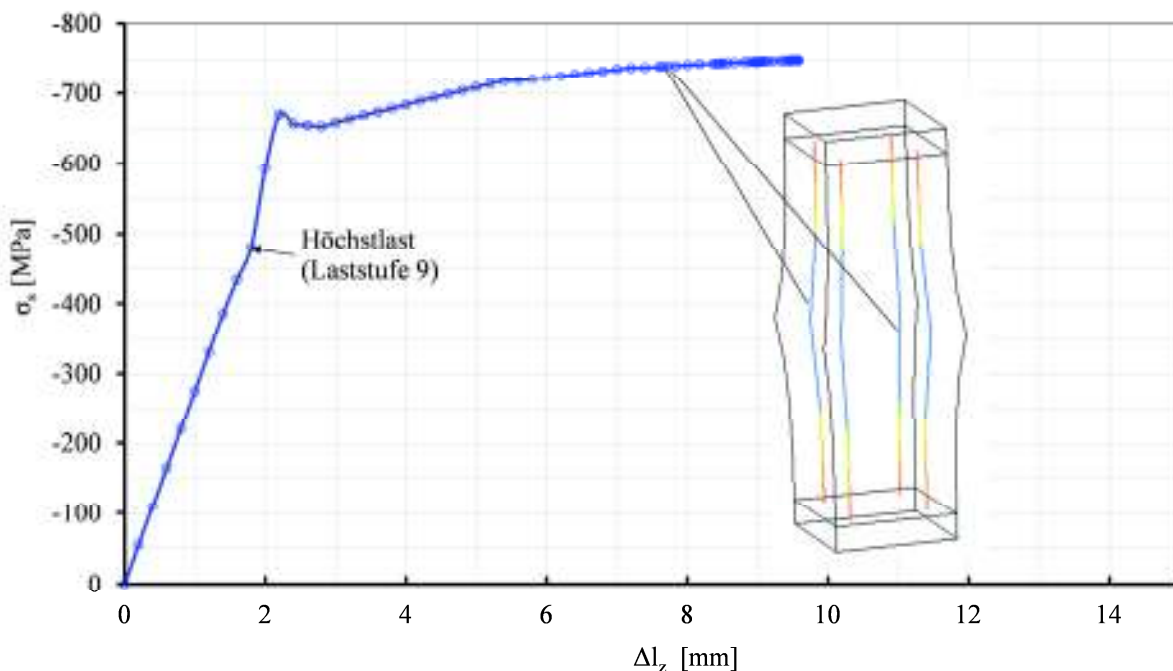


Bild 5-17: Rechnerische Spannungs-Verschiebungsbeziehung der Längsbewehrung in Stützenmitte der Stütze S1

Im Versuch wurden keine Stahldehnungen der Bügel erfasst. Mit dem Überschreiten der Höchstlast werden die Bügel in Stützenmitte deutlich gestreckt und die Spannung der mittleren Bügel steigt von 181 auf 561 MPa (Bild 5-18).

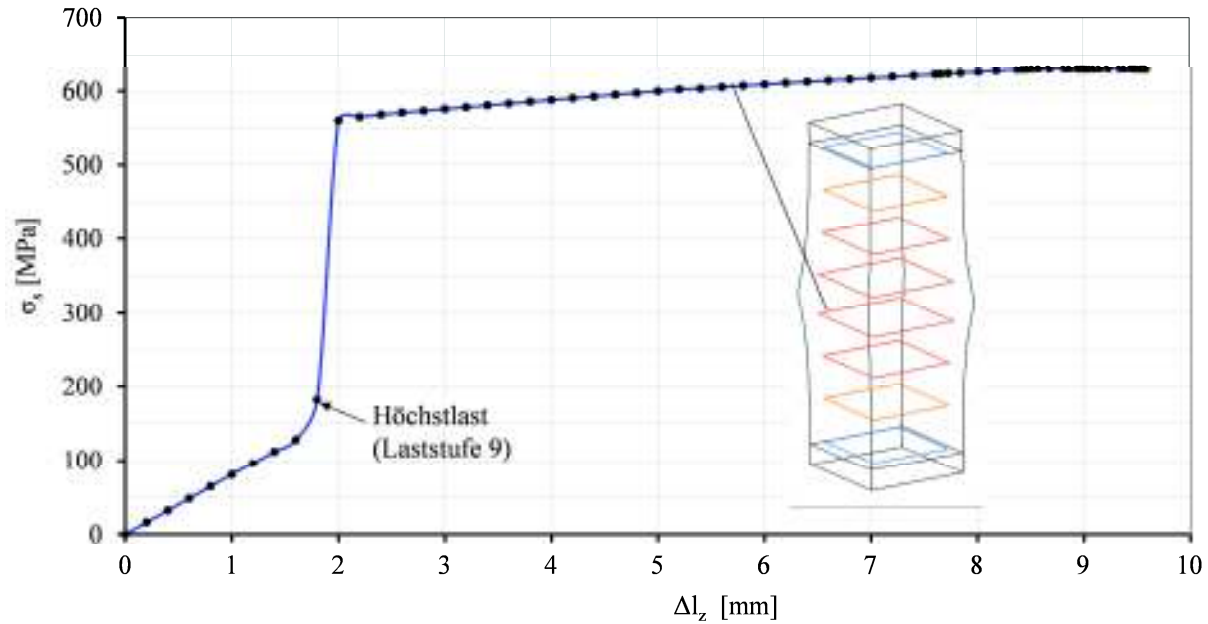


Bild 5-18: Stahlspannung der Bügelbewehrung in Stützenmitte der Stütze S1

Der Vergleich der mit dem numerischen Modell ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S2 mit dem Versuchsergebnis ist in Bild 5-19 dargestellt. Die Höchstlast wird gut abgeschätzt. Das Nachbruchverhalten stimmt befriedigend überein, das Modell unterschätzt hier die Resttragfähigkeiten.

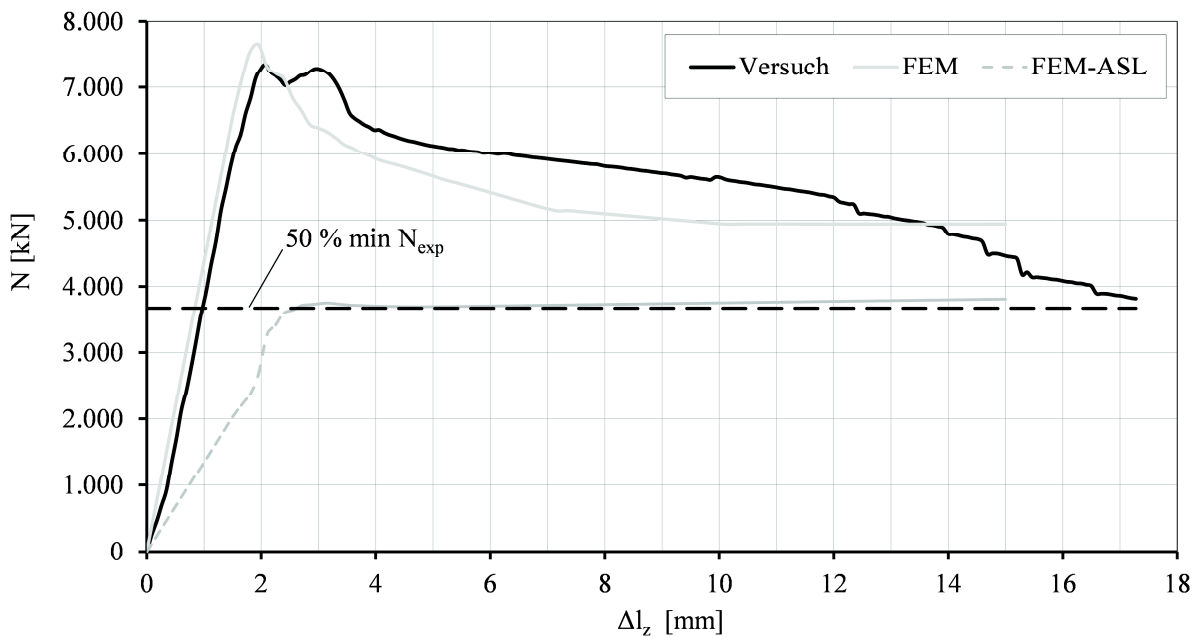


Bild 5-19: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze S2

Bild 5-20 stellt die Stahlspannungen der Längsbewehrung bezogen auf die Probenverkürzung Δ_z dar. Die Spannung der Längsbewehrung steigt mit dem Überschreiten der Höchstlast von -550 MPa bis über die Stauchgrenze des Stahles. Der Stahltraganteil wächst hierdurch um etwa 985 kN.

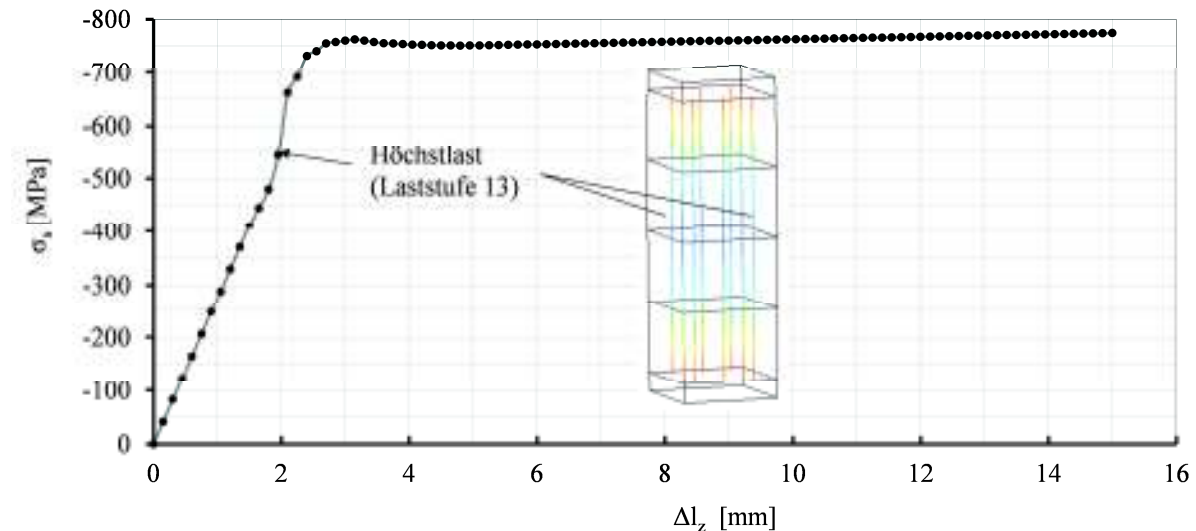


Bild 5-20: Stahlspannung der Längsbewehrung in Stützenmitte der Stütze S2

Mit dem Überschreiten der Höchstlast steigt die Bügelspannung der UHPFRC-Stütze S2 in Stützenmitte von 260 MPa deutlich an und erreicht die Streckgrenze (Bild 5-21).

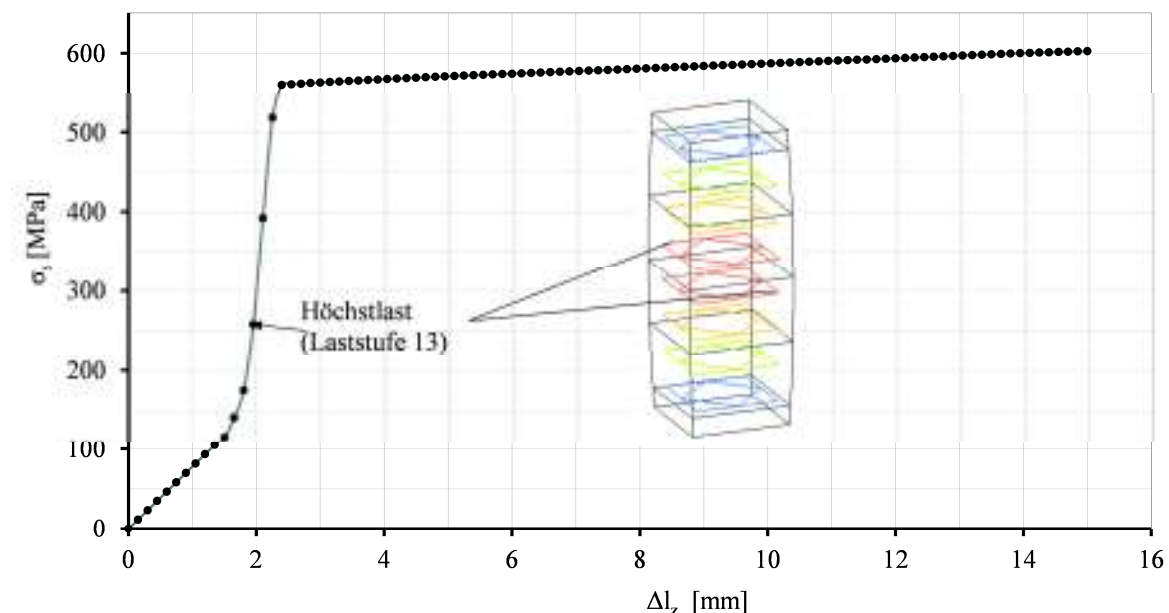


Bild 5-21: Stahlspannung der Bügelbewehrung in Stützenmitte der Stütze S2

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche S3 bis S6 und VK1 bis VK2 sind in Anhang I dargestellt.

Wie der Vergleich zwischen Versuch und FE-Berechnung in Bild 5-22 (links) zeigt, kann das entwickelte dreidimensionale FE-Modell die Höchstlast gut (-7% / +1,4 %) abschät-

5 Numerisches Modell

zen. Dagegen unterschätzt das Modell die Stauchungsduktilitäten μ_{50} (Bild 5-22, rechts) insbesondere von der UHPC-Stütze S6 (-70 %). Die Abweichung der mit dem numerischen Modell bestimmten Stauchungsduktilitäten der UHPFRC-Stützen zum Versuch beträgt im Mittel - 23% und ist somit konservativ.

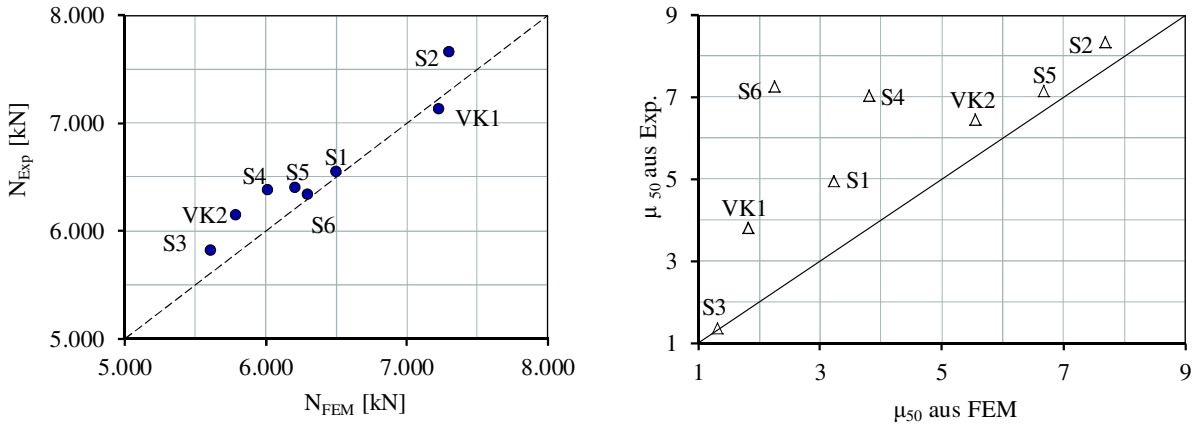


Bild 5-22: Vergleich der Höchstlasten (links) und Stauchungsduktilitäten μ_{50} (rechts) aus Versuch (Exp) und FE-Berechnung

5.5 Nachrechnung UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 mit dem eigenen numerischen Modell

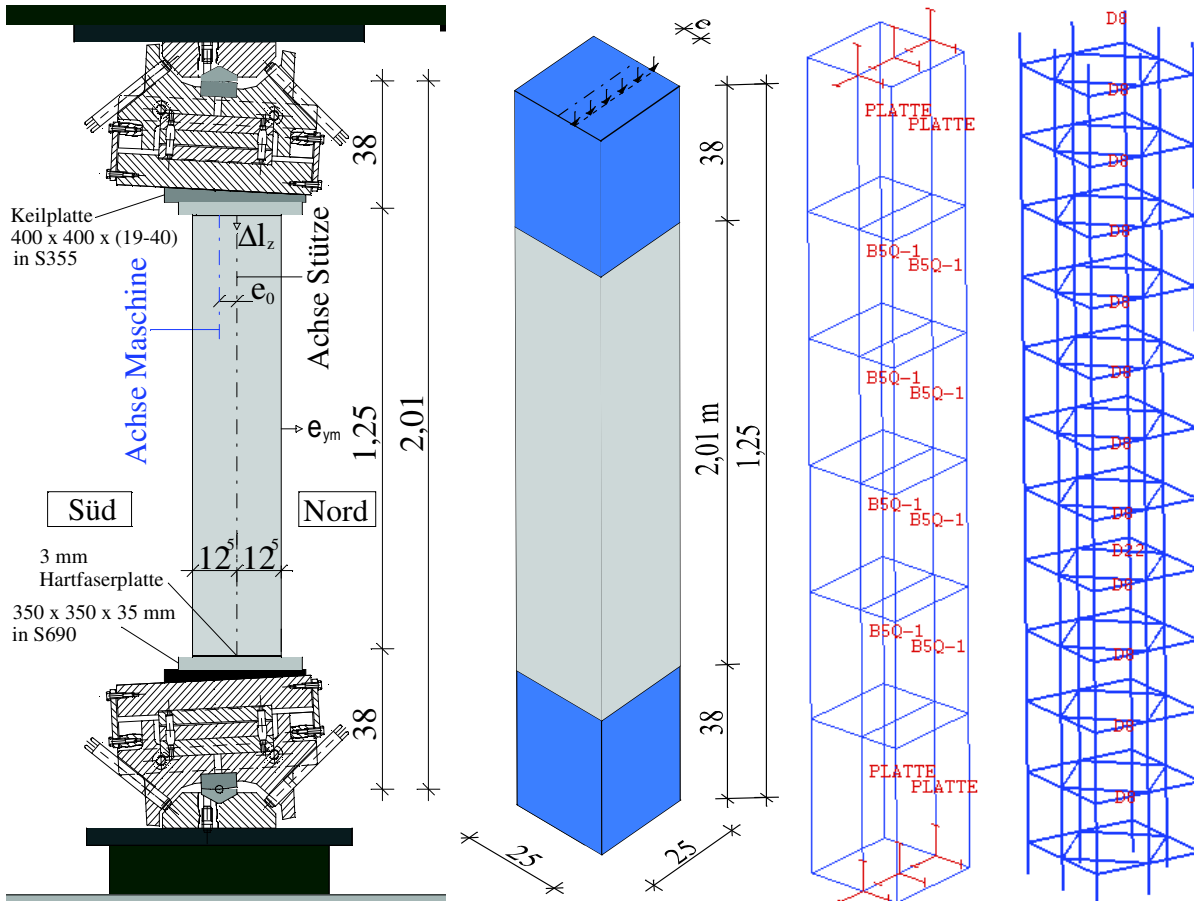


Bild 5-23: Versuchsaufbau, 3D-Modell, Materialbelegung und Bewehrungselemente (von links nach rechts) der Stützen SE1-SE7

Die UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 Stützen wurden einschließlich der oben und unten angeordneten stählernen Lasteinleitungsstruktur diskretisiert. Bild 5-23 zeigt von links nach rechts den Versuchsaufbau, die Geometrie und das statische System mit Elementtyp (CHX 60), Lagerung, Lastvektor und Materialbelegung. Der Betonteil wurde durch acht Volumenelemente abgebildet. Wie in Abschnitt 5.4 ausgeführt, brachen FE-Berechnungen mit feinerem Netz aus numerischen Gründen mit dem Erreichen der Höchstlast ab. Aussagen zum Tragverhalten im Nachbruchbereich ließen sich nur mit der größeren Elementierung erzielen.

Der Vergleich der mit dem numerischen Modell ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze SE1 für die Verkürzung Δl_z mit dem Versuchsergebnis ist in Bild 5-24 dargestellt. Die Höchstlast wird gut abgeschätzt. Im Nachbruchbereich überschätzt das numerische Modell die Tragfähigkeiten.

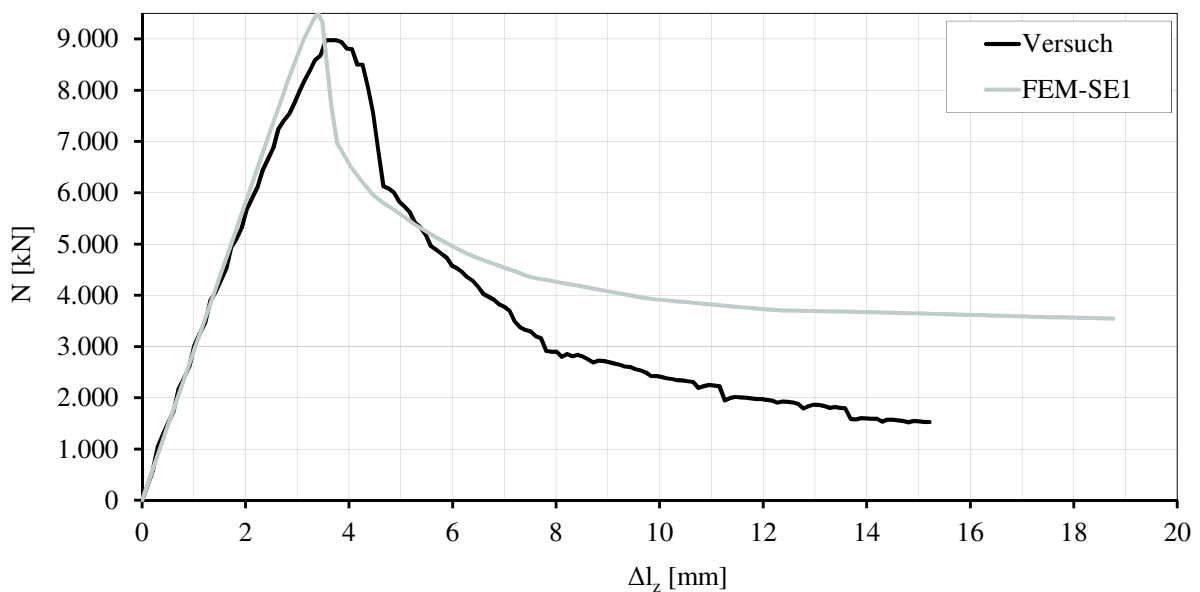


Bild 5-24: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze SE1

Bild 5-25 stellt die Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze SE1 in Horizontalrichtung in Stützenmitte (e_{ym}) aus FE-Berechnung und Versuch dar.

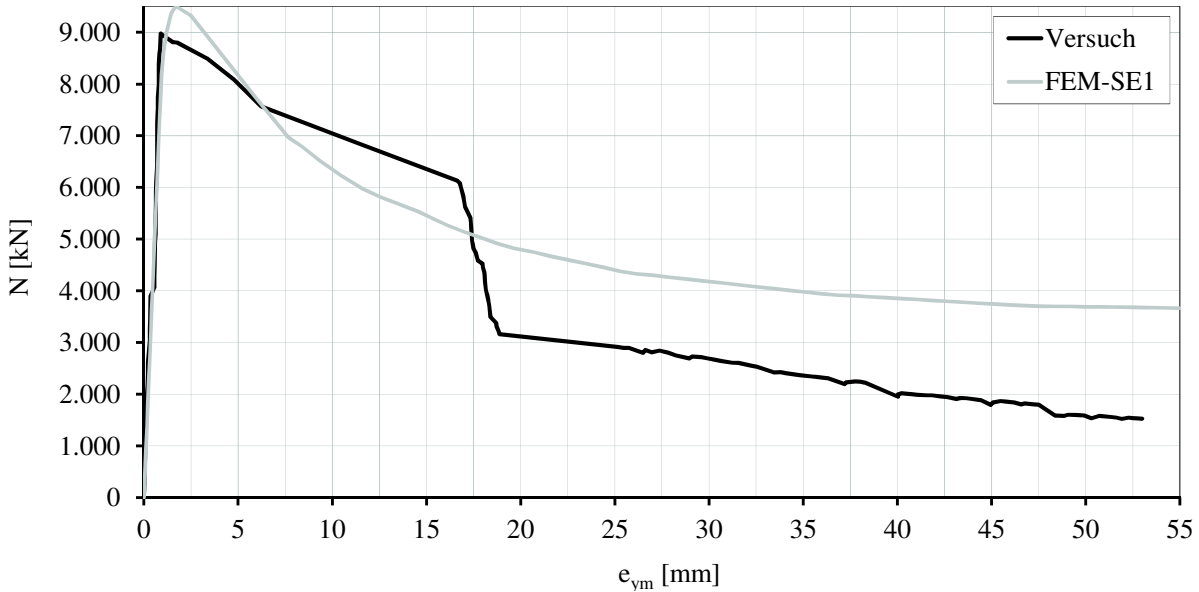


Bild 5-25: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze SE1

Der in Bild 5-26 dargestellte Vergleich der Stahlspannungen der Längsbewehrung zwischen FE-Berechnung und Versuch zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Längsbewehrung 3 Ø 22 mm aus S670 auf der stärker gedrückten Stützensseite erreicht die Stauchgrenze. Die Stahlspannung auf der weniger gedrückten Seite fällt mit dem Überschreiten der Höchstlast mit der Zunahme der Ausmitte durch Verformungen nach Theorie 2. Ordnung von -500 MPa auf -200 MPa ab, verbleibt aber im Druckbereich.

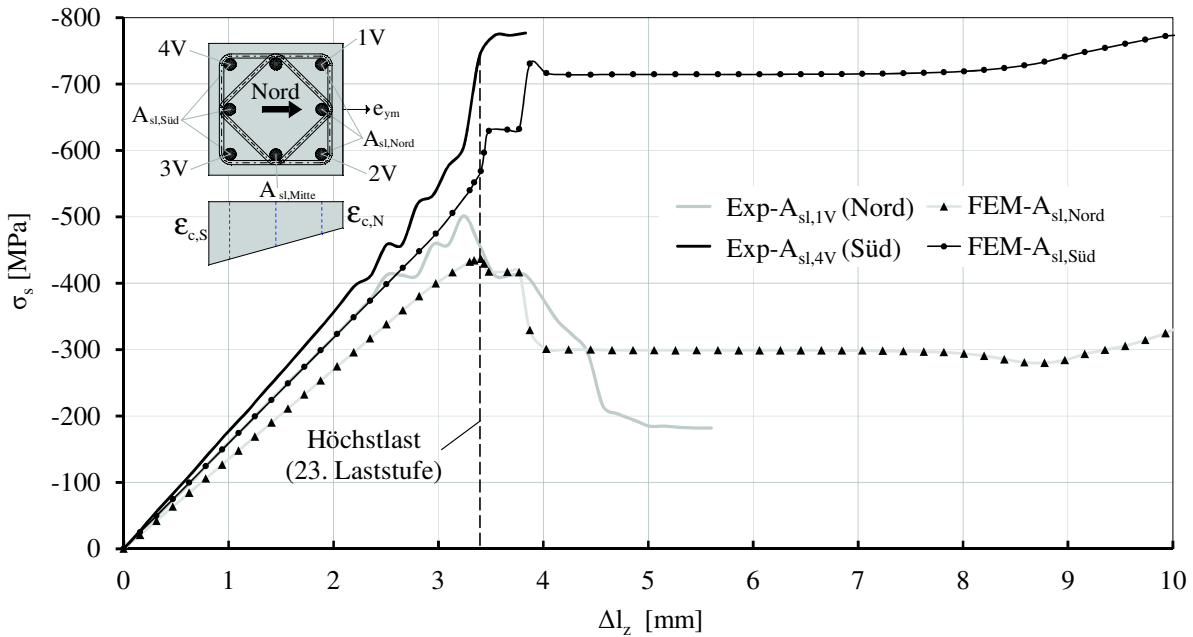


Bild 5-26: Vergleich der Stahlspannungen der Längsbewehrung der SE1

Die Übereinstimmung der Stahlspannungen der Bügelbewehrung zwischen FE-Berechnung und Versuch (Bild 5-27) kann für die stärker gedrückte Südseite als gut bezeichnet werden.

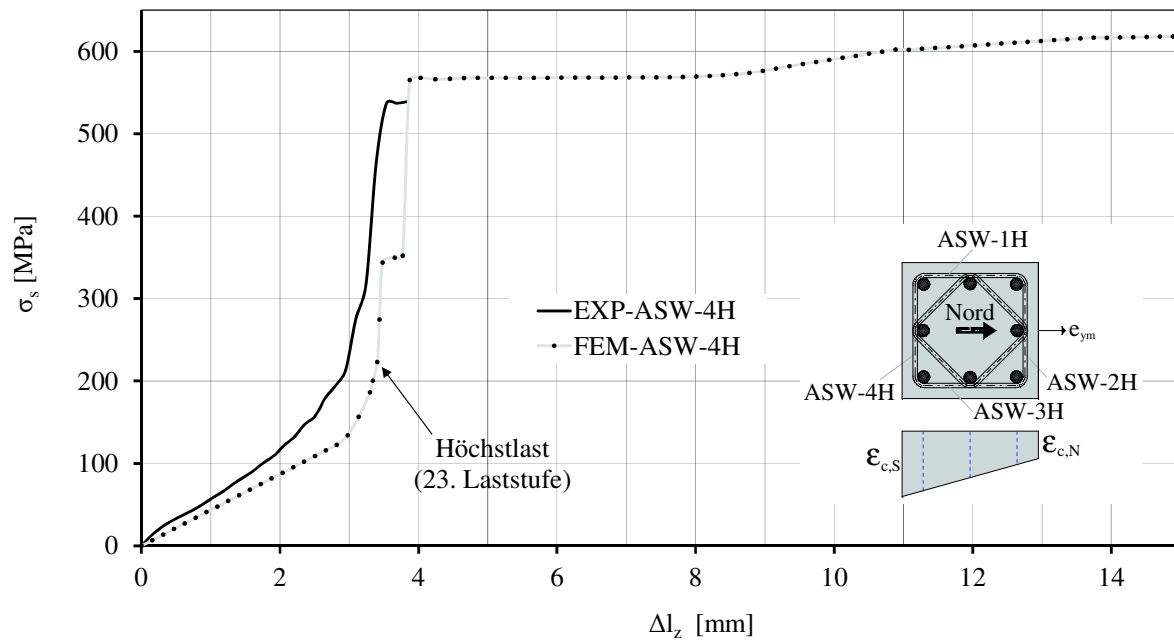


Bild 5-27: Vergleich der Stahlspannungen der Bügelbewehrung der Stütze SE1

Die Vergleiche der Nachrechnung der Versuche SE2 bis SE4 sind in Anhang J dargestellt.

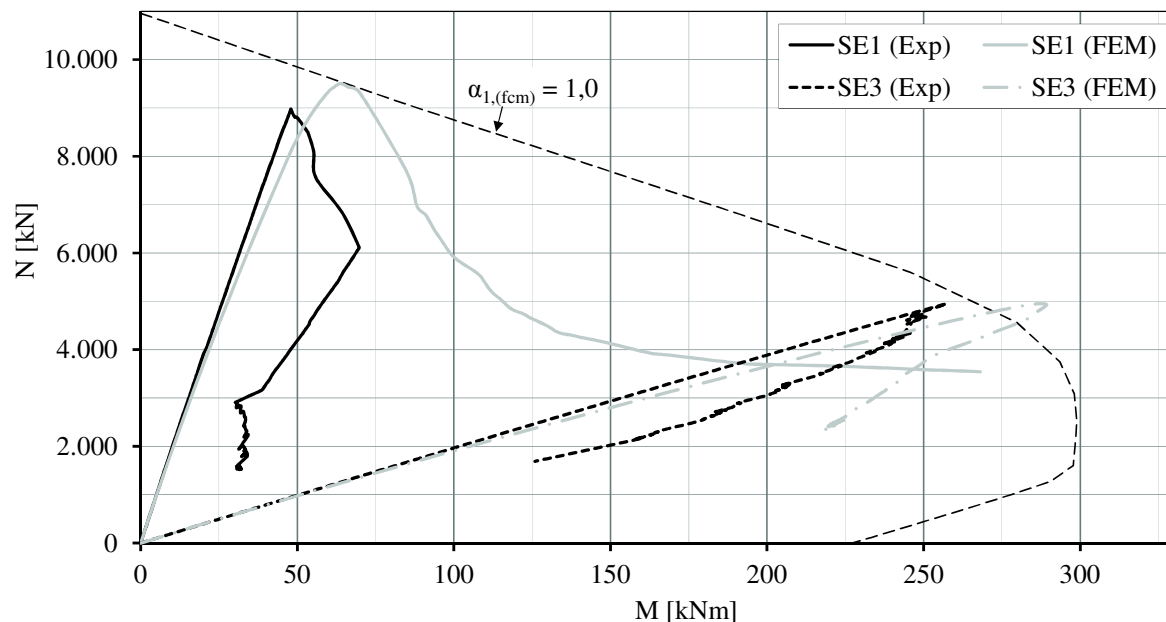


Bild 5-28: Schnittgrößenverläufe der Stützen SE1 und SE3 aus Versuch und FE-Berechnung

Bild 5-28 und Bild 5-29 stellen den Vergleich der Schnittgrößenverläufe aus den FE-Berechnungen und den Versuchen für die UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4 dar. Die Ergeb-

nisse des numerischen Modelles zeigen eine gute Übereinstimmung der Schnittgrößenverläufe bis zum Erreichen der Höchstlast und eine befriedigende Abschätzung des Nachbruchbereiches.

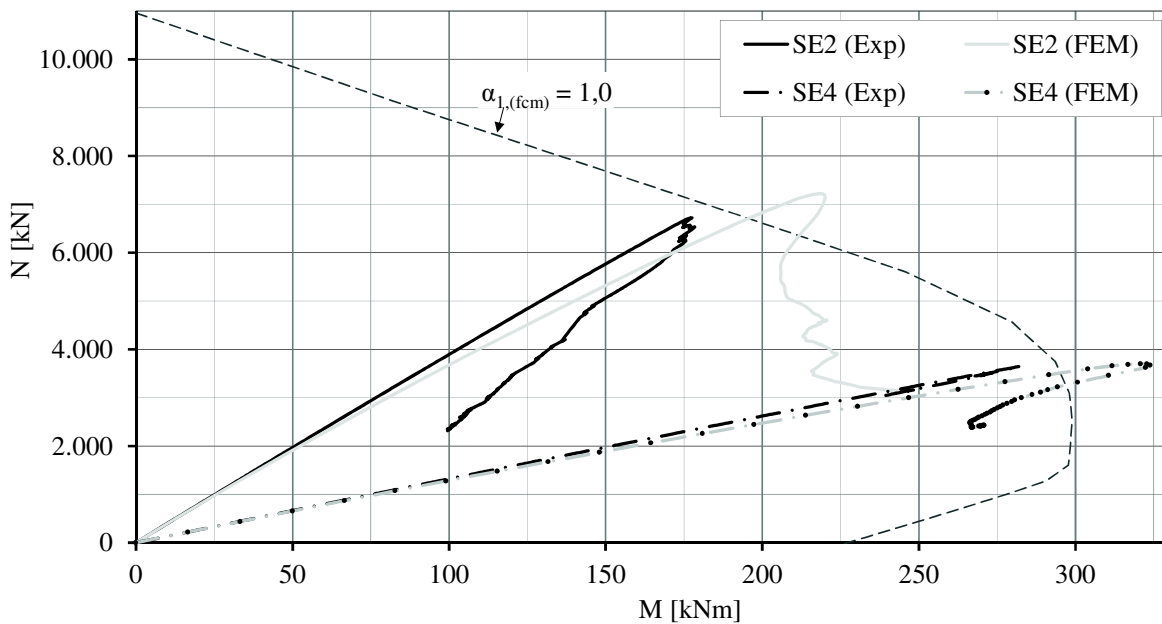


Bild 5-29: Schnittgrößenverläufe der Stützen SE2 und SE4 aus Versuch und FE-Berechnung

5.6 Nachrechnung UHPFRC-Stützen C1 und C2 mit dem eigenen numerischen Modell

Bild 5-30 zeigt den Versuchsaufbau (links), die ausgelenkte Stütze (2. von links), ein Modell des Systems (Mitte), das FEM-Netz mit 20 Volumenelementen CHX60 (2. von rechts) und die Bewehrungselemente des Modells (rechts).

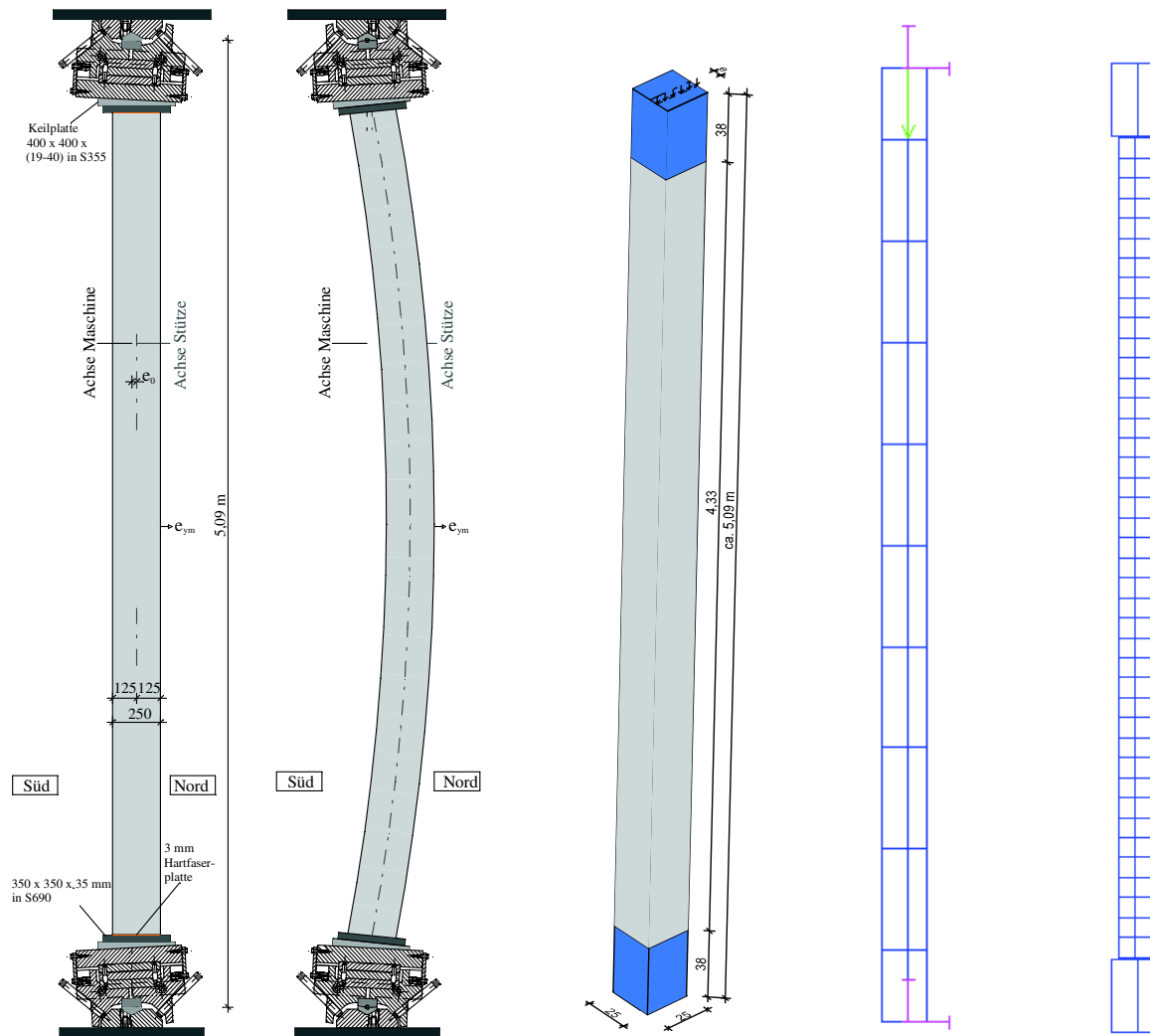


Bild 5-30: Versuchsaufbau (links), ausgelenkte Stützen (2. von links), FE-Systemplot (Mitte), FEM-Netz (2. von rechts) und Bewehrungselemente (rechts) der UHPFRC-Stütze C2

In Bild 5-31 werden die Kraft-Verschiebungsbeziehung aus Versuch und FE-Berechnung für die Verkürzung Δ_l der UHPFRC-Stütze C1 dargestellt. Die Höchstlast wird vom Modell gut abgeschätzt.

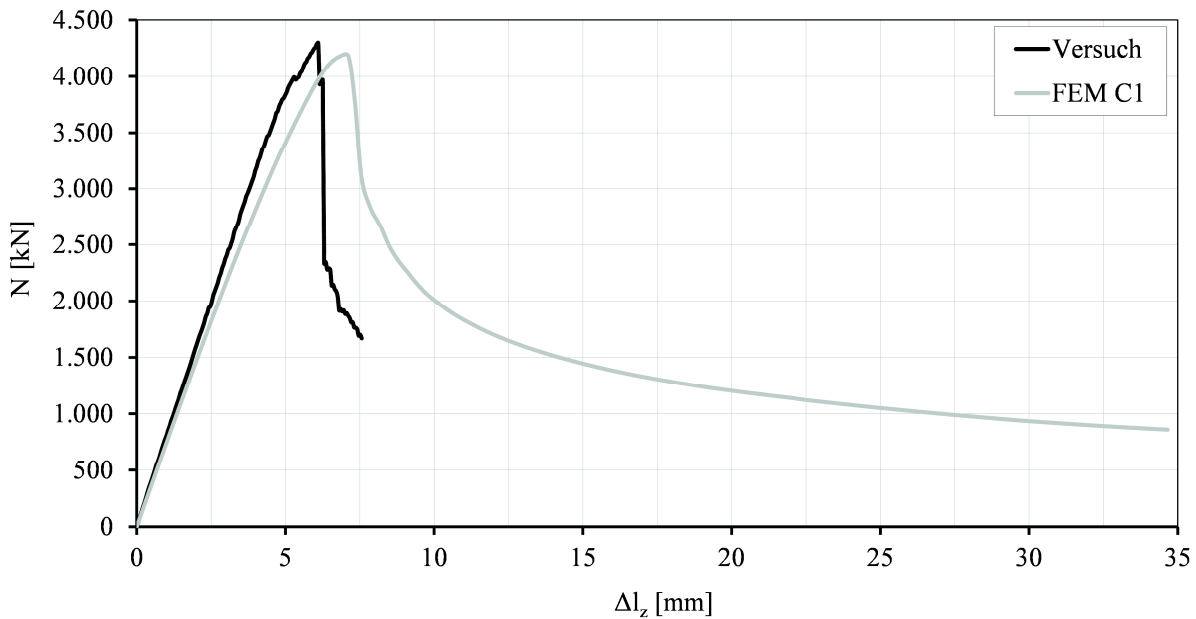


Bild 5-31: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze C1

Die horizontale Verformungen e_{ym} aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze C1 (Bild 5-32) stimmen gut überein.

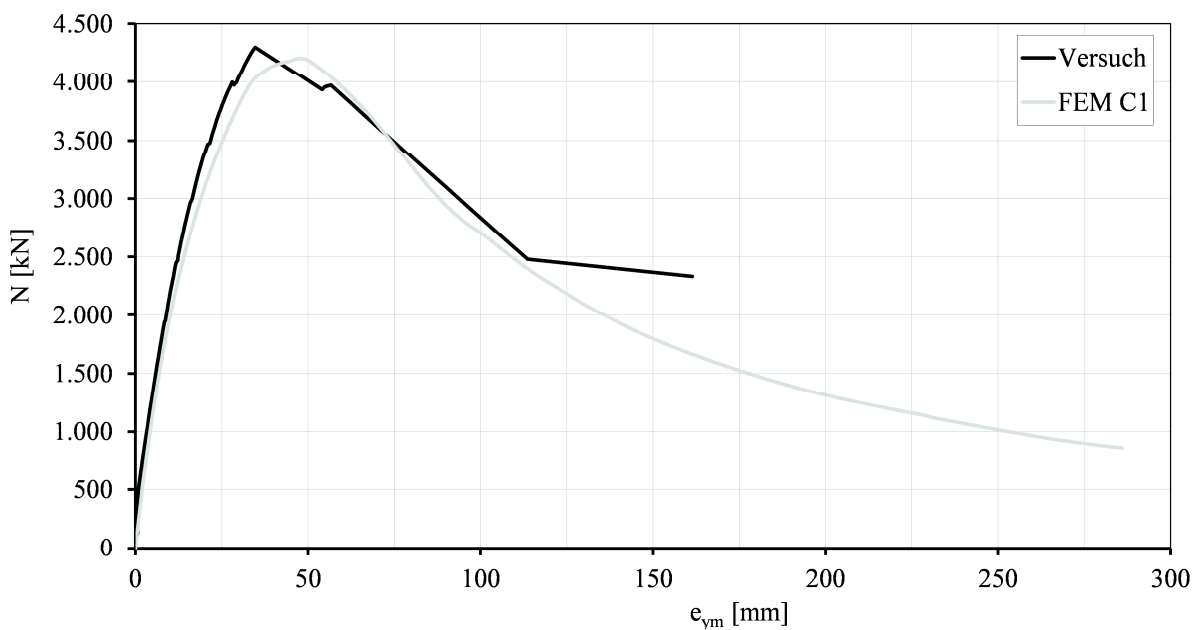


Bild 5-32: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der Stütze C1

Auch die Stahlspannungen der Längsbewehrung werden von der numerischen Berechnung (Bild 5-33) gut abgeschätzt, jedoch ergibt sich die Höchstlast laut FE-Berechnung bei einer Verkürzung von 7,1 mm zu 6,1 mm im Versuch.

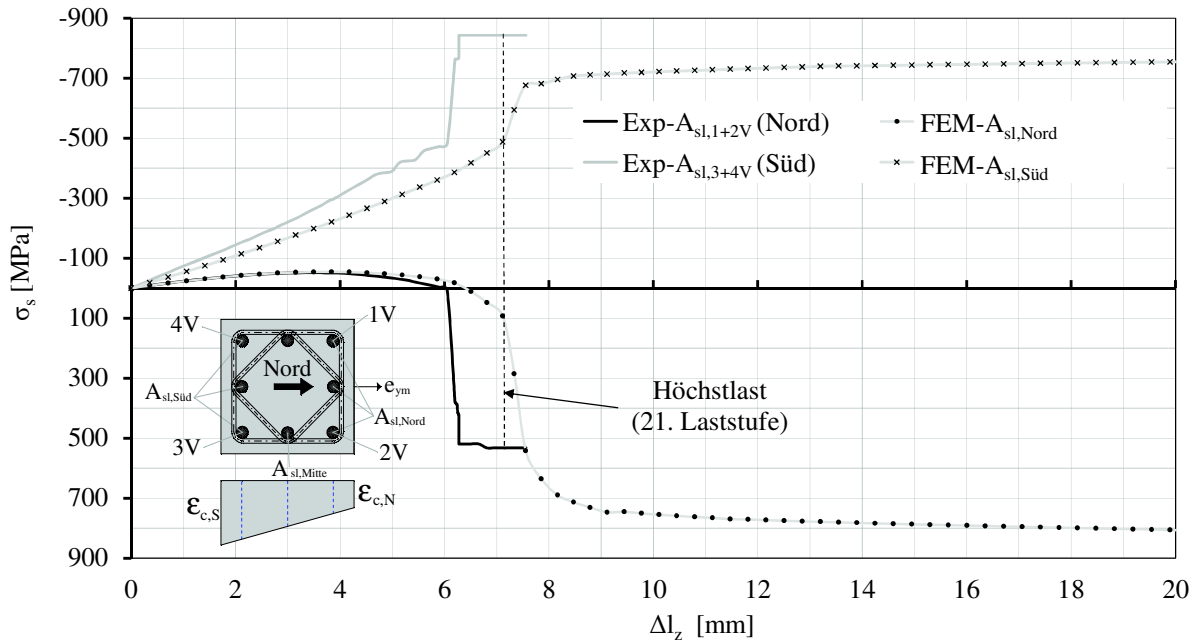


Bild 5-33: Stahlspannungen der Längsbewehrung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C1

Bild 5-34 zeigt den Vergleich der Bügelspannungen für C1 aus FE-Berechnung und Versuch für die stärker gedrückte Südseite. Die Bügel erreichen mit dem Überschreiten der Höchstlast die Streckgrenze.

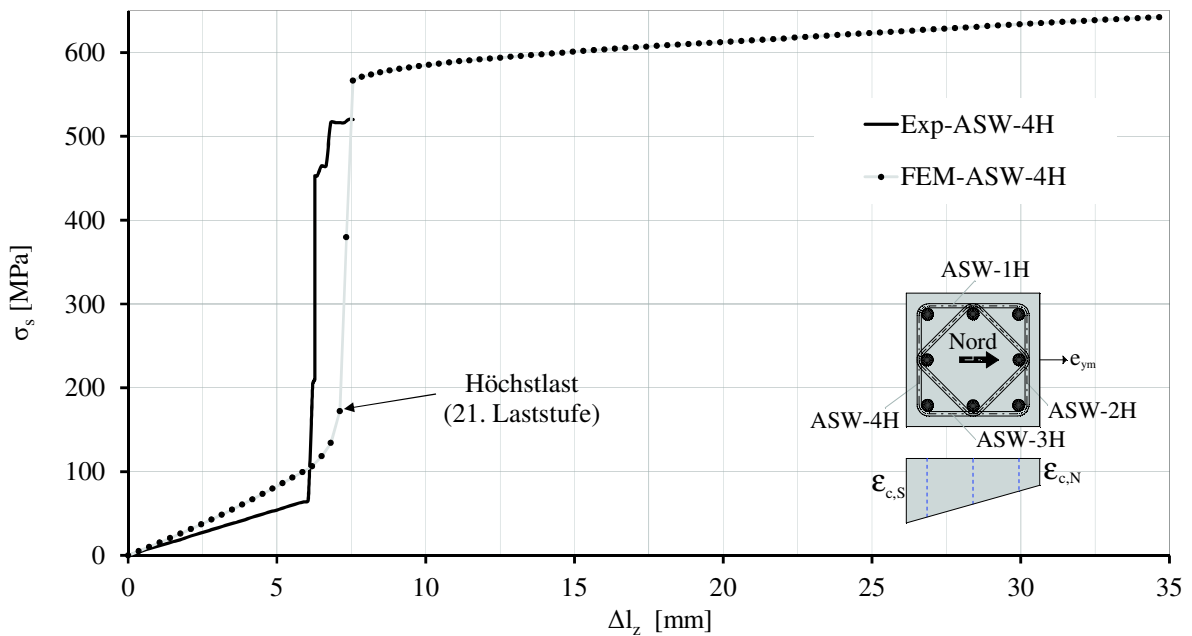


Bild 5-34: Stahlspannungen der Bügelbewehrung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C1

In Bild 5-35 ist der Vergleich der rechnerischen Kraft-Verschiebungsbeziehung mit dem experimentell bestimmten Verlauf der UHPFRC-Stütze C2 dargestellt.

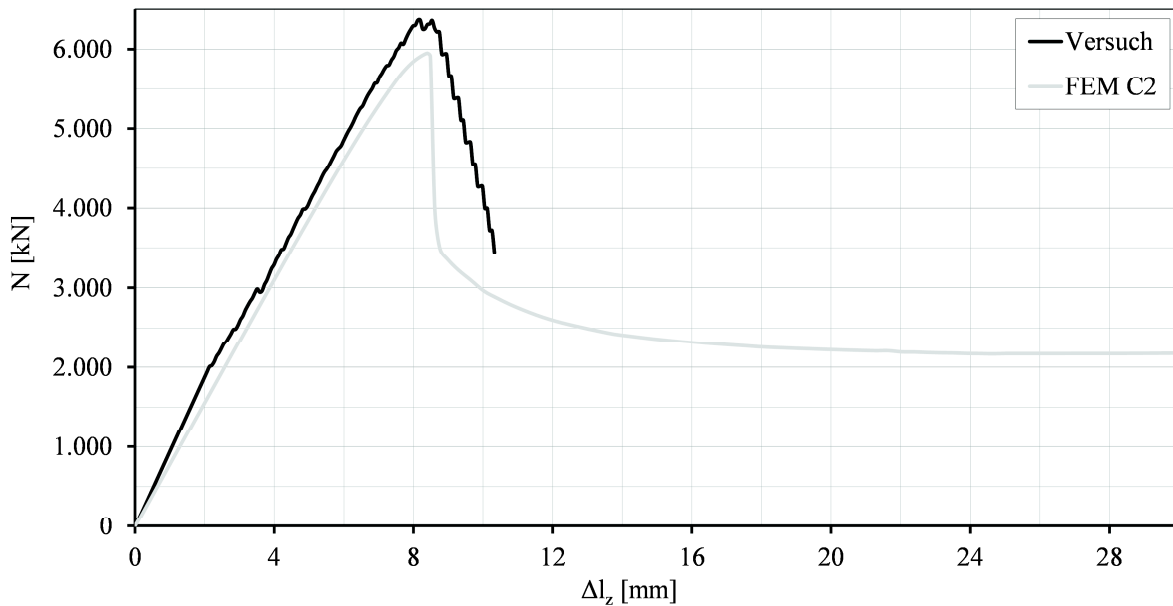


Bild 5-35: Kraft-Verschiebungsbeziehung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C2

Die Übereinstimmung der horizontalen Verformung der UHPFRC-Stütze C2 in Stützenmitte e_{ym} aus Versuch und FE-Berechnung (Bild 5-36) ist ausreichend. Hierfür ist die bei dieser geringen Anfangsausmitte von $e_0 = 5$ mm dominierende - und im Modell nicht berücksichtigte - Verschiebung des Lagerdruckpunktes $e_{y,Lager}$ bei Rotation der Kipplager verantwortlich.

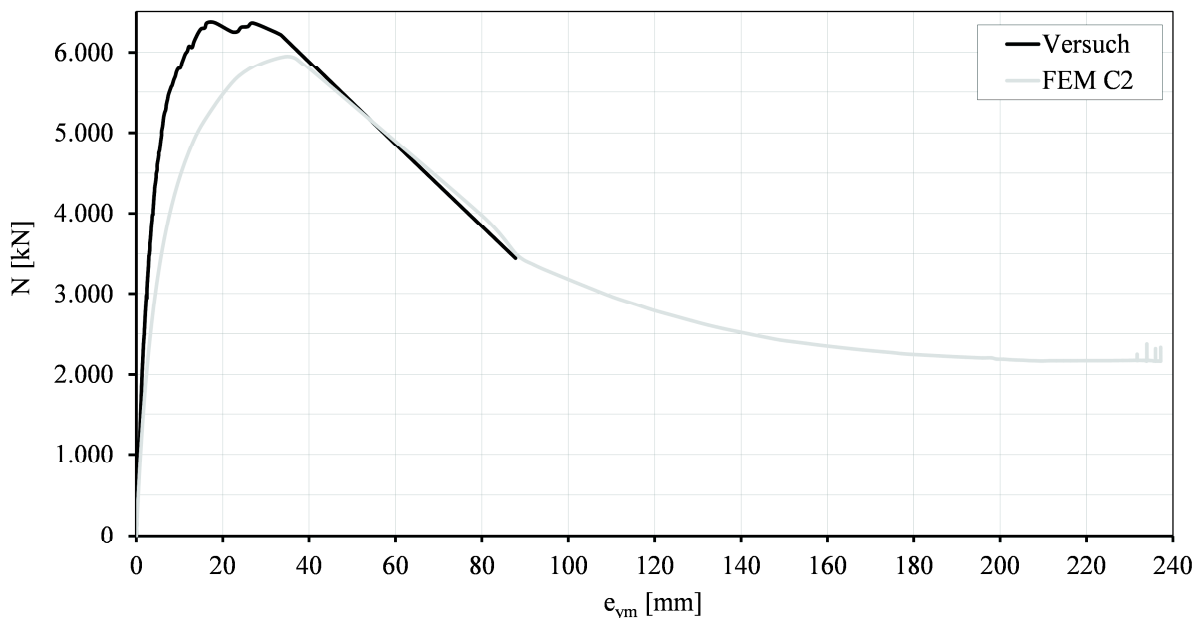


Bild 5-36: Kraft-Verschiebungsbeziehung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C2

Die gute Übereinstimmung der Stahlspannungen der Längsbewehrung zwischen Versuch und FE-Berechnung ist in Bild 5-37 erkennbar.

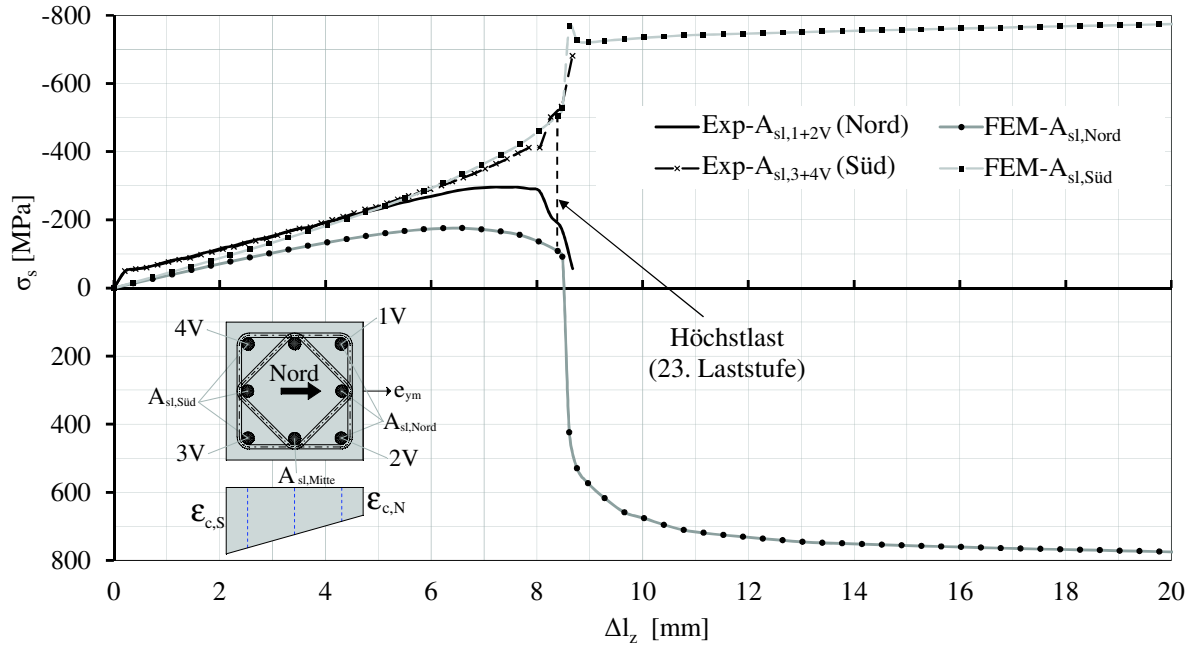


Bild 5-37: Stahlspannungen der Längsbewehrung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C2

Die Stahlspannungen der Bügel auf der stärker gedrückten Südseite für C2 erreichen (wie im Versuch) die Streckgrenze (Bild 5-38).

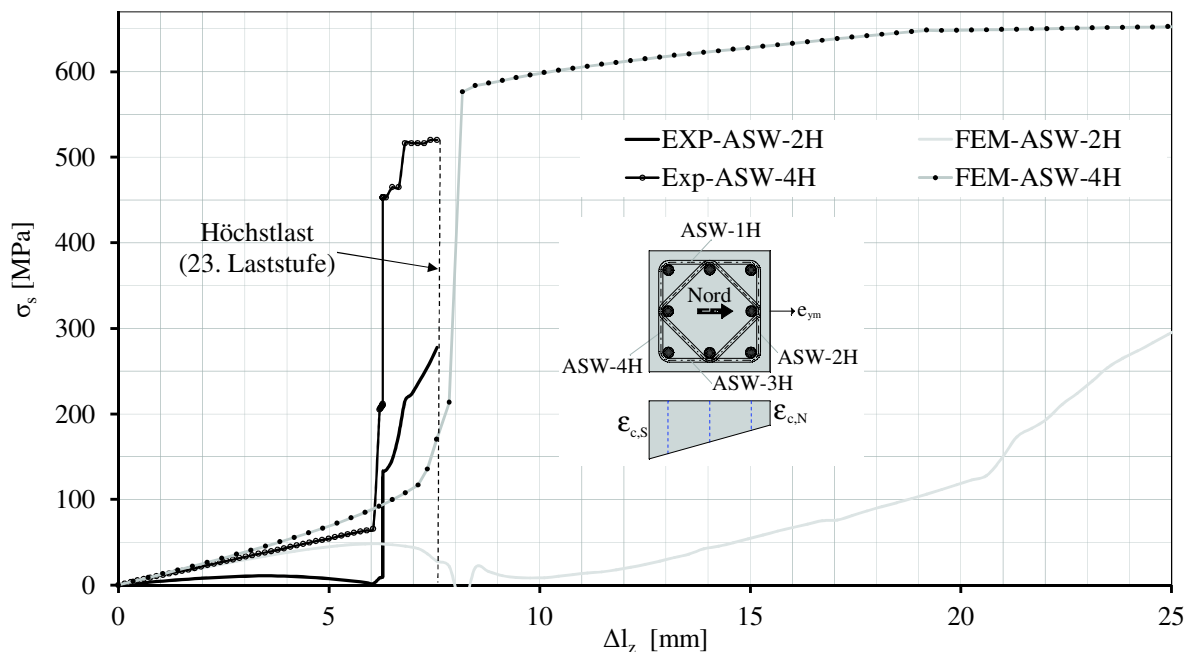


Bild 5-38: Stahlspannungen der Bügelbewehrung aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze C2

5.7 Nachrechnung der Versuche von WATANABE (KOMURO)

Zur Validierung des eigenen FE-Modells wurden ausgesuchte stark umschnürte, zentrisch gedrückte Stützenabschnitte mit Rechteckquerschnitt ($26 \cdot 26 \cdot 75$ cm) von *KOMURO*, über die *WATANABE* in [81] berichtet, nachgerechnet. Bild 5-39 stellt den Bewehrungsplan der von *KOMURO* untersuchten Stützen (links) und die Bewehrungselemente aus der eigenen FE-Berechnung für die Stützen No. 10 (Mitte) und No. 13 (rechts) dar.

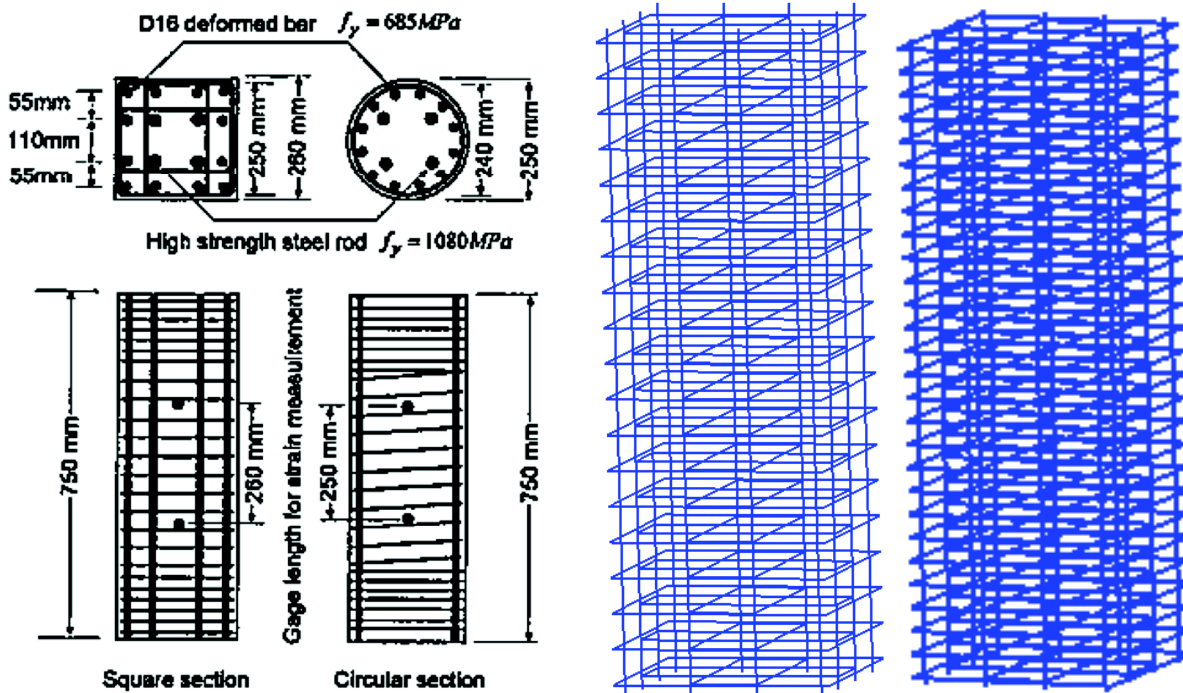


Bild 5-39: Bewehrungsplan der von *KOMURO* untersuchten Stützen (links) und Bewehrungselemente aus der eigenen FE-Berechnung der Stützen (Mitte: No. 10, rechts: No. 13)

Die Längsbewehrung der UHPC-Stützen No. 10, No. 11 und No. 13 (Bezeichnung nach *WATANABE*) bestand aus 12 \emptyset 16 mm mit einer Streckgrenze von $f_y = 685$ MPa. Die in den Versuchskörpern zur Stabilisierung des absteigenden Astes zusätzlich eingebaute Längsbewehrung von 4 \emptyset 22 mm wurde bei der Nachrechnung nicht berücksichtigt. Da Angaben zum Tragverhalten der Betonstähle bei Druckbeanspruchung in [81] fehlen, wurde eine Stauchgrenze von 685 MPa angenommen. Für die Bügelbewehrung wurden für die Stütze No. 10 hochfeste Stähle \emptyset 5,1 mm im Abstand 4 cm ($\rho_w = 1,95$ Vol.-%) mit einer Streckgrenze $f_y = 1515$ MPa verwendet. Für No. 11 wurden die gleichen Bügel, jedoch mit nur 2,7 cm Abstand ($\rho_w = 2,88$ Vol.-%) und für No. 13 Bügel \emptyset 6,4 mm mit einer Streckgrenze von 1440 MPa im Abstand $s_w = 2,7$ cm ($\rho_w = 4,57$ Vol.-%) verwendet.

Bild 5-40 und Bild 5-41 zeigen den Vergleich der rechnerisch ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen (FEM) für die Stützen No. 10, No.11 und No.13 mit den aus

[81] abgeleiteten Verläufen (Exp). Das eigene FE-Modell ergibt eine befriedigende Abschätzung.

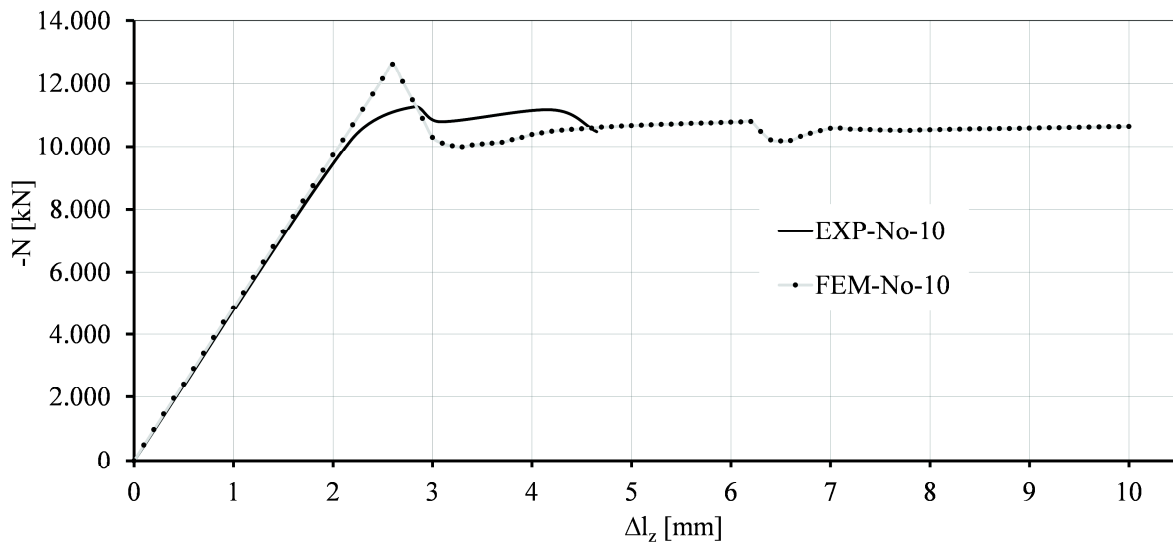


Bild 5-40: Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus FE-Berechnung und Versuch der Stütze No. 10

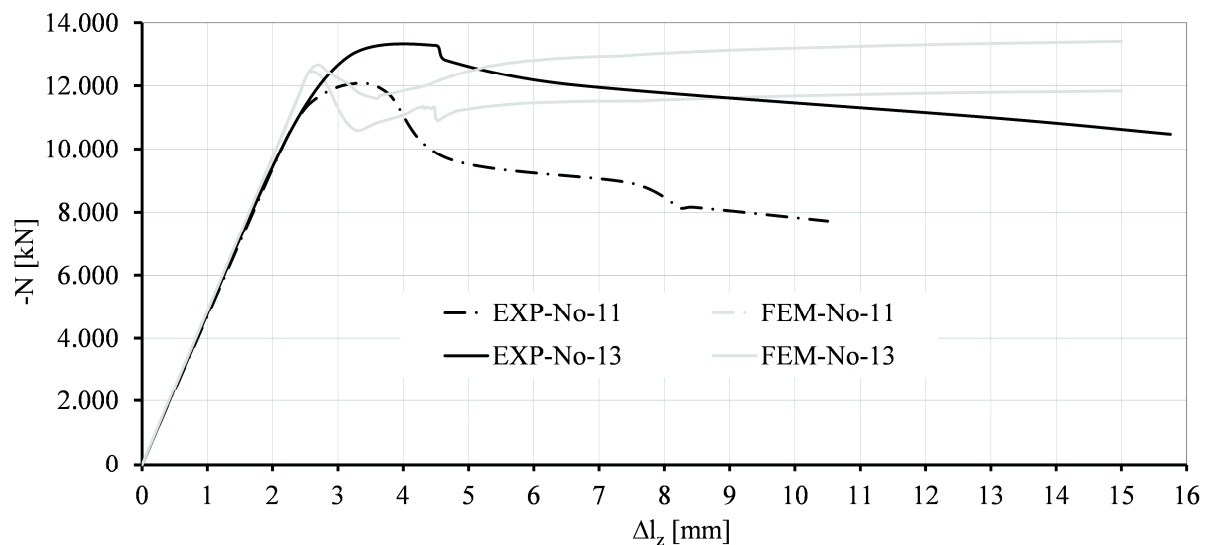


Bild 5-41: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus FE-Berechnung und Versuch der Stützen No. 11 und 13

Die Bügel aus hochfestem Spannstahl werden, wie die mit dem eigenen Modell rechnerisch abgeschätzten Bügelspannungen in Bild 5-42 zeigen, erst mit dem Überschreiten der Höchstlast aktiviert und erreichen ihre Streckgrenze bei etwa dem 1,5-fachen Wert der Bruchdehnung. Angaben zu den im Versuch ermittelten Bügelspannungen werden in [81] nicht gegeben. Die Wirkung der hochfesten Bügel zur Verbesserung der Tragfähigkeit ist, da die Bügelspannung bei den drei betrachteten Stützen bei Höchstlast nur ca. 180 MPa beträgt, nicht höher als bei normalfesten Bügeln. Das Nachbruchverhalten wird aber durch hochfeste Bügel günstig beeinflusst.

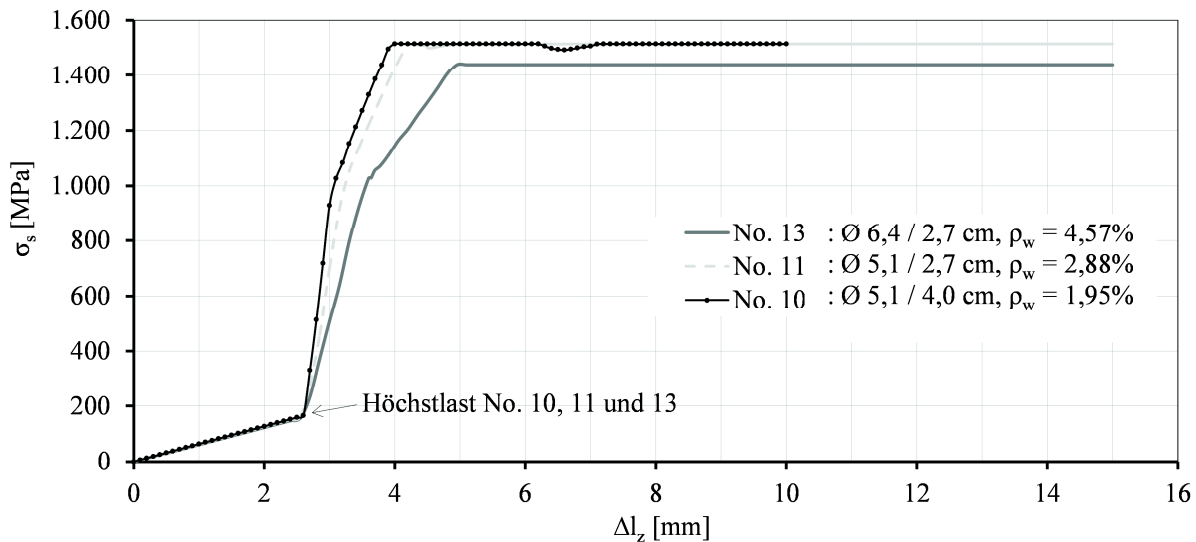


Bild 5-42: Stützen No. 10, 11 und 13: Bügelspannungen aus eigener FE-Berechnung

5.8 Nachrechnung der Versuche von SUGANO

Des Weiteren wurden die Versuche an stark umschnürten, zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen mit Rechteckquerschnitt ($20 \cdot 20 \cdot 59$ cm) von *SUGANO* et al. aus [74] mit dem eigenen numerischen Modell nachgerechnet. Die untersuchten Stützen wurden aus UHPFRC mit Druckfestigkeiten von 120, 160 und 200 MPa und Stahlfaserzugaben von 0 und 2,0 Vol.-% hergestellt. Für die Längsbewehrung wurden 12 $\varnothing 10$ mm ($\rho_l = 2,36$ %) eines Betonstahls mit einer Streckgrenze von 685 MPa eingesetzt. Die Bügelbewehrung $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 7,1$ mm bestand aus hochfesten Stählen mit Streckgrenzen von 700 bzw. 1400 MPa. Haupt- und Zwischenbügel wurden in Abständen von 35, 45 und 55 mm angeordnet. Die Bügelbewehrungsgrade lagen zwischen $\rho_w = 2,76$ und 6,11 Vol.-%.

Die Abschätzung der von *SUGANO* im Versuch bestimmten Kraft-Verschiebungsbeziehungen mit dem eigenen FE-Modell (Bild 5-41) ergibt eine gute Übereinstimmung, wobei die Höchstlast bei beiden Nachrechnungen um ca. 3-5 % überschätzt wird.

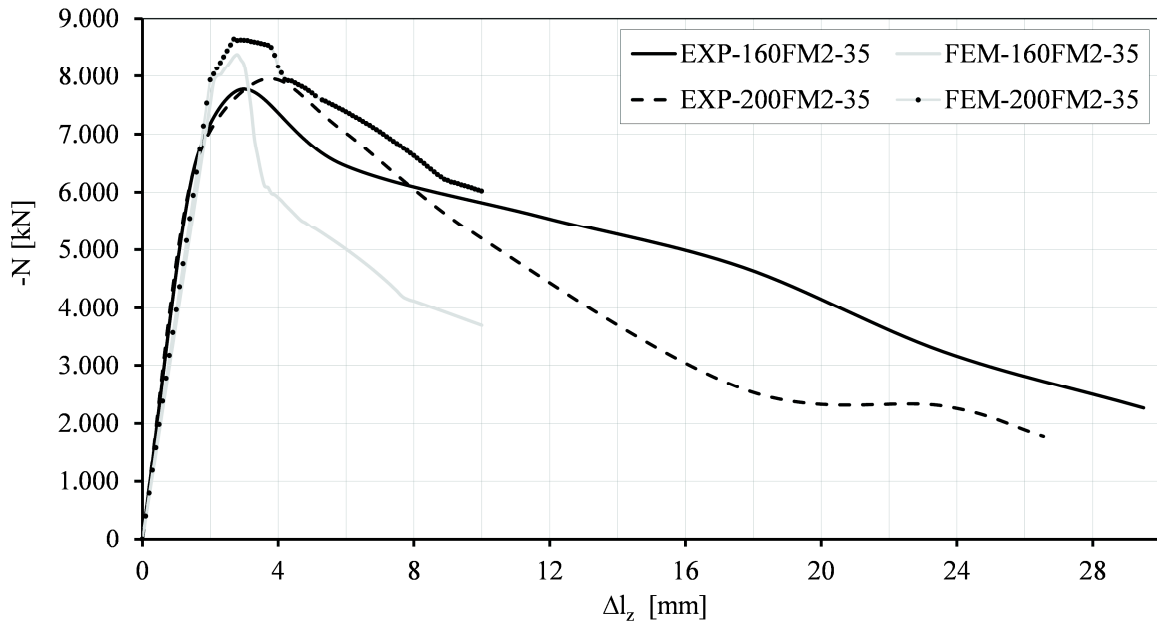


Bild 5-43: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und eigener FE-Berechnung der Stützen 160FM2-35 und 200FM2-35

Wie Bild 5-44 zeigt, werden die Hauptbügel aus hochfestem Spannstahl erst mit dem Überschreiten der Höchstlast aktiviert und erreichen ihre Streckgrenze bei etwa der 1,4- bis 1,8-fachen Bruchdehnung des Versuchskörpers.

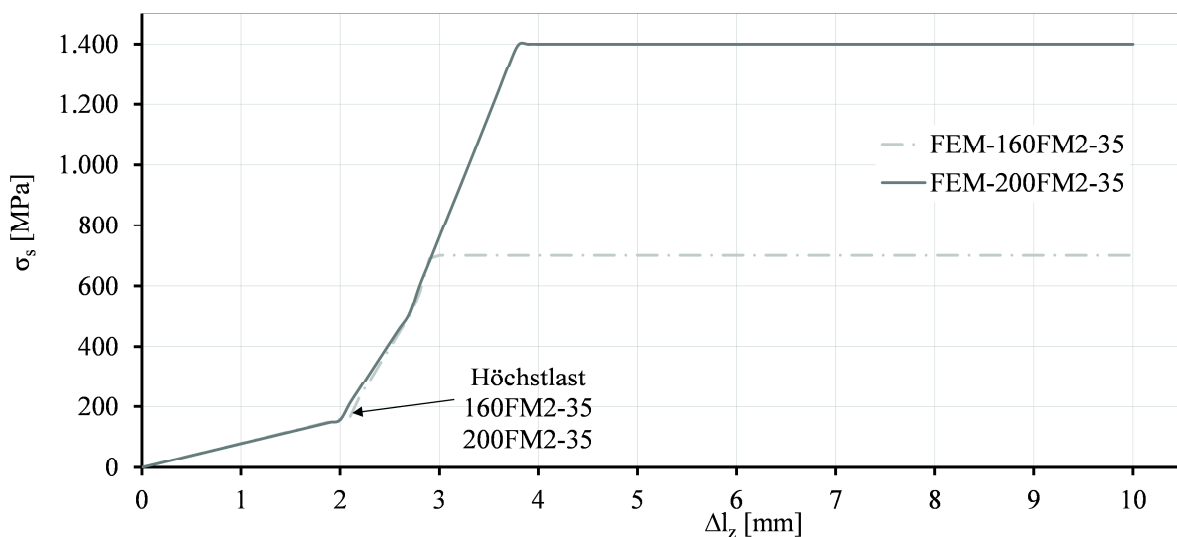


Bild 5-44: Bügelspannungen aus eigener FE-Berechnung der Stützen 160FM2-35 und 200FM2-35

5.9 Nachrechnung der Versuche von MALIK

MALIK berichtet in [42] und [43] über experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von ausschließlich längsbewehrten UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck. Es wurden sechs Stüt-

zen mit quadratischem Querschnitt ($15 \cdot 15 \cdot 145$ cm) und bezogenen Anfangsausmitten e_0 / h zwischen 0 und 0,13 untersucht (Bild 2-28). Die Stützen hatten einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_1 = 4,02$ % bzw. 7,15 % mit Streckgrenzen von $f_y = 545$ bzw. 552 MPa und wurden im Bruchbereich auf einer Länge von 49 cm ohne Bügelbewehrung ausgebildet (Bild 2-28). Der Endbereich war mit vierschnittigen Bügeln $\varnothing 4$ im Abstand $s_w = 4,0$ cm aus Betonstahl mit einer Streckgrenze $f_{yk} = 500$ MPa bewehrt. Dem eingesetzten ultrahochfesten Mörtel mit einem Größtkorn von 0,4 mm und einer Druckfestigkeit von $f_{ck} = 150$ MPa wurden 2 Vol.-% Stahlfasern mit einer Streckgrenze von 1800 MPa zugegeben. Die Versuche wurden bis in den Nachbruchbereich hinein geführt.

Bild 5-45 stellt das für die eigene Nachrechnung verwendete FE-Modell (links) und den Bewehrungskorb (Mitte) sowie den in [43] gegebenen Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung aus *MALIK*'s Berechnung und Versuch dar. Angaben zu den rechnerisch mit *MALIK*'s FE-Modell bestimmten vertikalen Verformungen und zum Nachbruchbereich sind dort nicht gegeben.

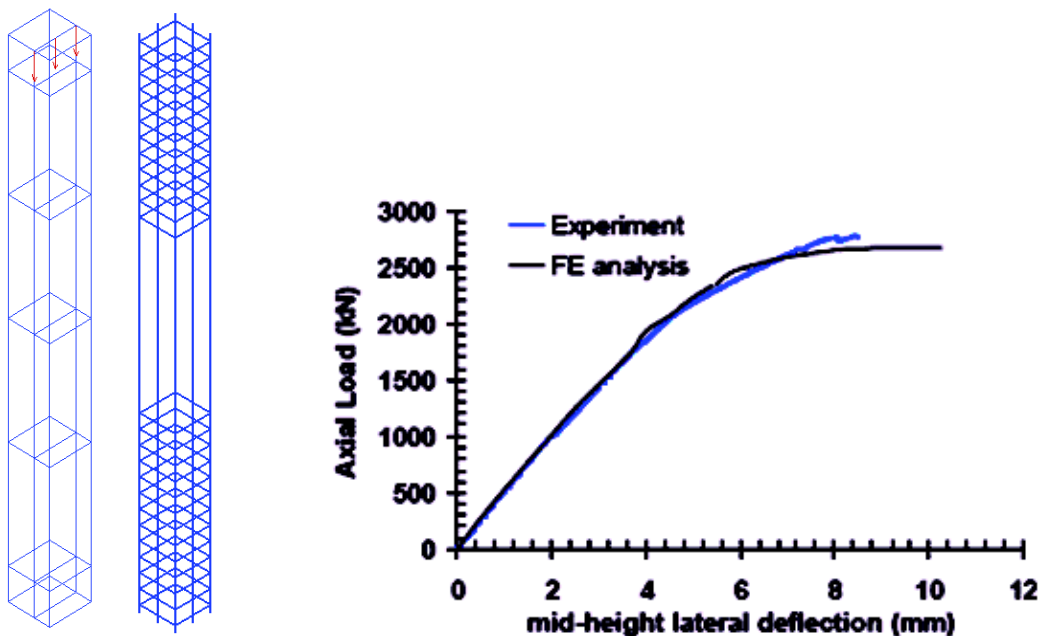


Bild 5-45: Eigenes FEM-System (links) und Bewehrungsmodell (Mitte) und Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung aus *MALIK*'s Rechnung und Versuch (rechts, [43]) der Stütze RPC1

Die eigene FE-Berechnung unterschätzt die Höchstlast aus dem Versuch um ca. 4% (Bild 5-46). Die Verformungen im Nachbruchbereich werden durch das Modell überschätzt.

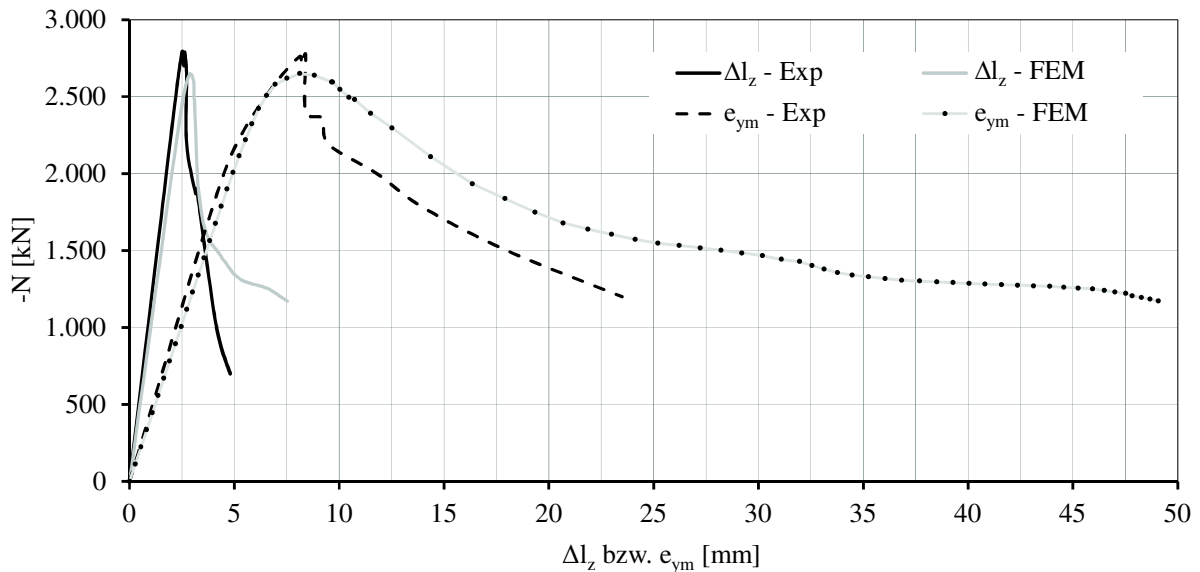


Bild 5-46: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus eigener FE-Berechnung und Versuch der Stütze RPC1

5.10 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das entwickelte eigene FE-Modell das Tragverhalten von zentrisch und einachsig exzentrisch beanspruchten UHPFRC-Stützen einschließlich des Nachbruchbereiches gut abschätzen kann. Das numerische Modell wurde an eigenen Versuchen und Versuchen aus der Literatur validiert.

Mit diesem FE-Modell können weitergehende Analysen und Interpretationen der Versuchsergebnisse, z. B. die Entwicklung und Größe der Stahlspannungen in den Längs- und Bügelbewehrungen, erfolgen. Ebenso kann die Wirkung mechanischer Maßnahmen zur Verbesserung der Nachbruchverhaltens für experimentell nicht abgeprüfte Stützenvarianten numerisch untersucht werden (Kapitel 7. Parameterstudie).

6 Ingenieurmodell zum Nachbruchverhalten von UHPFRC-Stützen

6.1 Allgemeines

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen (Kapitel 3 und 4) und der numerischen Analyse mit der FEM in Kapitel 5 soll im Weiteren ein Ingenieurmodell zur Beschreibung des Trag- und Nachbruchverhaltens von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen entwickelt werden. Das Ingenieurmodell soll die rechnerische Bestimmung der Kraft-Verschiebungsbeziehungen einschließlich des Nachbruchverhaltens ermöglichen, ohne hierfür nichtlineare FE-Modelle einsetzen zu müssen. Für die rechnerische Beschreibung sind folgende Teilmodelle erforderlich:

- Rechnerischer Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsigen gedrückten UHPFRC.
- Rechnerischer Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des durch umschnürende Bewehrung mehrachsig gedrückten UHPFRC.
- Rechnerischer Ansatz zur Abschätzung der durch Abplatzen und Umschnürung beeinflussten lastabtragenden Betonflächen.
- Rechnerischer Ansatz zur Abschätzung des durch Verformungen beeinflussten Tragverhaltens der Längsbewehrung.

6.2 Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC bei einachsigem Druck

Die Auswertung der Versuche in Abschnitt 4 hat gezeigt, dass der ansteigende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC mit dem in DIN EN 1992-1-1 [15] gegebenen mathematische Ansatz mit einem Plastizitätsfaktor $k = 1,3$ gut angenähert werden kann.

Ein Vergleich mit den in der Literatur und Normen für normal-, hoch-, und ultrahochfeste Stahlfaserbetone gegebenen Ansätzen in [26] hat gezeigt, dass der absteigende Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung von den dort beschriebenen Ansätzen nur ungenügend vorhergesagt wird. Bild 6-1 stellt den Vergleich zwischen Versuchsergebnis des UHPFRC145 (B4Q-3) und den in [4] und [10] gegebenen Ansätzen dar.

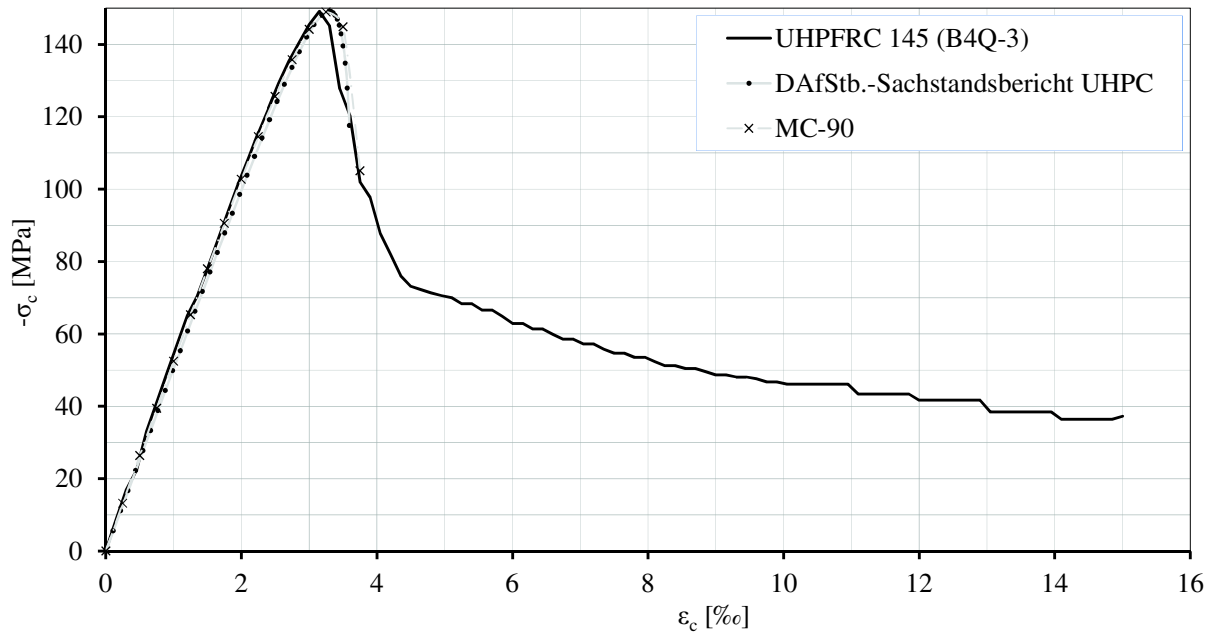


Bild 6-1: Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) mit Ansätzen aus der Literatur

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung der ultrahochfesten Betone wurde an Zylindern $\varnothing 15 \cdot 30$ cm ermittelt. Bei dieser Geometrie stellten sich auf der gesamten Länge des Versuchskörpers Bruchprozesse ein. In einem längeren Bauteil bei konstanter Beanspruchung lokalisiert sich der Bruchprozess in einem diskreten Bereich gerade dort, wo die streuende Baustofffestigkeit minimal ist. Eine allgemeingültige Beschreibung des absteigenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei zentrischem und exzentrischem Längsdruck ist wegen dieser Abhängigkeit von der Geometrie des Bauteiles nicht möglich.

Bild 6-2 zeigt die Bestimmung des Proportionalitätsfaktors k_f aus der an Zylindern bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3). Hier kam es, wie bei allen UHPFRC, zu keiner Schubbandausbildung und die Schadenszone erstreckte sich über den ganzen Körper ($l_d = 1$). Bis zum Erreichen der Druckfestigkeit ist die Energie W_{in} in Längsrissen dissipiert worden. Das für den Nachbruchbereich verbleibende Arbeitsvermögen ergibt sich aus der Energie W_{NB} , das ist die Fläche unterhalb der Spannungs-Stauchungsbeziehung bei Stauchungen zwischen ε_{c1} und ε_{cu} , und der elastischen Energie W_{el} .

Der elastische Anteil an dem Flächeninhalt der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC in Bild 6-2 bis zum Erreichen der Druckfestigkeit ergibt sich zu:

$$W_{el} = \frac{f_c^2}{2 \cdot E_c} = \frac{(150 \text{ MPa})^2}{2 \cdot 54.300 \text{ MPa}} = 207 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Der Flächeninhalt unter der Spannungs-Stauchungsbeziehung bis zum Erreichen der Druckfestigkeit wird durch numerische Integration zu 262 MPa bestimmt. Der inelastische Anteil ist:

$$W_{in} = \int_{\epsilon_{c1}}^0 \sigma_c \cdot d\epsilon - W_{el} = 262 \text{ MPa} - 207 \text{ MPa} = 55 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Der Flächeninhalt unter der Spannungs-Stauchungsbeziehung im Nachbruchbereich wird bestimmt zu:

$$W_{NB} = \int_{\epsilon_{cu}}^{\epsilon_{c1}} \sigma_c \cdot d\epsilon = 658 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Der Proportionalitätsfaktors k_f ergibt sich zu:

$$k_f = \frac{W_{NB} + W_{el}}{W_{NB}} \cdot \frac{l}{l_d} = \frac{658 \text{ MPa} + 207 \text{ MPa}}{55 \text{ MPa}} \cdot 1 = 15,7 \quad \text{Gl. 6-4}$$

Der in Bild 6-2 für den UHPFRC145 (B4Q-3) mit 1,25 Vol.-% Stahlfasern $l_f / d_f = 80$ ermittelte Proportionalitätsfaktor $k_f = 15,7$ liegt etwas oberhalb des mit dem Ansatz nach SCHUMACHER prognostizierten Wertes von:

$$k_f = 3,5 + 10 \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f = 13,5 \quad \text{Gl. 6-5}$$

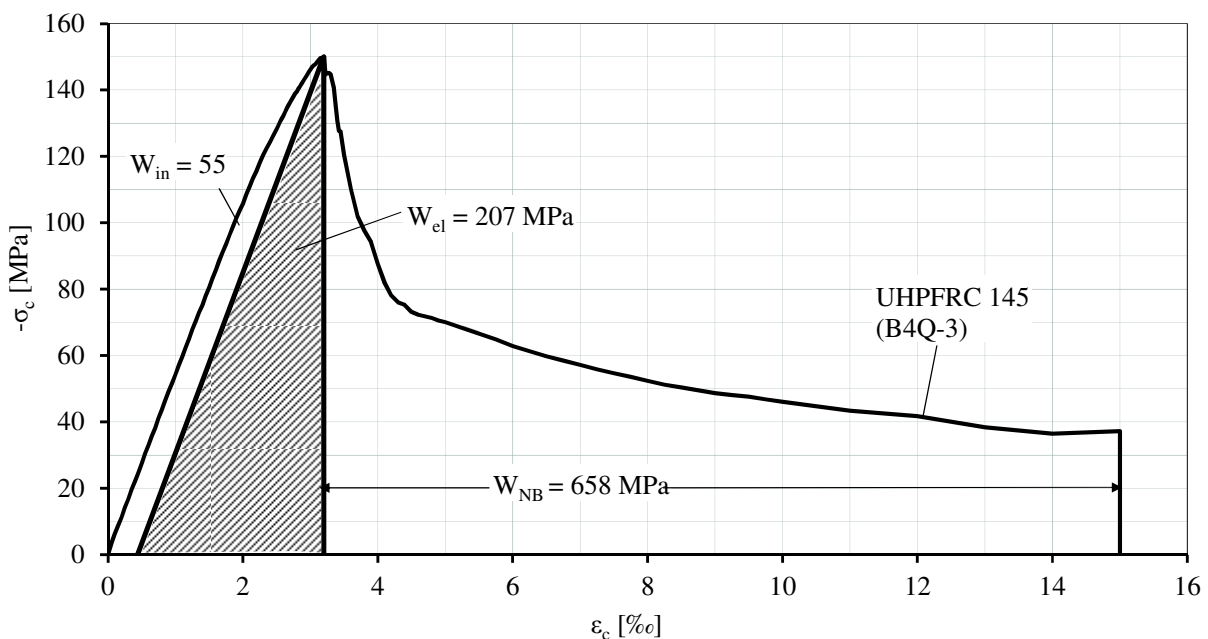


Bild 6-2: Flächen zur Bestimmung des Proportionalitätsfaktors k_f aus den Versuchsergebnissen des UHPFRC145 (B4Q-3)

Für den UHPFRC145 (B4Q-3) ergibt sich mit dem Ansatz nach [60] die in Bild 6-3 dargestellte Abschätzung. Das Nachbruchverhalten des UHPFRC wird durch das von *SCHUMACHER* auf Fasern erweiterte CDZ bei Stauchungen zwischen ϵ_{c1} und 9 ‰ deutlich überschätzt und bei größeren Stauchungen unterschätzt.

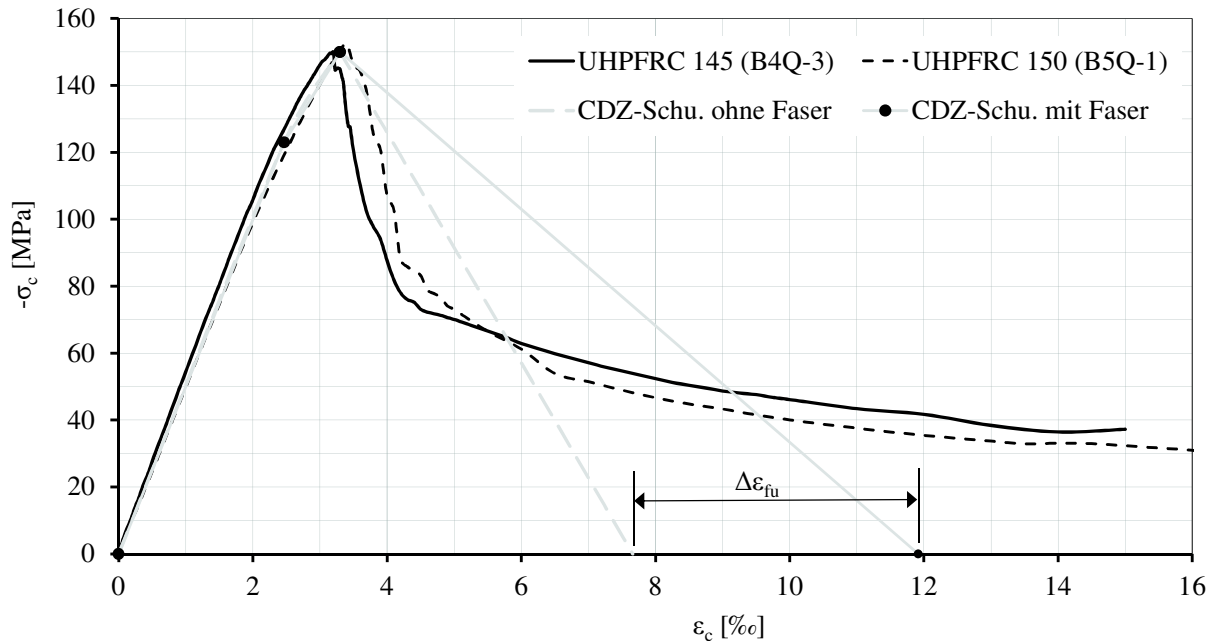


Bild 6-3: Vergleich der Spannungs-Stauchungsbeziehung zwischen Versuchsergebnissen und CDZ-Modell für verschiedene UHPFRC

Um eine Abschätzung des absteigenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC zu erhalten, wurde ein empirischer Ansatz entwickelt. Als Basis wurden die Ergebnisse der experimentell für verschiedene Faserzugaben untersuchten Varianten der Referenzbetone B4Q und B5Q des DFG-Schwerpunktprogramms SPP 1182 erfasst [26] [76] [77]. Tabelle 6-1 gibt eine Übersicht und die Tragfähigkeiten bei 1,25-, 3- und 5-facher Bruchstauchung ϵ_{c1} der untersuchten UHPFRC an. Tabelle 6-1 zeigt, dass die Varianten mit 9 und 17 mm langen Stahlfasern trotz z. T. höherer Zugabemengen geringere Nachbruchfestigkeiten erzielen.

Tabelle 6-1: Nachbruchdruckfestigkeiten der untersuchten UHPFRC

	B4Q-0	B4Q-1	B4Q-2	B4Q-3	B4Q-4	B4Q-5	B4Q-6	B4Q-7	B4Q-8	B5Q-0	B5Q-1	B5Q-2
v_f [Vol.-%]	2,47	0,5+1,5	1,50	1,25	1,00	0,5+1,0	0,25+0,25 + 1,0	0,75	1,50	2,47	1,25	1,50
l_f / d_f	9 / 0,15	15 / 0,2 30 / 0,375	30 / 0,375	30 / 0,375	30 / 0,375	15 / 0,2 30 / 0,375	9 / 0,15 15 / 0,2 30 / 0,375	30 / 0,375	17 / 0,15	9 / 0,15	30 / 0,375	17 / 0,15
$\sum v_f \cdot l_f / d_f$	1,48	1,58	1,20	1,00	0,80	0,99	1,14	0,60	1,70	1,48	1,00	1,70
f_{ck} [MPa]	163,2	144,6	146,8	150,0	148,1	152,7	147,5	152,5	157,4	158,3	149,1	157,7
ϵ_{c1} [‰]	3,39	3,45	3,13	3,20	3,10	3,44	3,41	3,40	3,40	3,45	3,40	3,40
f_c bei 1,25 ϵ_{c1}	81,6	126,7	122,4	87,7	105,8	90,9	95,9	82,5	107,2	116,1	92,6	116,6
f_c bei 3 ϵ_{c1}	37,8	57,5	59,0	47,6	47,6	32,4	39,2	36,2	29,4	43,5	39,8	44,2
f_c bei 5 ϵ_{c1}	11,9	33,0	38,9	37,3	34,2	22,3	20,6	27,2	28,0	22,1	26,8	34,0
$f_{c,1,25\epsilon} / f_{ck}$	50,0%	87,6%	83,4%	58,5%	71,4%	59,5%	65,0%	54,1%	68,1%	73,3%	62,1%	73,9%
$f_{c,3\epsilon} / f_{ck}$	23,2%	45,4%	48,2%	54,3%	45,0%	35,7%	40,9%	43,9%	27,4%	37,5%	43,0%	37,9%
$f_{c,5\epsilon} / f_{ck}$	7,3%	22,8%	26,5%	24,8%	23,1%	14,6%	14,0%	17,8%	17,8%	14,0%	18,0%	21,5%
$f_{c,1,25\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$	33,8%	55,6%	69,5%	58,5%	89,3%	60,3%	57,2%	90,2%	40,1%	49,5%	62,1%	43,5%
$f_{c,3\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$	15,6%	25,2%	33,5%	31,7%	40,2%	21,5%	23,4%	39,6%	11,0%	18,5%	26,7%	16,5%
$f_{c,5\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$	4,9%	14,5%	22,1%	24,8%	28,8%	14,8%	12,3%	29,7%	10,5%	9,4%	18,0%	12,7%
$f_{c,1,25\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$			69,5%	58,5%	89,3%			90,2%			62,1%	
$f_{c,3\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$			33,5%	31,7%	40,2%			39,6%			26,7%	
$f_{c,5\epsilon} / (f_{ck} \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f)$			22,1%	24,8%	28,8%			29,7%			18,0%	

Für die Tragfähigkeit von UHPFRC im Nachbruchbereich werden auf Basis der in Tabelle 6-1 dargestellten Ergebnisse die folgenden unteren Schranken vorgeschlagen:

$$f_{c,1,25 \epsilon_{c1}} \approx 35 \% \cdot \sum v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$f_{c,3 \epsilon_{c1}} \approx 16 \% \cdot \sum v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-7}$$

$$f_{c,5 \epsilon_{c1}} \approx 5 \% \cdot \sum v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-8}$$

Bild 6-4 zeigt den Vergleich zwischen den rechnerisch bestimmten Druckfestigkeiten $f_{c,cal}$ im Nachbruchbereich mit den im Versuch ermittelten Werten $f_{c,exp}$.

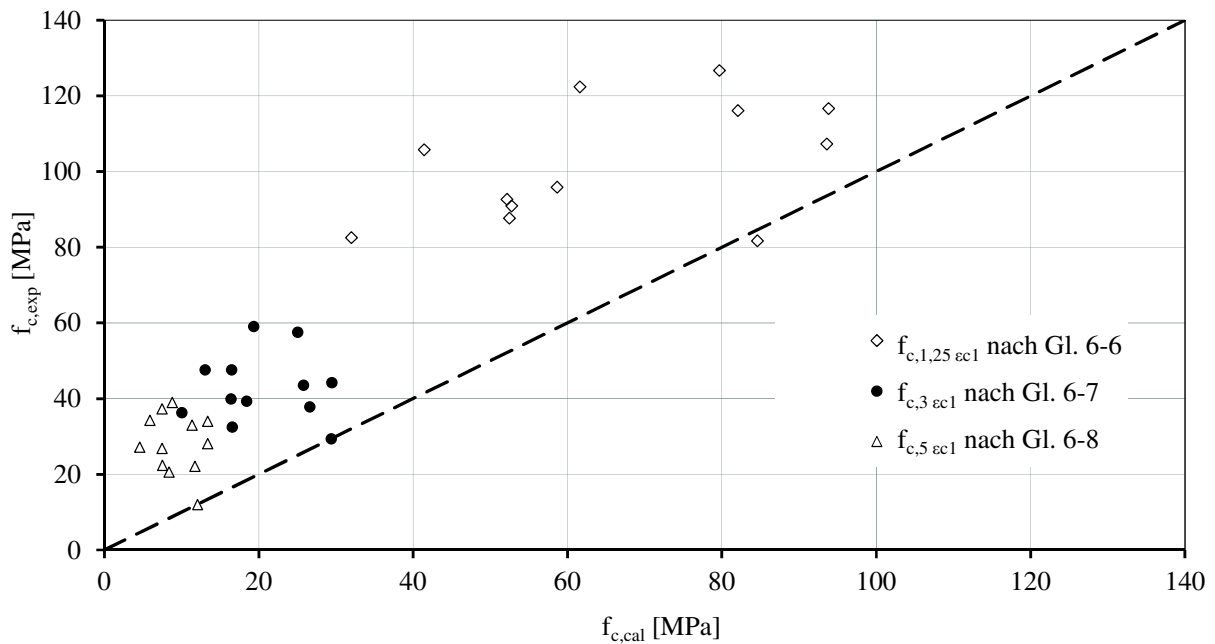


Bild 6-4: Vergleich der Nachbruchfestigkeiten nach den Gleichungen 6-6 bis 6-8 mit den experimentell bestimmten Werten

Wertet man Tabelle 6-1 nur für die UHPFRC mit 30 mm langen Stahlfasern aus, ergeben sich die folgenden Abschätzungen:

$$f_{c,1,25 \varepsilon_{c1}} \approx 60 \% \cdot \Sigma v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-9}$$

$$f_{c,3 \varepsilon_{c1}} \approx 27 \% \cdot \Sigma v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-10}$$

$$f_{c,5 \varepsilon_{c1}} \approx 20 \% \cdot \Sigma v_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad \text{Gl. 6-11}$$

Der Vergleich zwischen den mit diesen Gleichungen rechnerisch bestimmten Nachbruchfestigkeiten und den Werten aus den Experimenten in Bild 6-5 zeigt, dass mit diesem Ansatz eine bessere Abschätzung gelingt.

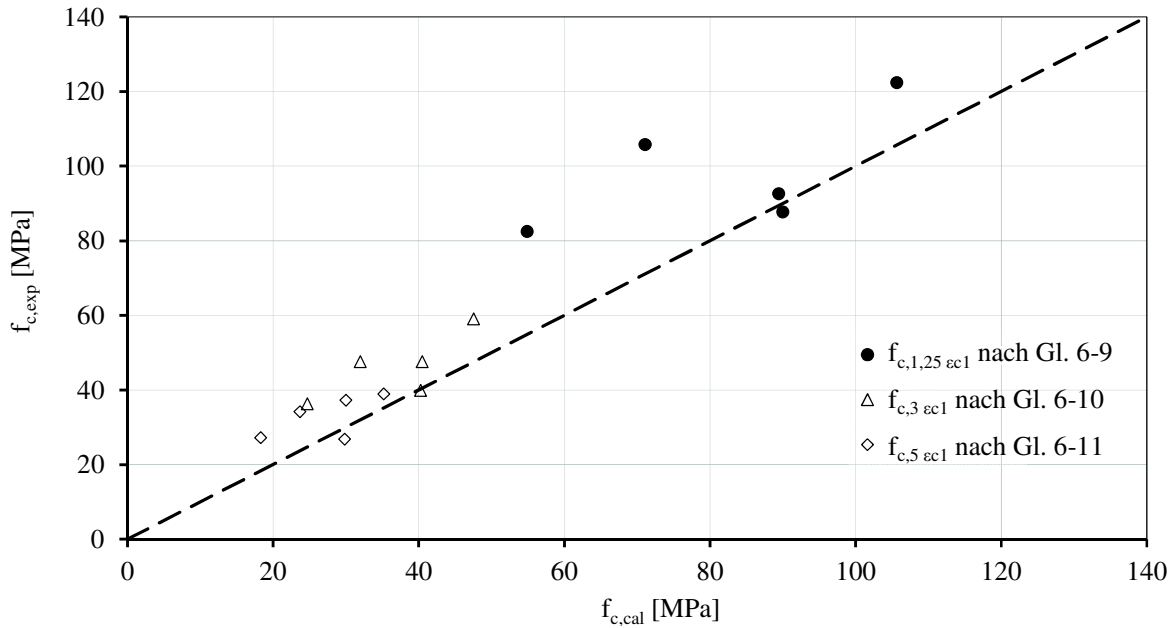


Bild 6-5: Vergleich der Nachbruchfestigkeiten nach den Gleichungen 6-9 bis 6-11 mit den experimentell bestimmten Werten

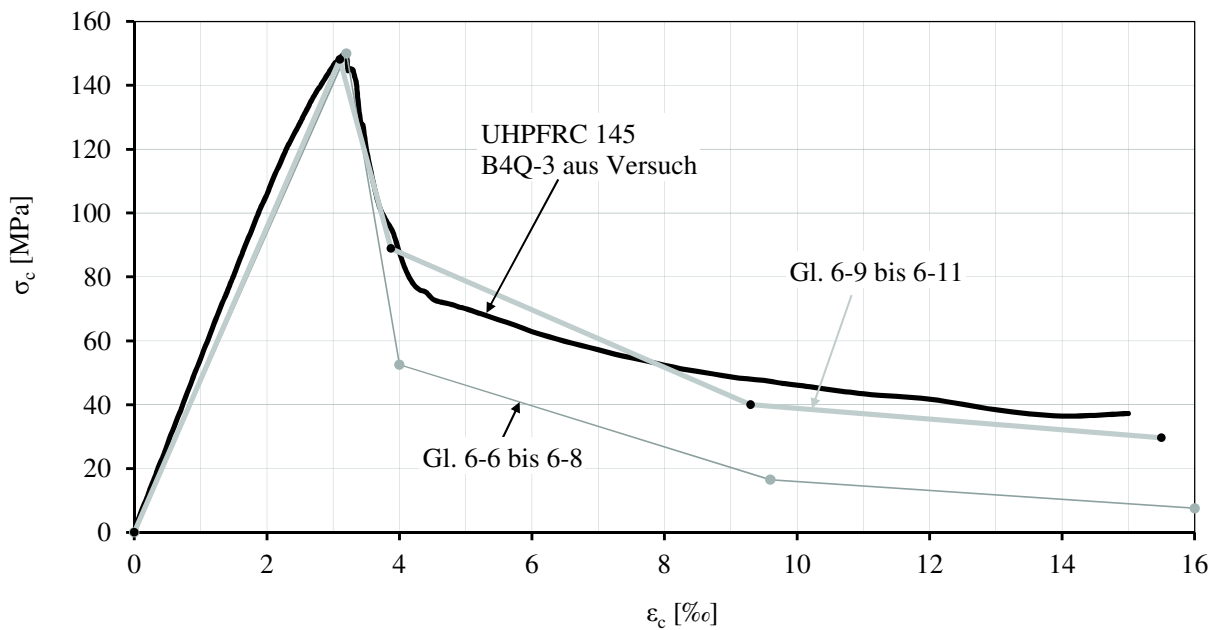


Bild 6-6: Vergleich der gemessenen Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) mit den eigenen Ansätzen (Gleichungen 6-5 bis 6-10)

Alternativ zu dieser empirischen Formulierung wird in [23] über einen Ansatz berichtet, bei dem die Spannungs-Stauchungsbeziehung im Druckbereich einschließlich des Nachbruchbereiches aus den charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten der UHPFRC bestimmt werden kann (Bild 6-7).

Punkt i	$\varepsilon_{ci} / \varepsilon_{c1}$	f_{ci} / f_{c1}
1	$1 - \frac{5 \cdot f^f_{cf1k.L1}}{f_{c1}}$	$1 - \frac{2,5 \cdot f^f_{cf1k.L1}}{f_{c1}}$
2	1	1
3	$1 + \frac{0,15 \cdot f^f_{cf1k.L1}}{\varepsilon_{c1}}$	$0,035 \cdot f^f_{cf1k.L2} + 0,5$
4	2,5	$(0,035 \cdot f^f_{cf1k.L2} + 0,5) \cdot \frac{\varepsilon_{c1} + 0,15 \cdot f^f_{cf1k.L1}}{2,5 \cdot \varepsilon_{c1}}$
5	5,0	$(0,035 \cdot f^f_{cf1k.L2} + 0,5) \cdot \frac{\varepsilon_{c1} + 0,15 \cdot f^f_{cf1k.L1}}{5 \cdot \varepsilon_{c1}}$

Bild 6-7: Multilinearer Ansatz für die Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC als Funktion der charakteristischen Nachrisszugfestigkeiten [23]

Der Vergleich mit dem experimentell bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) in Bild 6-8 zeigt eine gute Übereinstimmung des Ansatzes nach [23] bis zum Erreichen der Druckfestigkeit. Die Tragfähigkeit dieses UHPFRC im Nachbruchbereich wird dagegen überschätzt.

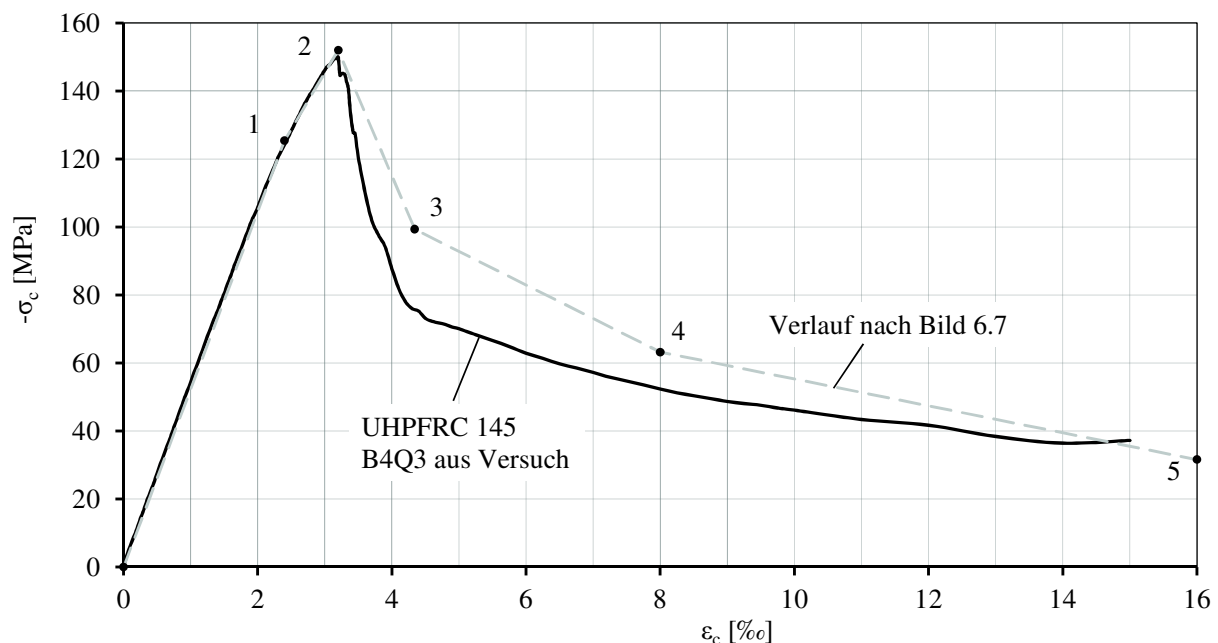


Bild 6-8: Vergleich der gemessenen Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPFRC145 (B4Q-3) mit dem Ansatz nach [23]

6.3 Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei dreiaxigem Spannungszustand (Längsdruck / Querdruck)

Im Kernbereich der UHPFRC-Stützen wird durch eine verstärkte Bügelbewehrung ein mehrachsiger Spannungszustand aktiviert.

Im Abschnitt 4.4 wurde die Spannungs-Stauchungsbeziehung der UHPFRC im umschnürten Kern der UHPFRC-Stützen aus den Versuchen zurückgerechnet. Wie der Vergleich in Bild 6-9 zwischen dem aus dem Versuch der UHPFRC-Stütze S2 abgeleiteten Verlauf (Bild 4-9) und dem nach DIN EN 1992-1-1 [15] für Betone bis C 100/115 gegebenen Ansatz bei mehraxialem Druck zeigt, überschätzt dieser Ansatz die Erhöhung von Druckfestigkeit und Bruchstauchung bei UHPFRC-Stützen durch Umschnürung deutlich. In diesem Vergleich wurde der Querdruck mit der Streckgrenze der Bügel ermittelt. Die numerischen Berechnungen für UHPFRC-Stütze S2 (Bild 5-21) ergab aber bei Erreichen der Höchstlast nur Bügelspannungen von ca. 260 MPa (47 % f_{yk}). Die Bügel erreichten erst mit dem Überschreiten der Höchstlast, bei Zusatzstauchungen der Stütze in Längsrichtung von ca. 1,0 ‰, die Streckgrenze.

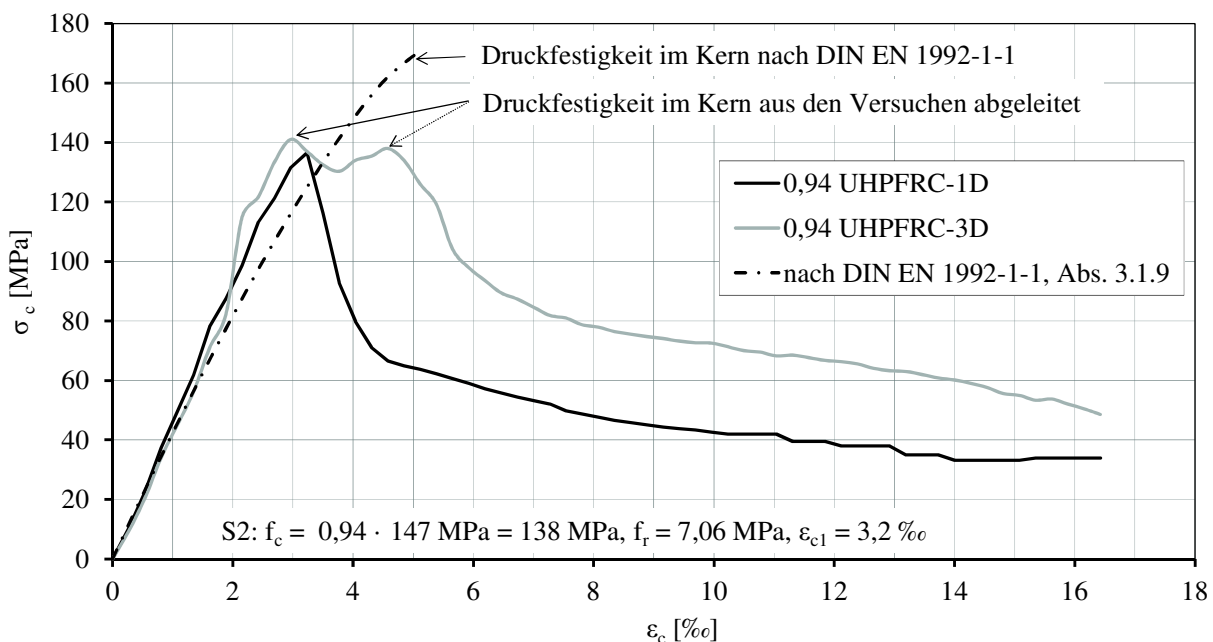


Bild 6-9: Vergleich der aus den Versuchen zurückgerechneten Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3) im umschnürten Kern der UHPFRC-Stütze S2 mit dem Ansatz aus DIN EN 1992-1-1 [15]

Da Angaben zur analytischen Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei dreiaxigem Druck noch nicht vorliegen, wird im Folgenden das von MEYER [45] und SINT [65] auf Basis des Compression Damage Zone Models (CDZ) von MARKESET [44] für bügelbewehrte normal- und hochfeste Betone entwickelte Verfahren

auf umschnürte UHPFRC erweitert. Zur Validierung des Modells werden die UHPC- bzw. UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 nachgerechnet.

Die Auswertung der eigenen Versuche zeigt, dass der beim Modell nach *MEYER* bestimmte horizontale Verlauf der Spannungs-Stauchungsbeziehung (Bild 6-10, links) mit einer im Nachbruchbereich konstanten Verschiebung der Spannungs-Stauchungsbeziehung um den Betrag $\Delta\varepsilon_w$ nicht mit dem im Versuch bestimmten Verlauf übereinstimmt. Die z. B. im Graph „ $\Delta\sigma$ - ε -3D“ in Bild 4-9 für UHPFRC-Stütze S2 dargestellte Umschnürungswirkung steigt auf einer mit der Bruchstauchung ε_{c1} beginnenden Gerade auf den nach ca. $\Delta\varepsilon \approx -1,3\text{‰}$ erreichten Maximalwert an und steht nicht, wie bei *MEYER* unterstellt, unmittelbar mit dem Erreichen der Druckfestigkeit zur Verfügung.

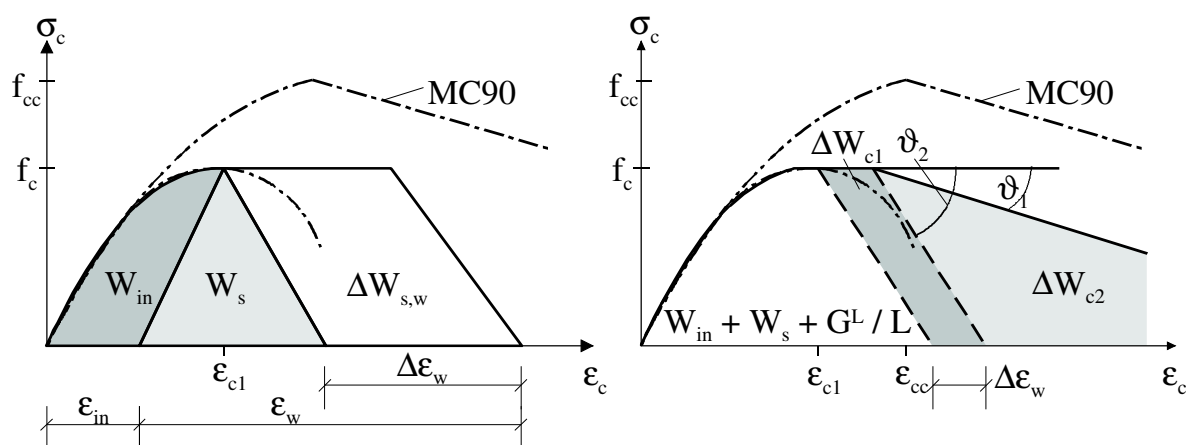


Bild 6-10: Spannungs-Stauchungsbeziehung für einen Körper mit Bügelbewehrung bei reinem Separationsversagen nach MEYER (links) und SINT (rechts)

Da die für die Beschreibung von *SINT* [65] erforderlichen Angaben der Querdehnungen des umschnürten UHPFRC bei Erreichen der Druckfestigkeit noch nicht vorliegen, wird in dieser Arbeit deshalb folgender Ansatz entwickelt:

- Die Wirkung der Stahlfasern auf den Nachbruchbereich werden mit dem im Abschnitt 6.2 entwickeltem trilinearen Ansatz (Gleichungen 6-4 bis 6-9) oder direkt durch Verwendung der im Versuch bestimmten Verläufe berücksichtigt.
- Eine signifikante Erhöhung der Tragfähigkeit durch Umschnürung konnte bei den untersuchten UHPFRC-Stützen nicht festgestellt werden und wird deshalb nicht angesetzt ($f_c = f_{cc}$).
- Die Wirkung der Umschnürung auf den Verlauf des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird, wie in Bild 6-11 dargestellt, mit einer mit dem Erreichen der Bruchstauchung ε_{c1} einsetzenden bilinearen Verschiebung der einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehung um die Beträge $\Delta\varepsilon_{w1}$ bei $\varepsilon_{a1} = \varepsilon_{c1} + \Delta\varepsilon_c$ und $\Delta\varepsilon_{w2}$ bei $\varepsilon_{a2} = 3 \cdot \varepsilon_{c1}$ berücksichtigt. Für die Aktivierung der Bügel im Nach-

bruchbereich bis zur Stauchung ε_{a1} wird eine Zusatzstauchung $\Delta\varepsilon_c = 1,5 \text{ ‰}$ angenommen.

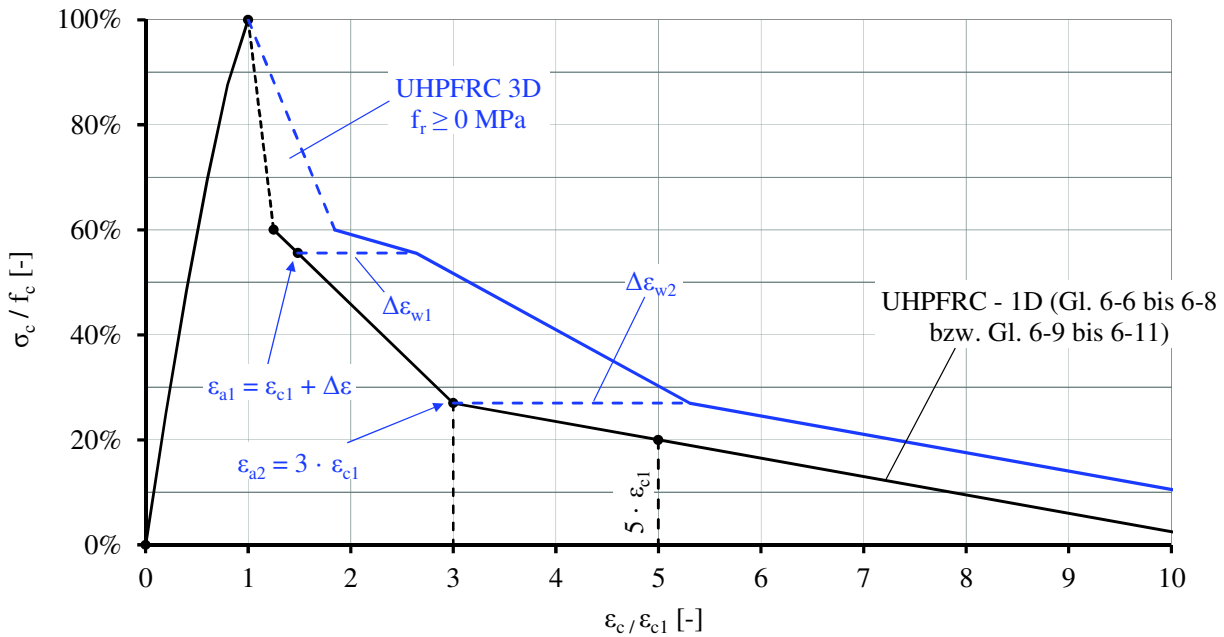


Bild 6-11: Eigener Ansatzes der Spannungs-Stauchungsbeziehung für bügelbewehrte UHPFRC-Stützen

Die Wirkung der Bügel auf den Kern kann dabei wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta G_w = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{b_c} \cdot (0,16 \text{ mm} - 0,015 \text{ mm}) \quad \text{Gl. 6-12}$$

$$\Delta G_w = f_r \cdot 0,145 \text{ mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{w1} = \frac{\Delta G_w}{r \cdot f_{ck}} = \frac{\Delta G_w}{1,25 \text{ mm} \cdot f_{ck}} = \frac{0,145 \cdot f_r}{1,25 \cdot f_{ck}} \quad \text{Gl. 6-13}$$

$$\Delta\varepsilon_{w2} = 2 \cdot \Delta\varepsilon_{w1} \quad \text{Gl. 6-14}$$

Die Werte 0,16 mm, 0,015 mm und $r = 1,25 \text{ mm}$ in den Gleichungen 6-11 und 6-12 wurden von MEYER [45] für NSC angegeben und wurden mit den aus den eigenen Versuchen bestimmten Kurven für die untersuchten UHPFRC bestätigt.

6.4 Ansatz zur Beschreibung des Tragverhaltens der Längsbewehrung

Das Trag- und Verformungsverhalten der Längsbewehrung in gedrückten Stahlbetonquerschnitten wird durch den umgebenden Beton beeinflusst. Bis zum Abplatzen der Betondeckung ist die Längsbewehrung kontinuierlich durch die Betondeckung gebettet. In dieser Phase besteht der Beitrag der Bügel an der Knicksicherung der Längsbewehrung

nur in der diskreten Versteifung der Bettung im Bereich der Bügel. Die Normalkrafttragfähigkeit der Längsbewehrung wird dadurch nicht erhöht.

Mit dem Abplatzen der Betondeckung fällt die kontinuierliche stützende Wirkung der Betondeckung weg und das statische System der Längsbewehrung ändert sich zu einem Stab, der an diskreten Punkten durch die Bügel in Querrichtung gehalten wird. Da die Längsbewehrung bei diesen Stauchungen bis zur plastischen Quetschlast N_{pl} ausgelastet ist, reduziert sich die verbleibende Biegesteifigkeit und somit die Knicklast erheblich.

Das mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit in der Fuge „Betondeckung / Kernbeton“ eintretende Abplatzen der Betondeckung wird durch verschiedene Mechanismen begünstigt:

- Die Betonzugfestigkeit wird bei Interaktion mit Längsdruck reduziert, für NSC z. B. auf einen Wert von nur 55 % der einachsigen Zugfestigkeit f_{ct} [13].
- Das Bewehrungsnetz wirkt sich ungünstig auf die Tragfähigkeit des Querschnitts und die Betongüte in der Kontaktzone („Wandwirkung“) aus.
- Die Außenschale wird in Querrichtung durch nach außen gerichtete Abtriebskräfte infolge nicht perfekt gerader Längsbewehrung beansprucht (Bild 6-12). Diese Abtriebskraft wird durch die Querbewegungen des Betons verstärkt (Bild 6-13).
- Die Dehnung des Kernes in Querrichtung ist in der Bügelebene kleiner als im Bereich zwischen den Bügeln (Bild 6-14). Die starre Außenschale kann diese ungleichen Verschiebungen nicht durch Verformung ausgleichen und die Fuge „Betondeckung / Kernbeton“ wird auf Zug beansprucht.

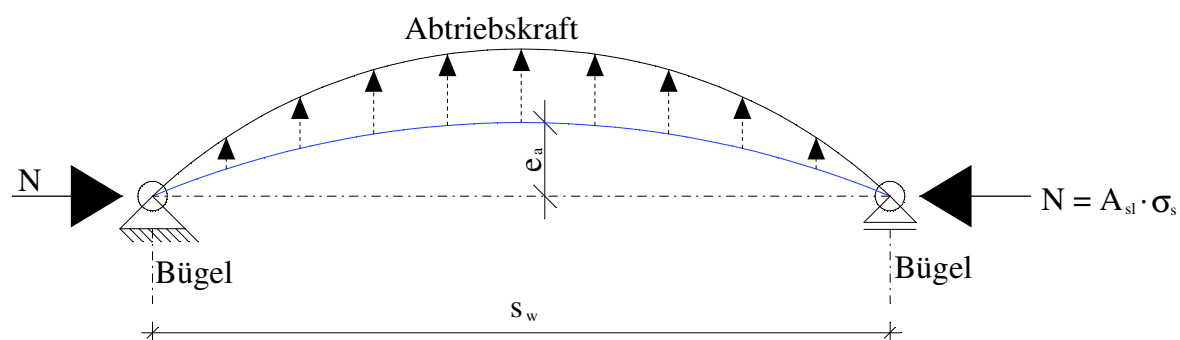


Bild 6-12: Abtriebskraft aus Imperfektion der Längsbewehrung

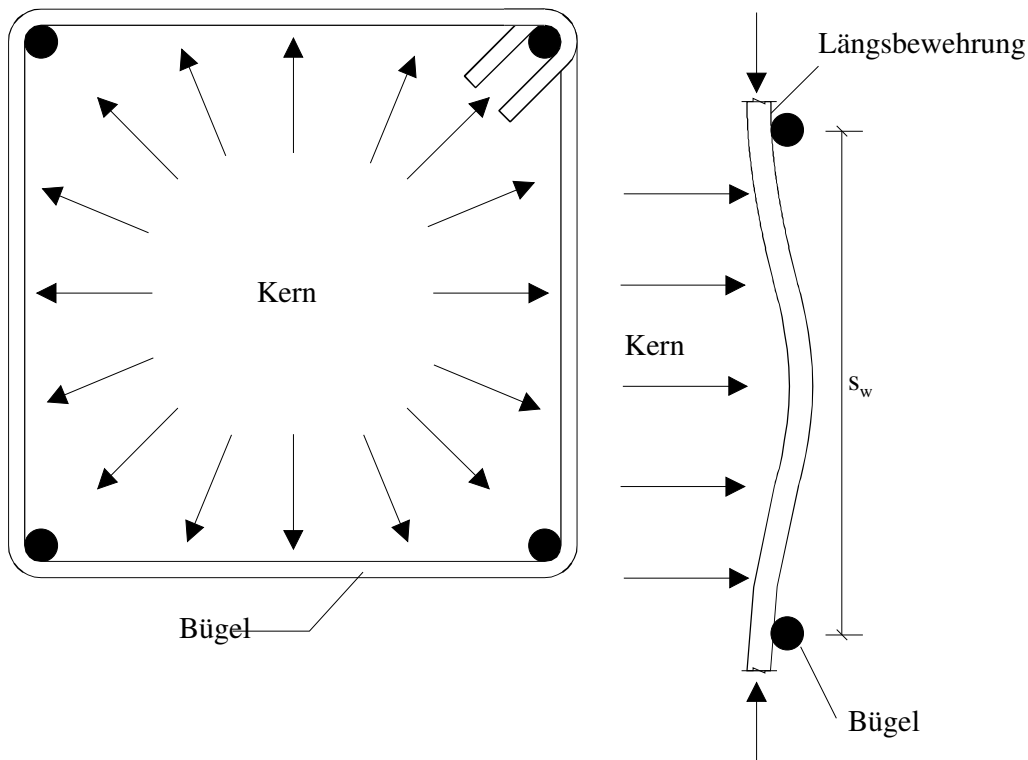


Bild 6-13: Querbeanspruchung der Längsbewehrung durch den aus Querdehnung nach außen drängenden Beton [29]

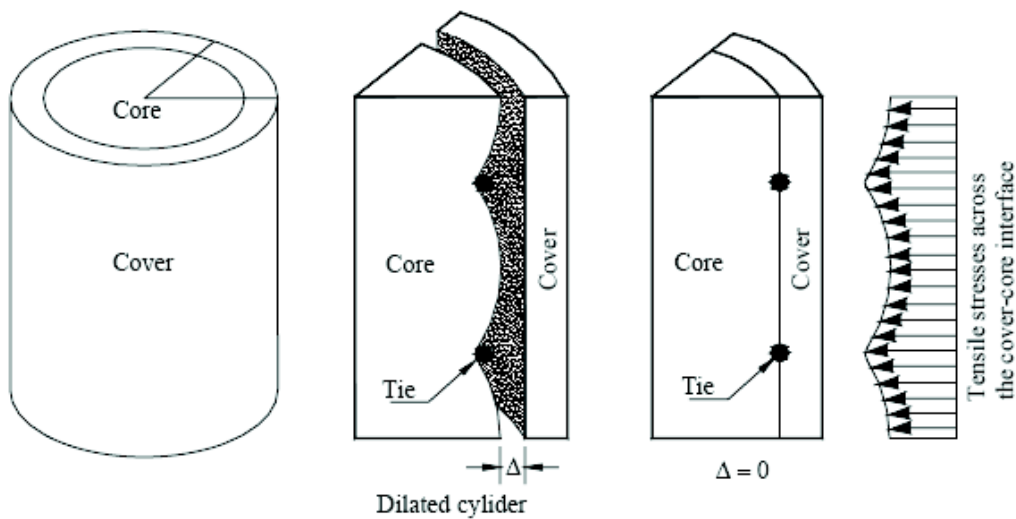


Bild 6-14: Schalenablösen infolge ungleicher Querdehnung des Kernes [29]

Die Längsbewehrung hat bei dem zum Abplatzen zugehörigen Stauchungen der UHPFRC-Stützen die zentrische Quetschlast $N_{pl} = A_{sl} \cdot f_{yk}$ erreicht oder erreicht sie mit dem Erreichen der Höchstlast der UHPFRC-Stütze. Der Stab verfügt bei Ausschöpfung der Quetschlast N_{pl} über keine gegen das Ausknicken wirkende Biegetragfähigkeit. Wird nun der Stab, durch eigene Imperfektion oder durch Querbewegungen des Betons, in Querrichtung auf Biegung beansprucht, sinkt seine Normalkrafttragfähigkeit. Die Längsbewehrung knickt dann aus, wenn die den Stab kontinuierlich bettende Betondeckung ab-

platzt. An den in Querrichtung verbleibenden Auflagern (Bügel) sowie in der Mitte zwischen diesen, bilden sich Fließgelenke aus (Bild 6-15). Die Normalkrafttragfähigkeit des Stabes fällt stark ab. Die in Bild 6-15 dargestellte Größe $\Delta l_{z,1}$ stellt die Verkürzung des Stabes bis zum eintretenden Ausknicken der Längsbewehrung dar.

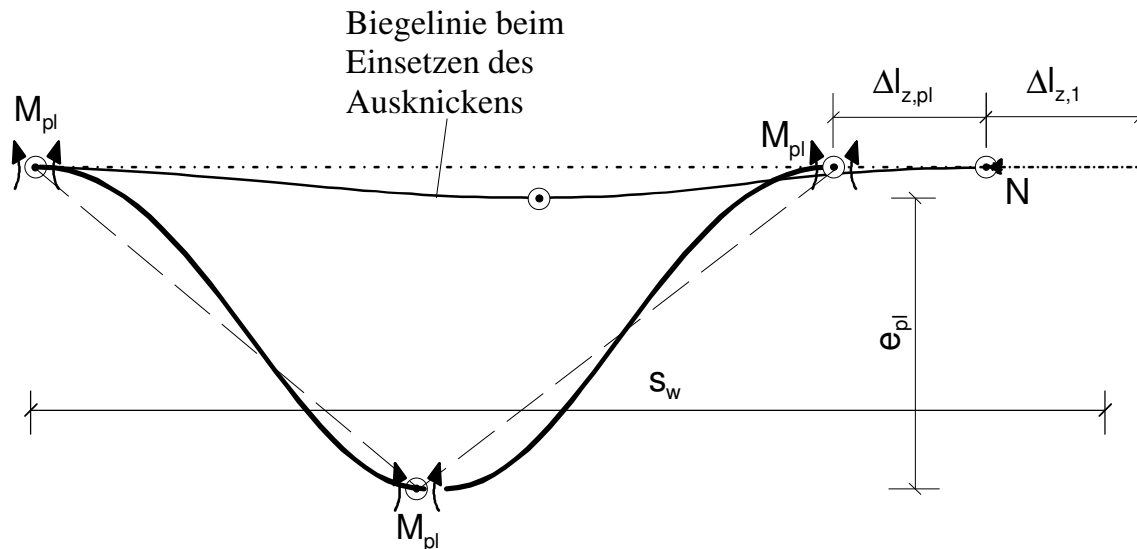


Bild 6-15: Überkritisches Knicken eines Betonstabes zwischen den Bügeln [56]

Für größere Wege $\Delta l_{z,pl}$ kommt es zu einer weiteren Auslenkung des Stabes um den Wert e_{pl} . Die verbleibende Tragfähigkeit der Längsbewehrung ergibt sich aus der Interaktion von Normalkraft und Biegemoment in den Fließgelenken. Für nach dem Abplatzen der Betondeckung aufgebraute Stauchungen $\Delta \epsilon_s$ kann der Stab nur die bei Berücksichtigung der Biegebeanspruchung verbleibende Normalkraft ertragen.

Für einen Stab $\varnothing 28$ mm aus B500 (mit bilinearem Werkstoffgesetz, $f_{yk} = 500$ MPa, $E_s = 200$ GPa) ergibt sich rechnerisch das in Bild 6-16 dargestellte M/N-Interaktionsdiagramm.

Für Kreisquerschnitte mit einer bilinearen, ideal elastisch-plastischen Spannungs-Stauchungsbeziehung, wie z. B. dem Betonstahl B500, kann die Interaktion M/N, wie der Vergleich in Bild 6-16 zeigt, durch folgende Interaktionsbeziehung abgeschätzt werden:

$$\left(\frac{N}{N_{pl}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M}{M_{pl}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad \text{Gl. 6-15}$$

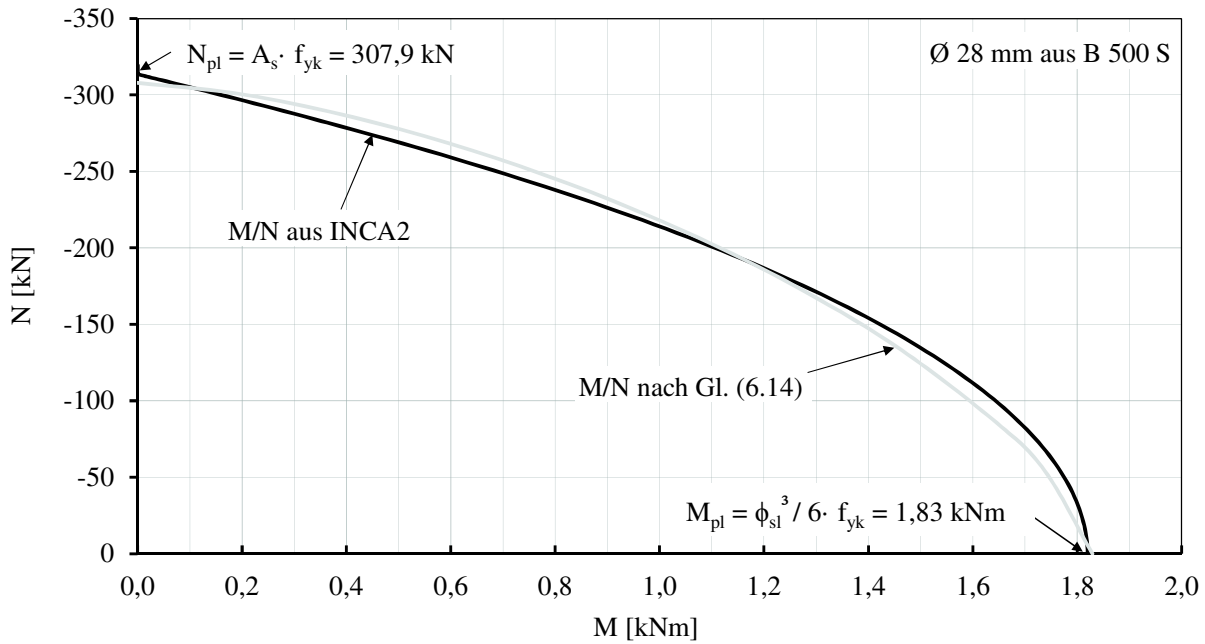


Bild 6-16: M / N-Interaktionsdiagramm Betonstahl Ø 28 mm aus B500

Die horizontale Auslenkung e_{pl} ist mit der vertikalen Auslenkung $\Delta l_{z,pl}$, wie in Bild 6-15 dargestellt, verknüpft:

$$\Delta l_{z,pl} \approx \frac{e_{pl}}{2} \tag{Gl. 6-16}$$

Die Zusatzstauchung des zwischen den Bügeln ausknickenden Stabes $\Delta \varepsilon_s$ ergibt sich zu:

$$\Delta \varepsilon_s \approx \frac{\Delta l_{z,pl}}{s_w} \tag{Gl. 6-17}$$

Die Tragfähigkeit N des Bewehrungsstabes sinkt mit zunehmender Biegebeanspruchung ($M = N \cdot e$). Bild 6-17 zeigt die mit den Gleichungen 6-14 bis 6-17 ermittelte Abminderung der Tragfähigkeit der Längsbewehrung durch Ausknicken für verschiedene Bügelabstände. Für einen Stabstahl Ø 28 mm aus B500 mit Bügelabstand $s_w = 336 \text{ mm}$ ($s_w / \phi_{sl} = 12$) knickt der Stab bei einer Zusatzstauchung nach dem Abplatzen des Betons von z. B. $\Delta \varepsilon_s = 25 \text{ ‰}$ um $e_{pl} = 2 \cdot \Delta \varepsilon_s \cdot s_w = 16,8 \text{ mm}$ aus ($\Delta l_{z,pl} = 8,4 \text{ mm}$). Die noch verbleibende Tragfähigkeit als Normalspannung in der Stabachse beträgt nach Bild 6-17 $\sigma_{s,II} = 160 \text{ MPa}$ (32 % von f_{yk}).

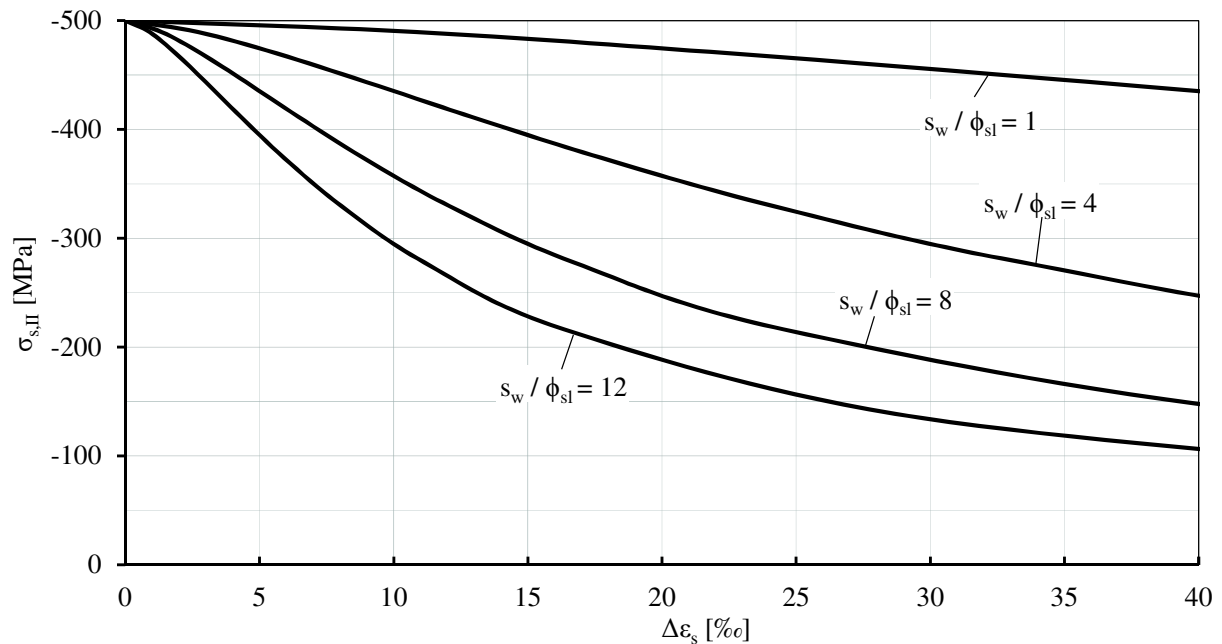


Bild 6-17: Abminderung der Tragfähigkeit der Längsbewehrung durch Ausknicken

Bild 6-18 stellt eine an die Ergebnisse angenäherte Trendkurve der Spannungs-Stauchungsbeziehung des B500 bei Berücksichtigung des Ausknickens dar.

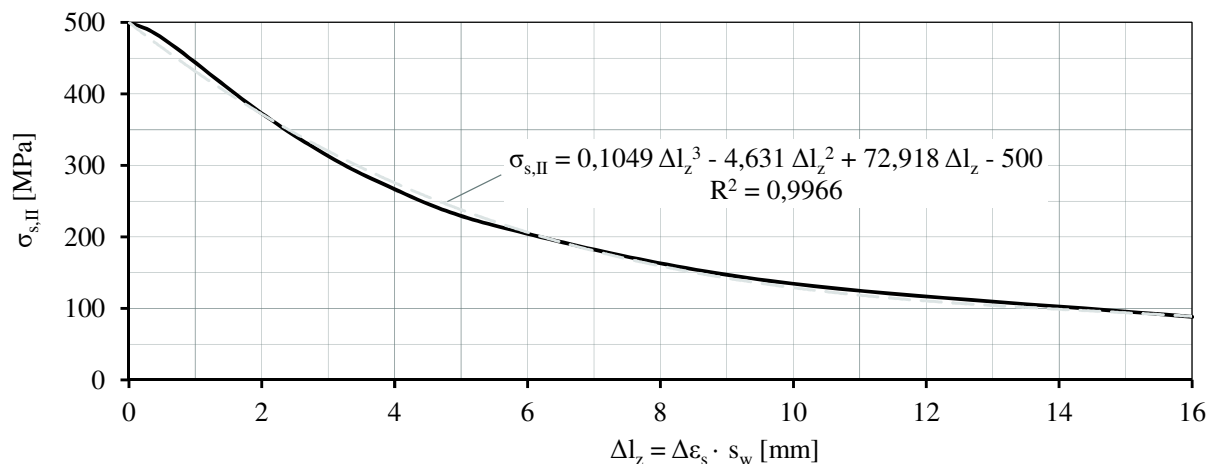


Bild 6-18: Trendkurve der Spannungs-Verkürzungsbeziehung eines ausknickenden Betonstahles aus B500

Für einen Betonstahl B500 ($f_{yk} = 500$ MPa) kann der Verlauf der bei Berücksichtigung des Ausknickens noch aufnehmbaren Spannung $\sigma_{s,II}$ nach Bild 6-18 mit Gleichung 6-17 abgeschätzt werden:

$$\sigma_{s,II} = 0,1049 \cdot \Delta l_z^3 - 4,631 \cdot \Delta l_z^2 + 72,918 \cdot \Delta l_z - 500 \quad \text{Gl. 6-18}$$

Mit

$$\Delta l_z \approx \Delta \varepsilon_s \cdot s_w \quad \text{Gl. 6-19}$$

Hierin sind:

$\Delta\varepsilon_s$: Zusatzstauchung nach dem Ausknicken (positiv) [‰] und

s_w : Bügelabstand [mm]

Bild 6-19 stellt den Verlauf der auf die Stauchgrenze bezogenen Spannung σ_s kreisrunder Bewehrungsstäbe für Zusatzstauchungen $\Delta\varepsilon_s$ nach dem Ausknicken dar. Der in Bild 6-19 dargestellte Verlauf ist für alle Kreisquerschnitte aus Stahl mit ideal elastisch-plastischem Werkstoffgesetz gültig.

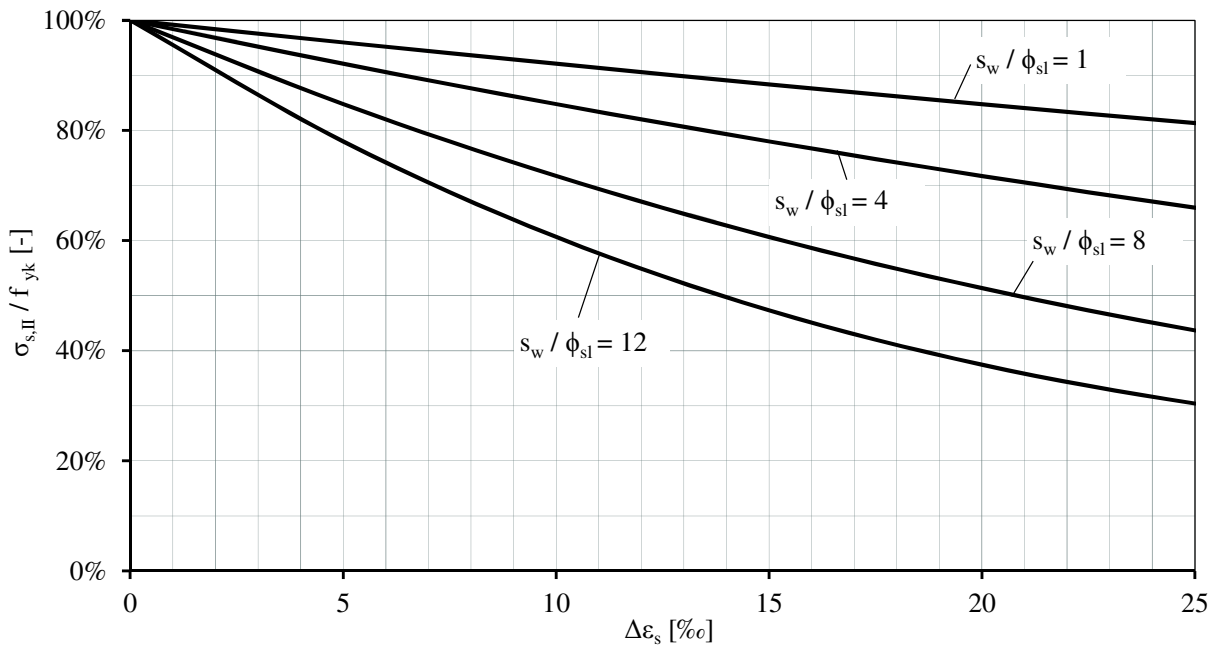


Bild 6-19: Bezogene Spannung $\sigma_{s,II} / f_{yk}$ eines ausgeknickten Betonstahls

Der Verlauf der Spannungs-Stauchungsbeziehung ($\sigma_{s,II} - \Delta\varepsilon_s$) eines ausgeknickten Betonstahls aus S670 ($f_{yk} = 670$ MPa) kann mit Gleichung 6-19 abgeschätzt werden:

$$\sigma_{s,II} = 0,1406 \cdot \Delta l_z^3 - 6,206 \cdot \Delta l_z^2 + 97,71 \cdot \Delta l_z - 670 \quad \text{Gl. 6-20}$$

6.5 Validierung des Ingenieurmodells

Das zuvor entwickelte Ingenieurmodell wurde durch Nachrechnung der zentrisch gedrückten bügelbewehrten UHPFRC-Stützen validiert.

Zur Anpassung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC an die Bauteilfestigkeit wird die zu einer Stauchung ε_c zugehörige Spannung σ_c mit einem konstanten Bauteilfaktor α_1 , der im Abschnitt 4.2 für die jeweilige Höchstlast der Stütze bestimmt wurde, abgemindert. Für die UHPFRC-Stütze S1 ergibt sich bezogen auf f_{cm} ein Bauteilfaktor von $\alpha_{1(fc_m)} = 0,93$. Die mittlere Druckfestigkeit des bei der UHPFRC-Stütze S1 einge-

setzten UHPFRC145 (B4Q-3) wurde zu $f_{cm} = 152 \text{ MPa}$ bei einer Stauchung $\varepsilon_{c1} = 2,9 \text{ ‰}$ ermittelt.

Der Traganteil des UHPFRC der Betondeckung wird mit den einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehungen nach den Gleichungen 4-3 ($k = 1,3$) und 6-8 bis 6-10 abgebildet. Für Stauchungen oberhalb von $5 \cdot \varepsilon_{c1} = 14,5 \text{ ‰}$ wurde eine konstante Entfestigung mit der Neigung des Abschnittes $3 \cdot \varepsilon_{c1}$ bis $5 \cdot \varepsilon_{c1}$ angenommen.

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung des umschnürten Betons wird durch die in Bild 6-11 dargestellte Modifikation der Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten Betons nach den Gleichungen 6-11 und 6-12 berücksichtigt. Für die UHPFRC-Stütze S1 mit Hauptbügeln $\varnothing 8 \text{ mm} / 8,4 \text{ cm}$ in B500 ($f_y = 560 \text{ MPa}$) ergibt sich:

$$f_r = \frac{a_{sw} \cdot f_{yw}}{b_c} = \frac{2 \cdot 0,50 \text{ cm}^2}{0,084 \text{ m}} \cdot 560 \text{ MPa} = 4,14 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 6-21}$$

$$\Delta G_w = f_r \cdot 0,145 \text{ mm} = 4,14 \text{ MPa} \cdot 0,145 \text{ mm} = 0,597 \text{ MN/mm} \quad \text{Gl. 6-22}$$

$$\Delta \varepsilon_{w1} = \frac{\Delta G_w}{r \cdot f_{cm}} = \frac{0,597 \text{ MN/mm}}{1,25 \text{ mm} \cdot 152 \text{ MPa}} = 3,17 \text{ ‰} \quad \text{Gl. 6-23}$$

$$\Delta \varepsilon_{w2} = 2 \cdot \Delta \varepsilon_{w1} = 2 \cdot 3,17 \text{ ‰} = 6,34 \text{ ‰} \quad \text{Gl. 6-24}$$

Der Verlauf der Zusatzstauchungen $\Delta \varepsilon_{w1}$ und $\Delta \varepsilon_{w2}$ zur rechnerischen Verschiebung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC infolge einer Umschnürungsspannung von $f_r = 4,14 \text{ MPa}$ bei UHPFRC-Stütze S1 ist in Bild 6-20 dargestellt.

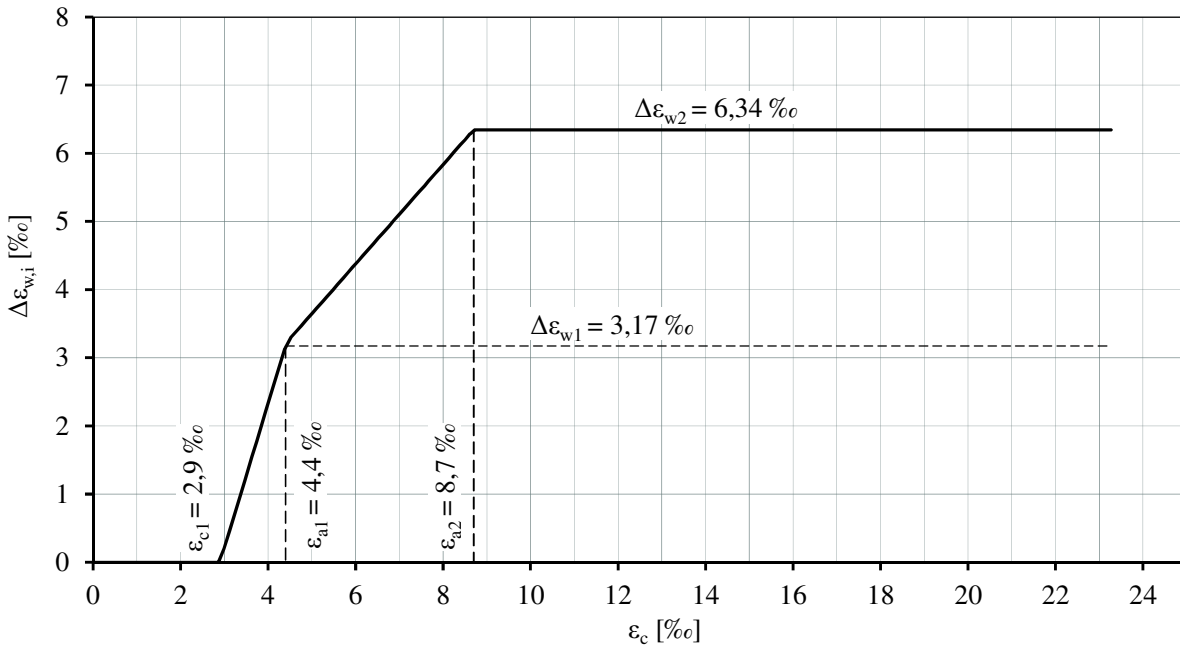


Bild 6-20: Verlauf der rechnerisch ermittelten Zusatzstauchungen $\Delta\varepsilon_{w1}$ und $\Delta\varepsilon_{w2}$ zur Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S1

Bild 6-21 stellt die rechnerisch mit dem eigenen Modell ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC der Betondeckung nach Gleichung 6-8 bis 6-10 für (Graph UHPFRC145 - 1D) und die Spannungs-Stauchungsbeziehung nach Gleichung 6-11 bis 6-13 des im Nachbruchbereich mit einer Umschnürungsspannung von $f_r = 4,14$ MPa umschnürten Kernbetons (Graph UHPFRC145 - 3D) für die Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S1 dar.

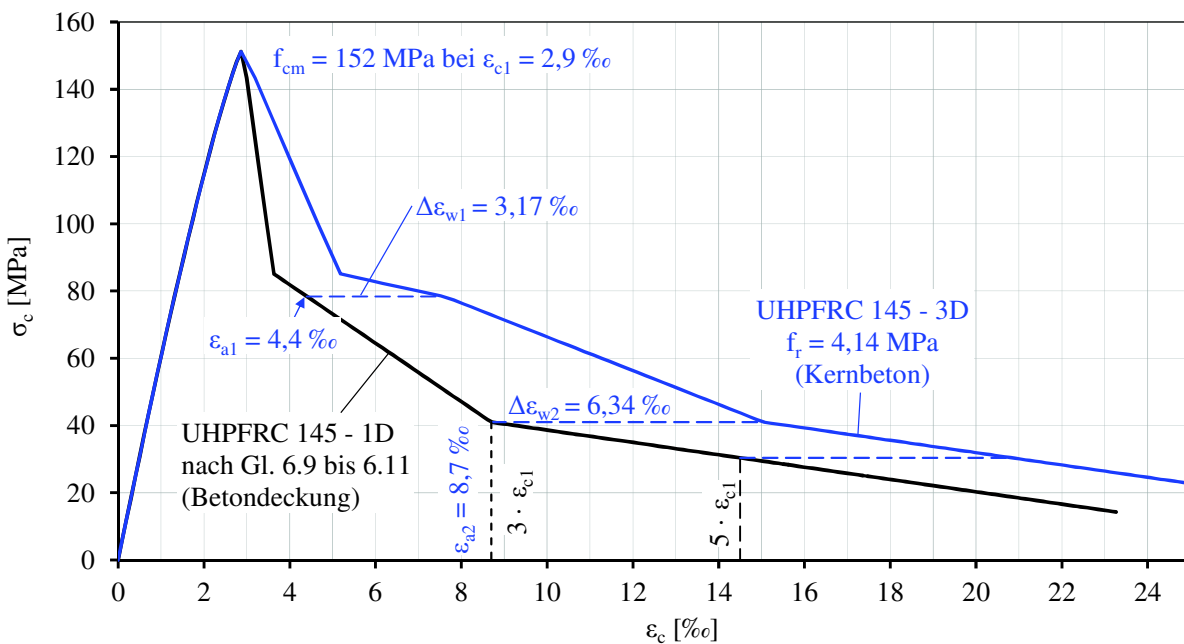


Bild 6-21: Rechnerisch ermittelte Spannungs-Stauchungsbeziehungen zur Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S1

Aufbauend auf Versuchsbeobachtung und -auswertung wird für die Nachrechnung der UHPFRC-Stützen die in Bild 6-22 dargestellte Aufteilung der lastabtragende Betonflächen in den umschnürten Kernbeton $A_{c,eff}$ in der Bügelmittelebene und der nicht umschnürten Betondeckung $A_{c,nomc}$ angenommen.

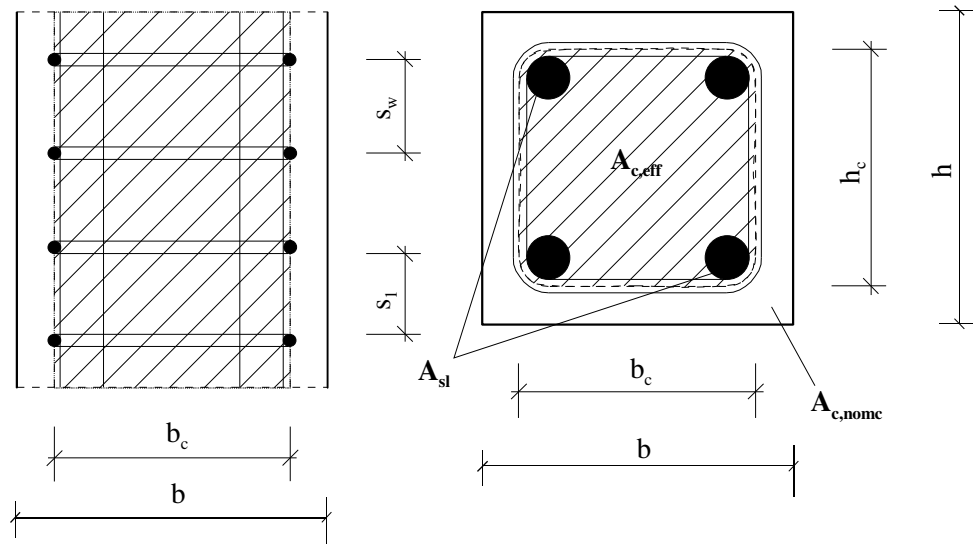


Bild 6-22: Aufteilung des Querschnitts einer UHPFRC-Stütze in die Flächen „Kernbeton in der Bügelmittelebene“ ($A_{c,eff}$) und „Betondeckung“ ($A_{c,nomc}$)

Für den Kernbeton ergibt sich die lastabtragende Fläche zu:

$$A_{c,eff} = b_c \cdot h_c - A_{sl} \quad \text{Gl. 6-25}$$

Für den nicht umschnürten Bereich ergibt sich die Fläche zu:

$$A_{c,nomc} = A_{c,b} - A_{c,eff} - A_{sl} \quad \text{Gl. 6-26}$$

Der Traganteil der Längsbewehrung wird mit der experimentell bestimmten Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahles S670 (Bild 6-23, Graph $\sigma_{s,I}$) errechnet. Der durch Verformungen (Ausknicken) beeinflusste Beitrag der Längsbewehrung wird nach Gleichung 6-19 ermittelt und ist in Bild 6-23 als Graph $\sigma_{s,II}$ dargestellt.

Die Betonstauchung, bei der die Längsbewehrung ausknickte, konnte bei den untersuchten UHPC- und UHPFRC-Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK2 nicht zweifelsfrei bestimmt werden. Bei keinem der Versuche kam es aber zu einem Ausknicken der Längsbewehrung bei kleineren Stauchungen als etwa 6 ‰. Für die Nachrechnung des Versuches S1 wird angenommen, dass die Betondeckung bei einer Stauchung von etwa 6 ‰ abplatzt und die nicht mehr kontinuierlich gebettete Längsbewehrung bei weiterer Stauchung $\Delta\varepsilon_s$ ausknickt. Die Tragfähigkeit der Längsbewehrung reduziert sich bei der gegebenen Geometrie $s_w / \phi_{sl} = 3$ auf minimal ca. 75 % der zentralen Tragfähigkeit.

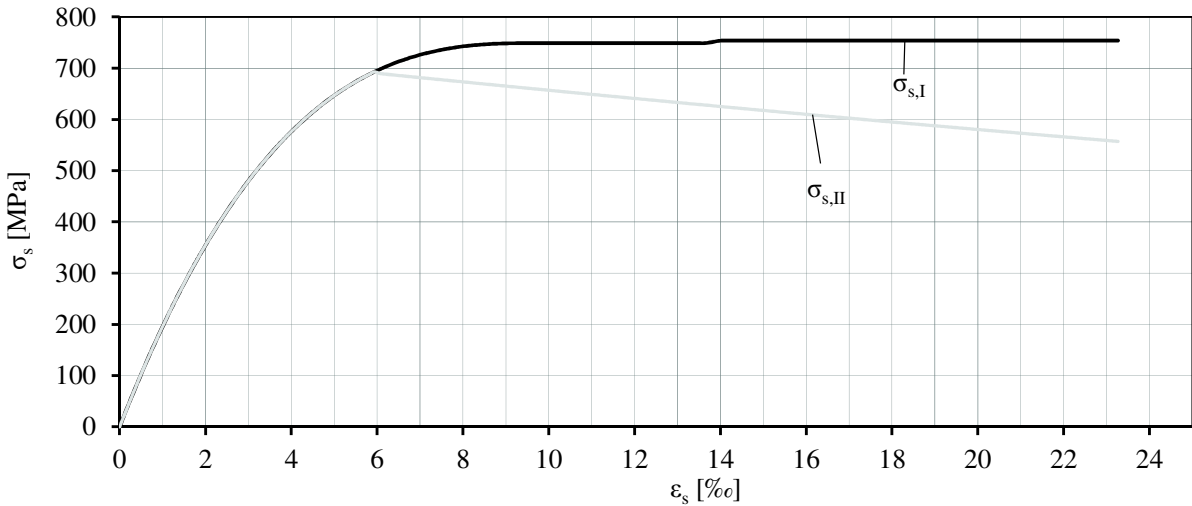


Bild 6-23: Spannungs-Stauchungsbeziehung der zentrisch gedrückten Längsbewehrung ($\sigma_{s,I}$) und der durch Ausknicken ausgelenkten Bewehrung ($\sigma_{s,II}$) zur Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S1

Wie der Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung in Bild 6-24 zwischen Versuch und Nachrechnung zeigt, wird die Höchstlast der UHPFRC-Stütze S1 vom Ingenieurmodell gut abgeschätzt. Die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich wird befriedigend mit Abweichungen zum Versuch von ca. $\pm 10\%$ abgeschätzt. Die Stauchungsduktilität μ_{50} der Nachrechnung unterschätzt den im Versuch bestimmten Wert mit $\mu_{50} = 4,1$ zu $\mu_{50} = 4,94$ um ca. 17 %.

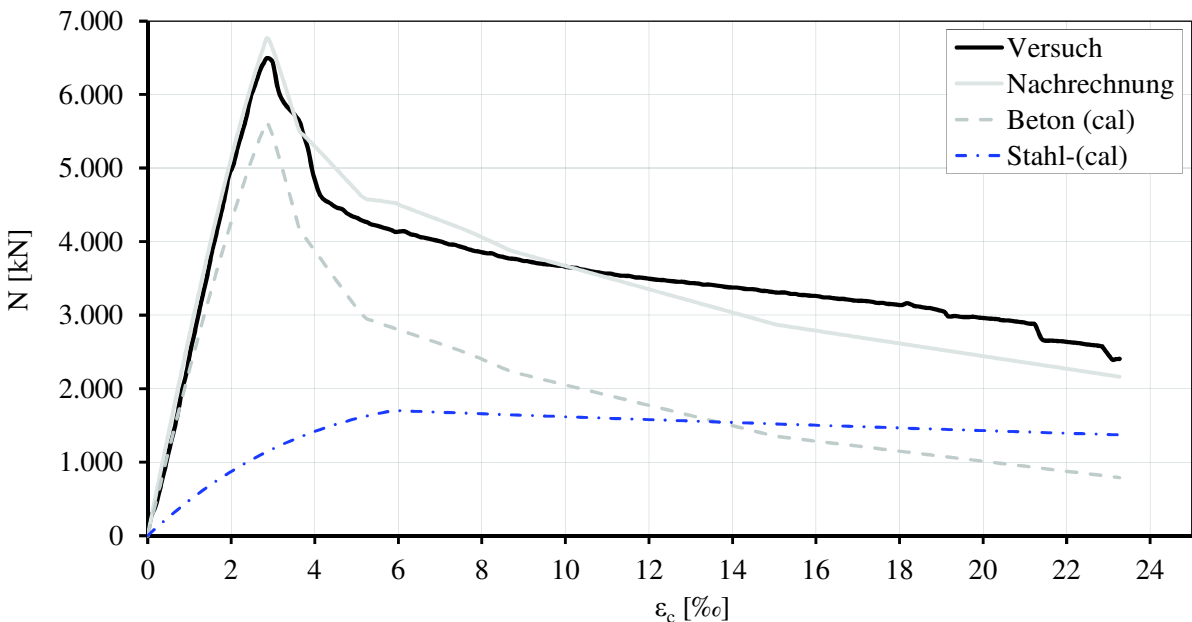


Bild 6-24: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung für UHPFRC-Stütze S1

Höchstlast und zugehörige Verformung der UHPFRC-Stütze S2 stimmen rechnerisch gut mit dem Versuch überein (Bild 6-25). Die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich wird vom Modell mit Abweichungen von ca. $\pm 17\%$ befriedigend gegeben.

Bei UHPFRC-Stütze S3 (Bild 6-26) ist die Übereinstimmung zum Experiment bei der Höchstlast und größeren Stauchungen gut. Dagegen wird der Bereich zwischen der Höchstlast und Stauchungen von 13 ‰ um bis zu 25 ‰ überschätzt.

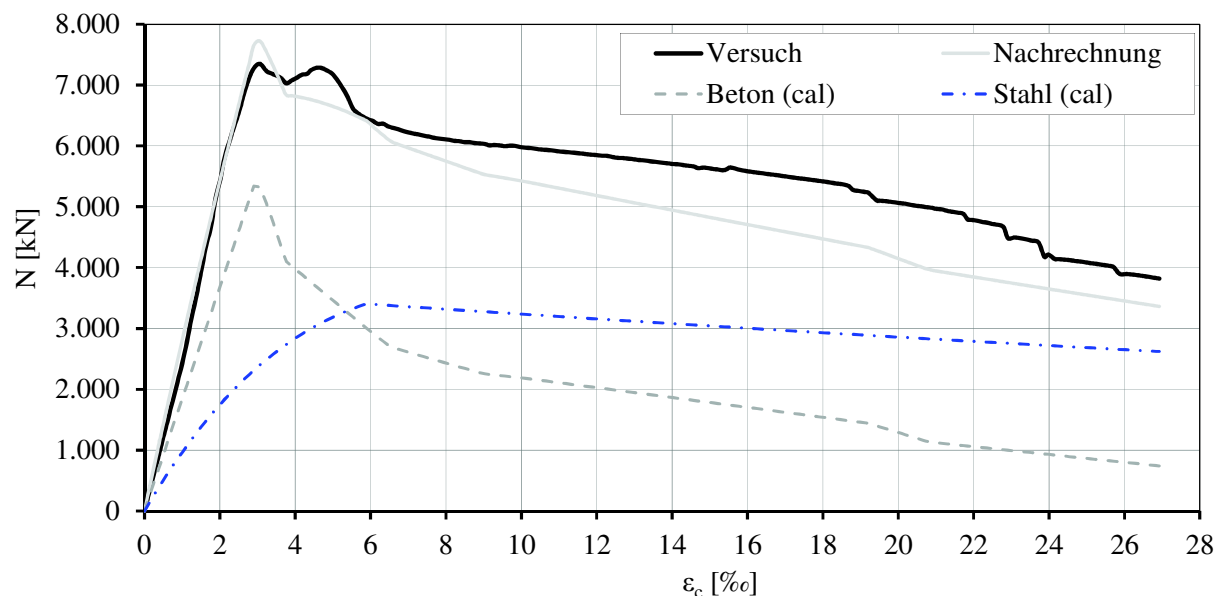


Bild 6-25: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S2

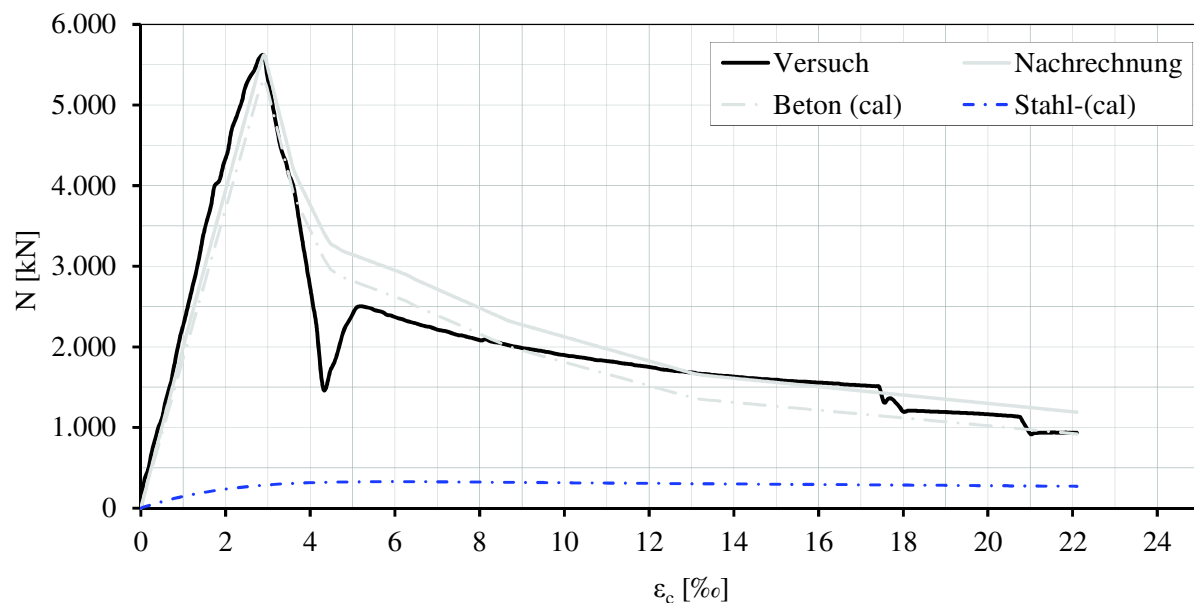


Bild 6-26: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S3

Die Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S4 (Bild 6-27), S5 (Bild 6-26), VK1 (Bild 6-29) und VK2 (Bild 6-30) ergibt bei den Höchstlasten eine gute Übereinstimmung. Dagegen

wird das Nachbruchverhalten dieser Stützen bei größeren Stauchungen rechnerisch unterschätzt.

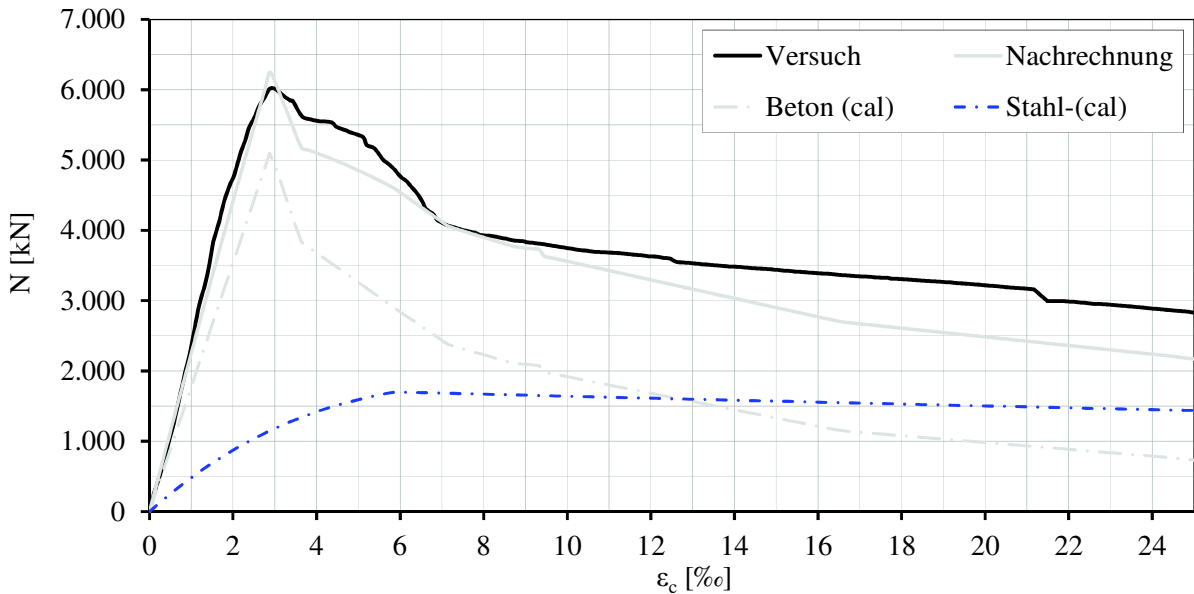


Bild 6-27: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S4

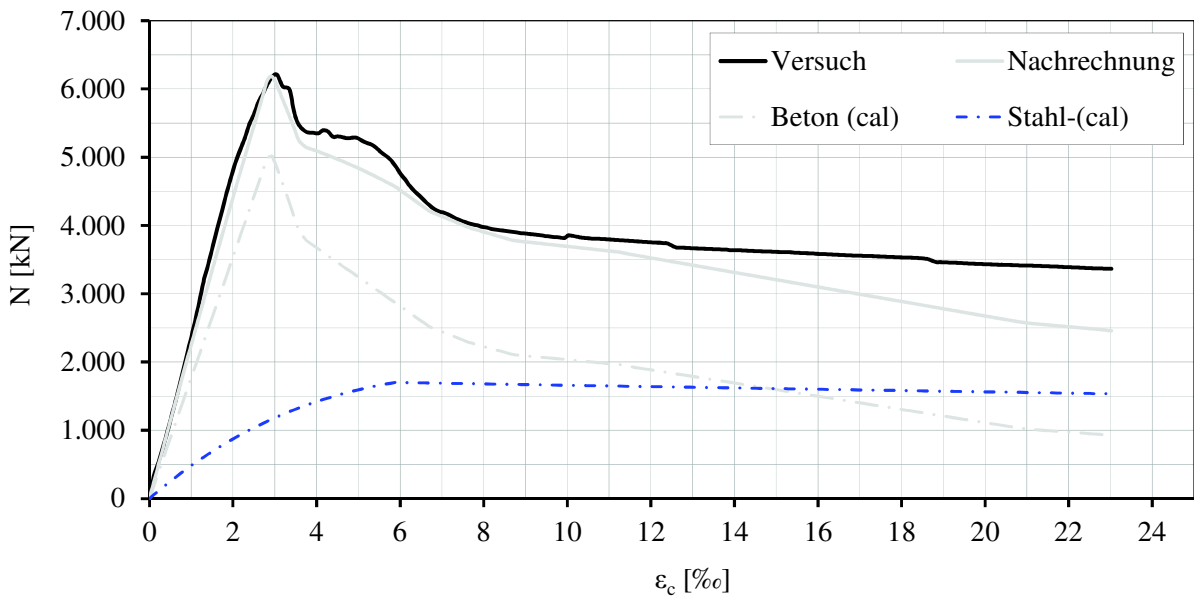


Bild 6-28: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze S5

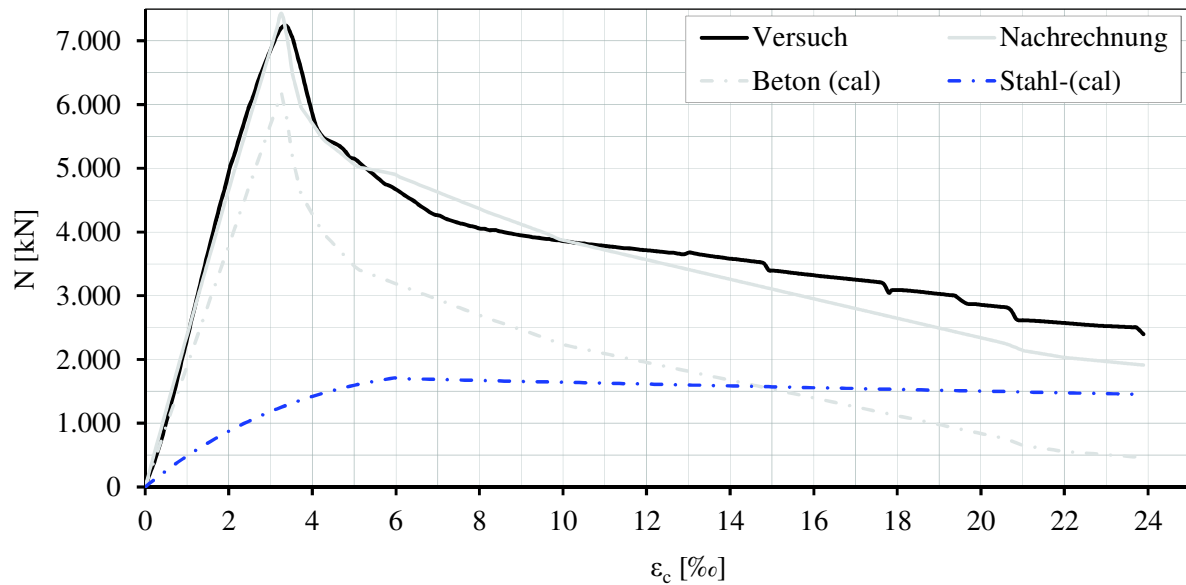


Bild 6-29: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze VK1

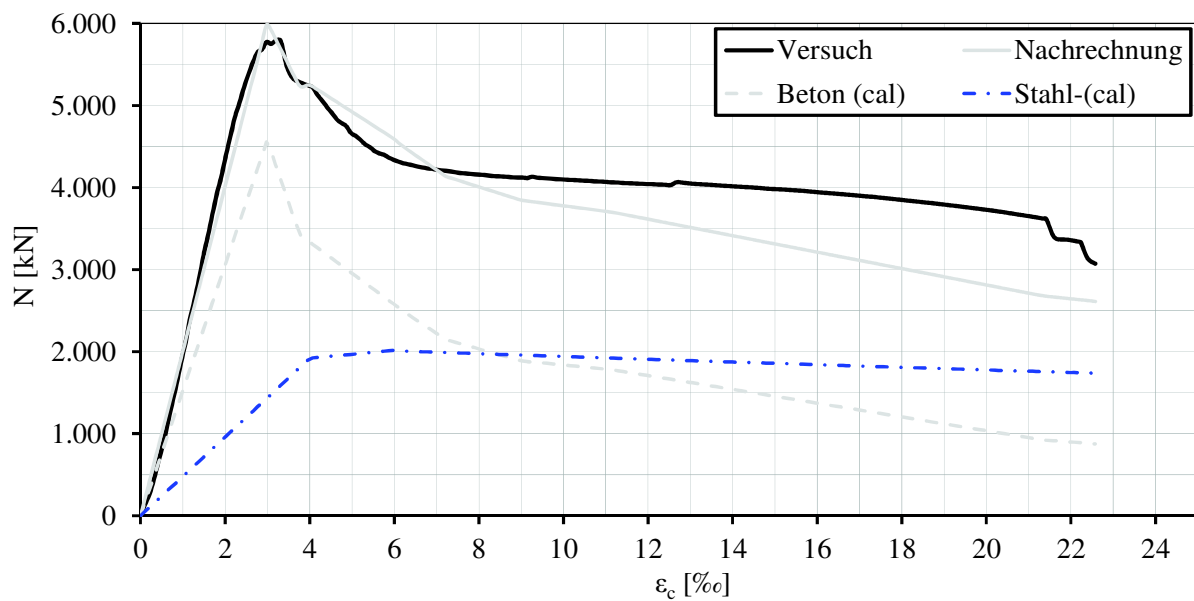


Bild 6-30: Kraft-Stauchungsbeziehung aus Versuch und Nachrechnung der UHPFRC-Stütze VK2

Wie der Vergleich der Höchstlasten zwischen Versuch und Nachrechnung in Bild 6-31 (links) zeigt, kann das entwickelte Modell diese gut (+6% / -1 %) abschätzen. Die Stauchungsduktilität μ_{50} (Bild 6-31, rechts) wird vom Modell um 1 % bis 14 % überschätzt.

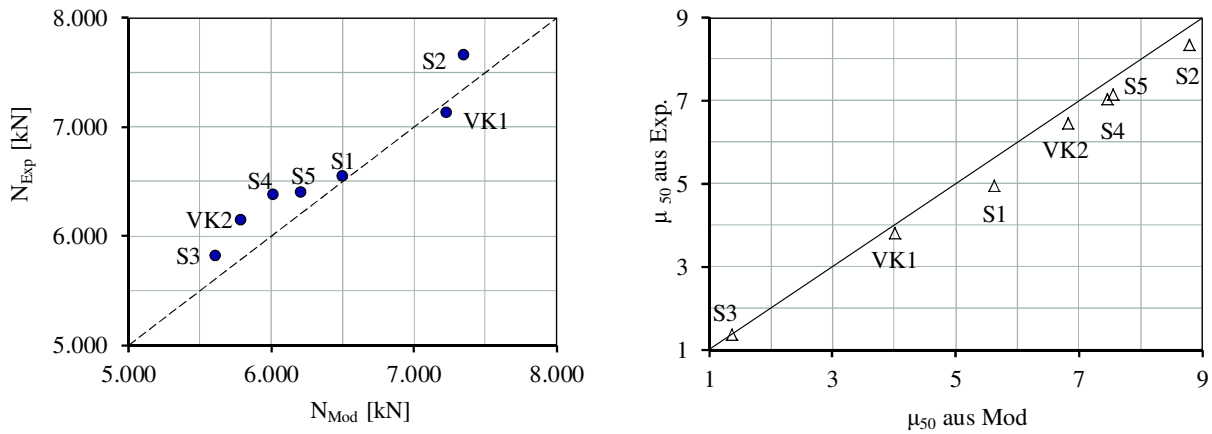


Bild 6-31: Vergleich der Höchstlasten (links) und Stauchungsduktilitäten μ_{50} (rechts) aus Versuch (Exp) und Nachrechnung (Mod.)

6.6 Zusammenfassung der Ergebnisse der Nachrechnung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das im Kapitel 6 erarbeitete Ingenieurmodell gut geeignet ist, das Tragverhalten von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen einschließlich des Nachbruchbereiches vorherzusagen.

7 Parameterstudien zur Tragfähigkeit und dem Nachbruchverhalten von UHPFRC-Stützen

7.1 Allgemeines

Um die Wirksamkeit der einzelnen konstruktiven Maßnahmen im Hinblick auf die Ausbildung von Längs- und Bügelbewehrungen zu quantifizieren, soll mit dem in Kapitel 5 und 6 entwickelten und an den Versuchen validierten Modellen eine rechnerische Parameterstudie durchgeführt werden. Aus den Ergebnissen dieser Berechnungen sollen Empfehlungen für die konstruktive Gestaltung von UHPFRC-Stützen abgeleitet werden.

7.2 Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem Längsdruck

In diesem Abschnitt wird die Wirksamkeit der Maßnahmen Bügel, Längsbewehrung und Faserzugabe mit dem in Kapitel 6 entwickelten Ingenieurmodell am Beispiel eines quadratischen UHPFRC-Querschnitts mit 20 cm Kantenlänge untersucht. Hierfür werden mit dem Ingenieurmodell rechnerisch Kraft-Verschiebungsbeziehungen generiert, für die wiederum die Stauchungsduktilität ermittelt wird. Es werden jeweils zwei Größen mit einem Grundwert festgehalten und die dritte im baupraktisch herstellbaren Bereich variiert. Als Grundwert wird eine Bewehrung aus 4 Ø 28 mm in S670 ($\rho_1 = 6,16 \%$), zweischnittige Bügel Ø 8 mm / $s_w = 6,5$ cm ($\rho_w = 2,04$ Vol.-%) und 1,25 Vol.-% Stahlfasern mit $l_f / d_f = 80$ ($\sum v_f \cdot l_f / d_f = 1,0$) angesetzt. Der Bügelbewehrungsgrad wird zwischen $\rho_w = 0,37$ Vol.-% und 11,52 Vol.-%, der Längsbewehrungsgrad zwischen $\rho_1 = 1,13$ bis 16,08 % und die Fasergröße zwischen $\sum v_f \cdot l_f / d_f = 0$ bis 1,25 variiert.

In Bild 7-1 sind die rechnerisch ermittelten Höchstlasten der insgesamt 24 untersuchten Systeme für die drei Parameter dargestellt. Durch eine Erhöhung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w oder durch eine Faserzugabe $\sum v_f \cdot l_f / d_f$ erhöht sich die Höchstlast nicht. Dagegen steigt die Höchstlast proportional zum Längsbewehrungsgrad ρ_1 .

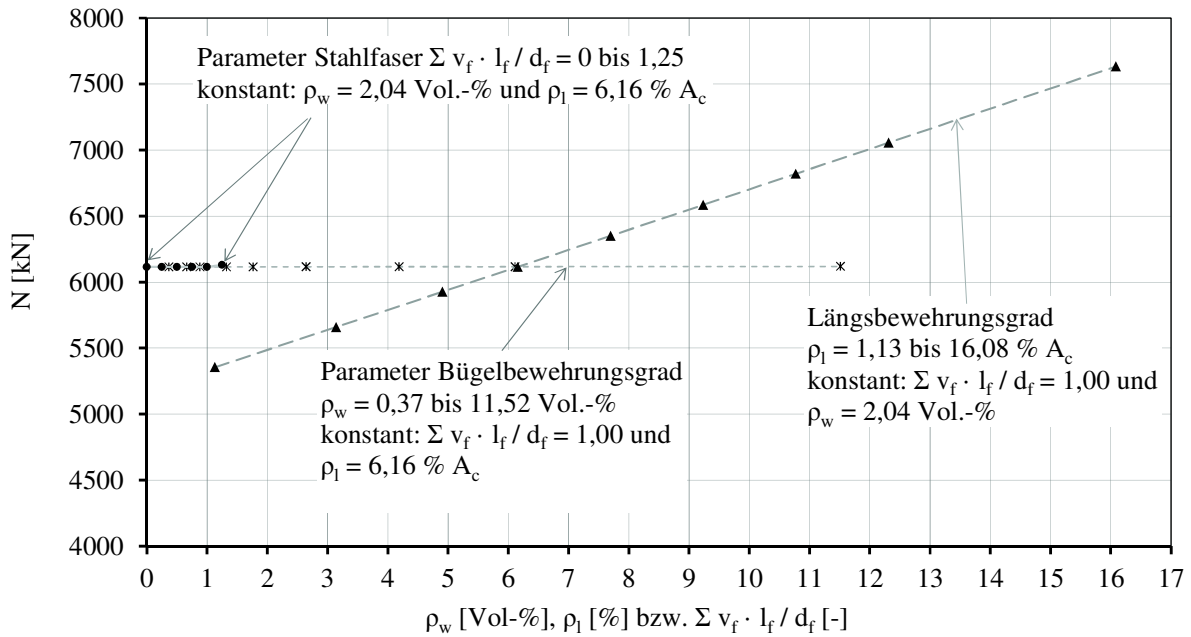


Bild 7-1: Höchstlasten bei Variation von Bügelbewehrungsgrad ρ_w , Längsbewehrungsgrad ρ_l oder Faserzugabe $\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$

Die Stauchungsduktilität μ_{50} steigt mit wachsendem Bügelbewehrungsgrad von $\mu_{50} = 2,85$ bei $\rho_w = 0,37$ Vol.-% auf $\mu_{50} = 11,65$ bei 11,52 Vol.-% (Bild 7-29).

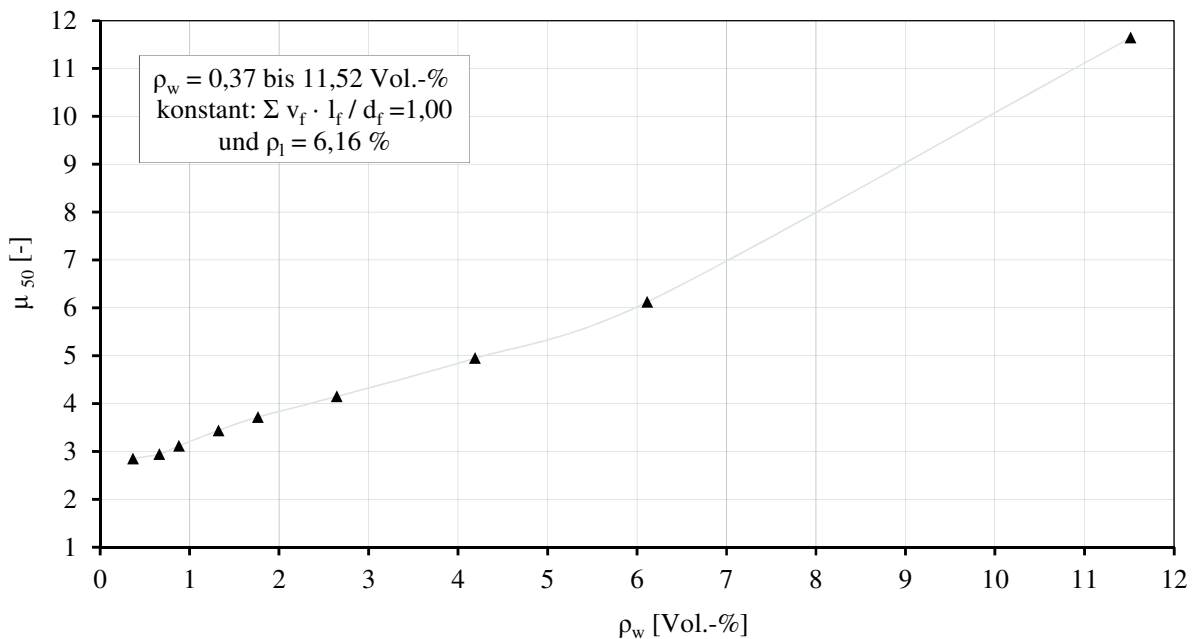


Bild 7-2: Stauchungsduktilität μ_{50} bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Für die Variation der Längsbewehrung ergeben sich die in Bild 7-3 dargestellten Verläufe. Der Graph „ ΔN nicht berücksichtigt“ stellt die erzielbare Stauchungsduktilität dar, wenn die bei einer Erhöhung des Längsbewehrungsgrades bezogen auf die UHPFRC-Stütze mit dem geringsten Längsbewehrungsgrad erzielbare Steigerung der Höchstlast ΔN rechnerisch bei der Bemessung nicht angesetzt wird.

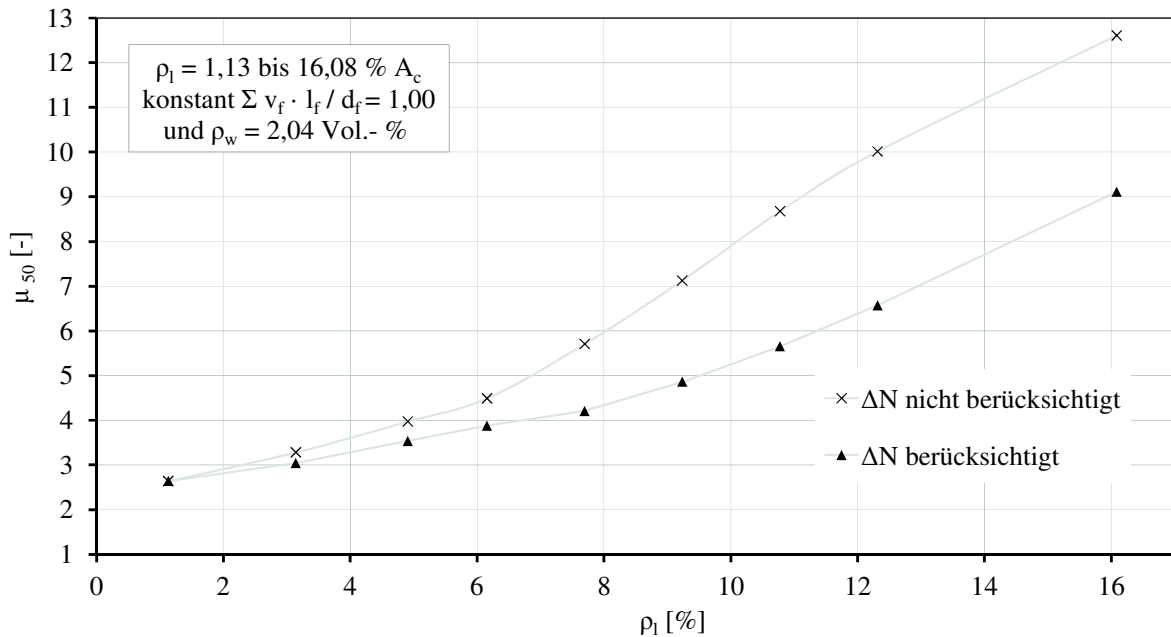


Bild 7-3: Stauchungsduktilität μ_{50} bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Die Stauchungsduktilität μ_{50} steigt bei Faserzugaben zwischen $\Sigma v_f \cdot l_f / d_f = 0,25$ und 1,00 etwa proportional zu diesem Wert an (Bild 7-4).

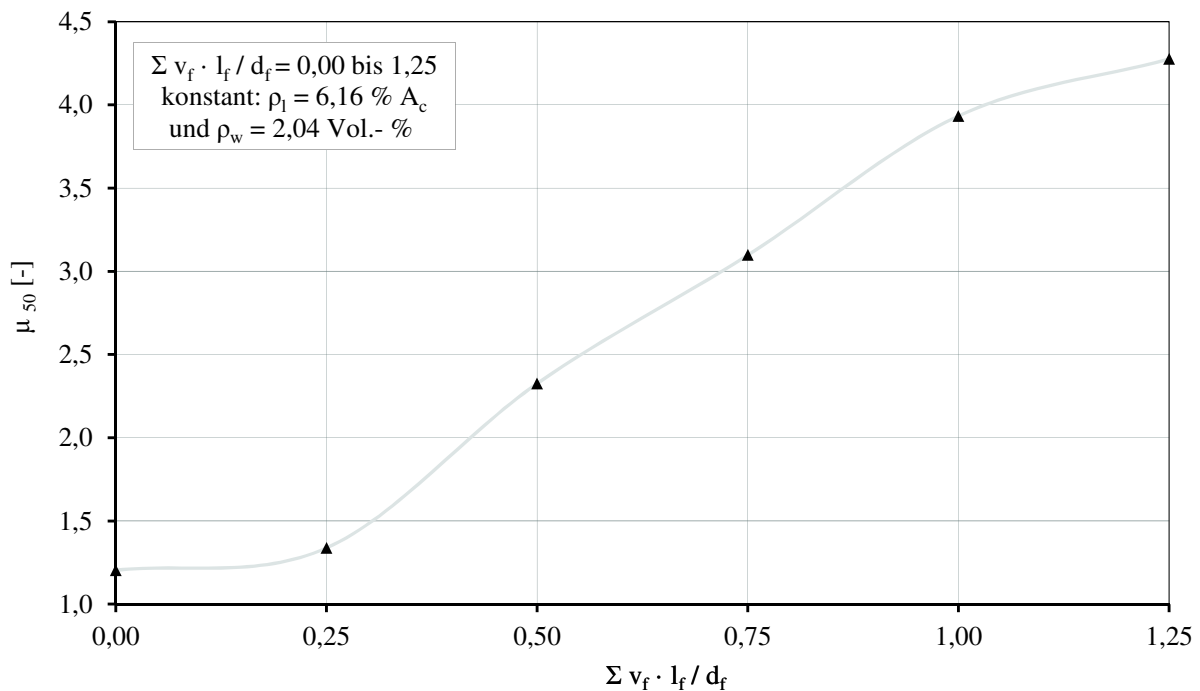


Bild 7-4: Stauchungsduktilität μ_{50} bei Variation der Faserzugabe $\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$

Die Gesamtmasse der Längs- und Bügelbewehrung und der Stahlfasern bezogen auf einen Kubikmeter Beton ergibt sich zu:

$$g_s = g_{sl} + g_{sw} + g_{sf} \quad \text{Gl. 7-1}$$

Um eine Aussage zur Wirksamkeit der Maßnahmen zu erhalten, sind diese auf den jeweils erforderlichen Materialbedarf zu beziehen. Bild 7-5 zeigt den Verlauf der Stauchungsduktilität μ_{50} bezogen auf die Stahlmassen bei Variation der Parameter Längsbewehrungsgrad ρ_l , Bügelbewehrungsgrad ρ_w und Faserzugabe $\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$.

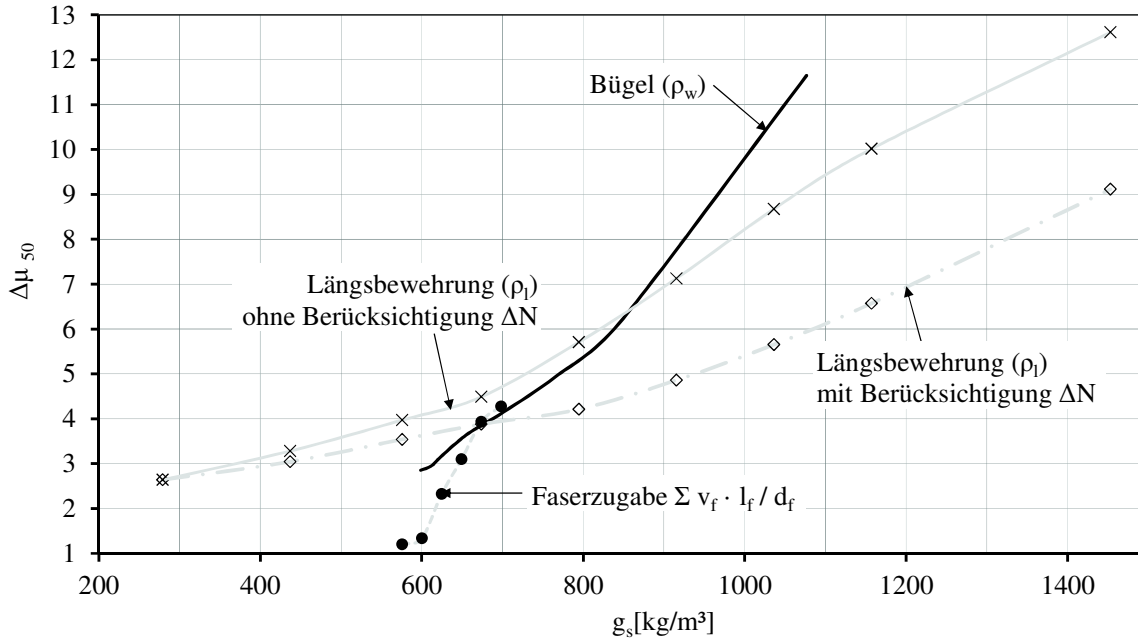


Bild 7-5: Wirksamkeit der Maßnahmen zur Verbesserung der Stauchungsduktilität bei zentrisch gedrückten gedungenen UHPFRC-Stützen

Die Stauchungsduktilität einer UHPFRC-Stütze kann durch eine verstärkte Bügelbewehrung bei gleicher eingesetzter Stahlmenge wirksamer als mit einer Erhöhung der Längsbewehrung verbessert werden (Bild 7-5).

Die Stauchungsduktilität kann durch Verstärkung der Längsbewehrung, wenn der damit einhergehende Anstieg der Tragfähigkeit ΔN nicht berücksichtigt wird, um $\Delta\mu_{50} = 10$ verbessert werden. Für diese Steigerung erhöht sich die einzusetzende Gesamtstahlmenge um $\Delta g_s = 1170 \text{ kg/m}^3$ zu erhöhen.

Durch Bügelbewehrung kann die Stauchungsduktilität um $\Delta\mu_{50} = 8,80$ verbessert werden, wenn die Bügelmasse um $\Delta g_s = 480 \text{ kg/m}^3$ erhöht werden.

Für die Stahlfasern ergibt sich bei der durch ein feinmaschiges Bewehrungsnetz aus Längs- und Bügelbewehrung ($\rho_l = 6,16 \%$, $\rho_w = 2,04 \text{ Vol.-%}$) bewehrten UHPFRC-Stütze eine deutlich höhere Wirksamkeit mit $\Delta\mu_{50} = 3$ für ein Δg_s von ca. 123 kg/m^3 . Nur mit Stahlfasern bewehrte UHPFRC-Stützen versagen dagegen spröde.

7.3 Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck

7.3.1 Allgemeines

Für die folgenden Parameterstudien wird das in Kapitel 5 beschriebene dreidimensionale FE-Modell zur rechnerischen Bestimmung der Kraft-Verschiebungsbeziehungen verwendet. Hierzu werden Systeme mit verschiedenen bezogenen Ausmitten e_0/h und Schlankheiten λ untersucht. Als Parameter werden Bügelbewehrungsgrad ρ_w , Längsbewehrungsgrad ρ_l , Stahlgüte der Bügelbewehrung und Stahlgüte der Längsbewehrung variiert.

Aus dem Vergleich der Höchstlasten und des über die Stauchungsduktilität charakterisierten Nachbruchverhaltens mit dem erforderlichen Stahleinsatz kann die Wirksamkeit der Maßnahmen abgeleitet werden.

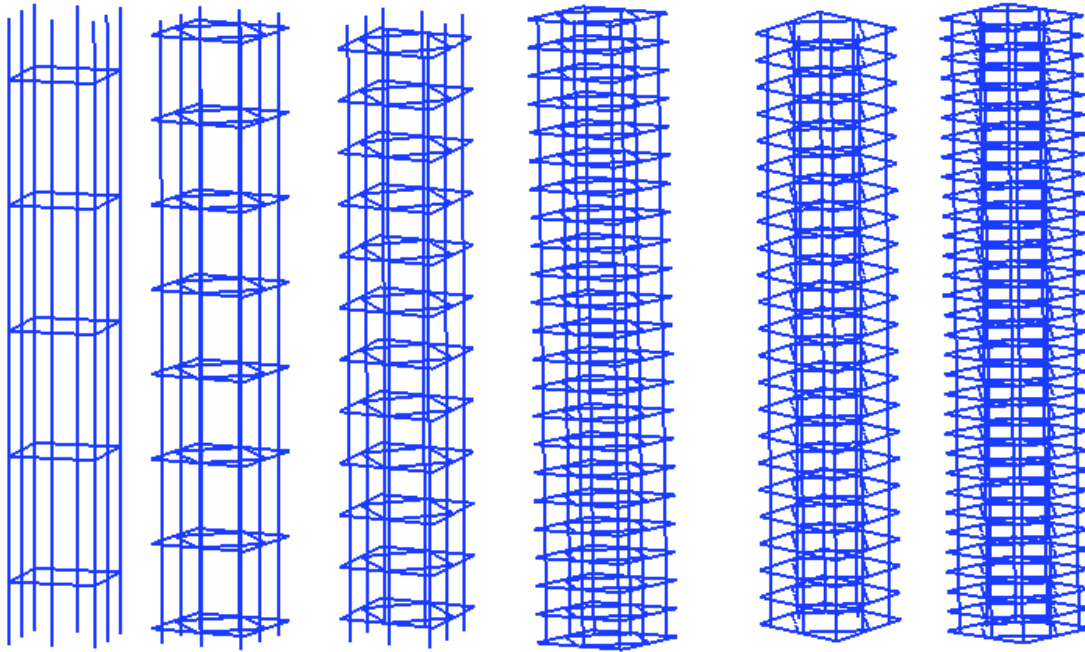
7.3.2 Einfluss des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Zur Analyse des Einflusses der Bügelbewehrung wurden die in Tabelle 7-1 dargestellten Systeme untersucht. Mit den im System berücksichtigten oben und unten je 38 cm langen stählernen Lasteinleitungsstrukturen ergibt sich eine Spannweite von 2,01 m und eine Schlankheit $\lambda = 27,9$ (wie UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7). Von jeder Geometrie (ASW-1 bis ASW-6) wurden jeweils fünf Systeme mit bezogenen Ausmitten von $e_0/h = 0$ bis 0,30 untersucht. Die Exzentrizitäten werden durch eine angefügte zweite Kennzahl 0 bis 4 benannt. Somit werden für den Parameter Bügelbewehrungsgrad ρ_w insgesamt 30 Systeme analysiert.

Tabelle 7-1: Parameter Bügelbewehrungsgrad ρ_w

Parameter:	ASW-1	ASW-2	ASW-3	ASW-4	ASW-5	ASW-6
	ρ_w	b · h · l = 25 · 25 · 125 cm, UHPFRC150 A _{sl} : 8 Ø 22 mm aus S670 ($\rho_l = 4,87\%$)				
e_0/h : [-]	0 (-0), 0,05 (-1), 0,10 (-2), 0,20 (-3) und 0,30 (-4)					
Bügelform	A	B	B	B	B	B
ϕ_{sw} / s_w [mm / cm]	Ø 6 / 25	Ø 8 / 17	Ø 8 / 10,5	Ø 8 / 5,7	Ø 10 / 5,4	Ø 12 / 3,9
Bügelstahl	B 500 S ($f_{yk} = 560$ MPa)					
ρ_w [Vol.-%]	0,22%	1,00%	1,62%	2,98%	4,97%	10,00%
f_r [MPa]	0,62	2,80	4,53	8,35	13,90	28,00
f_r / f_{ck}	0,41%	1,87%	3,02%	5,56%	9,27%	18,67%

Bild 7-6 zeigt die im FE-Modell abgebildeten Bewehrungskörbe der Systeme ASW-1 bis ASW-6. Die Stahlmasse für die Bügel variiert zwischen 11,6 und 494 kg/m³.



Bügel: Ø 6/25 Ø 8/17 Ø 8/10,5 Ø 8/5,7 Ø 10/5,4 Ø 12/3,9

Bild 7-6: ASW-1 bis ASW-6: Bewehrungselemente der FE-Berechnung

Bild 7-7 stellt die mit dem FE-Modell abgeschätzten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen ASW-1-0 bis ASW-6-0 dar. Wie zu erwarten, verbessert sich das Nachbruchverhalten mit steigendem Bügelbewehrungsgrad. Die Höchstlast steigt durch stärkere Umschnürung nur wenig.

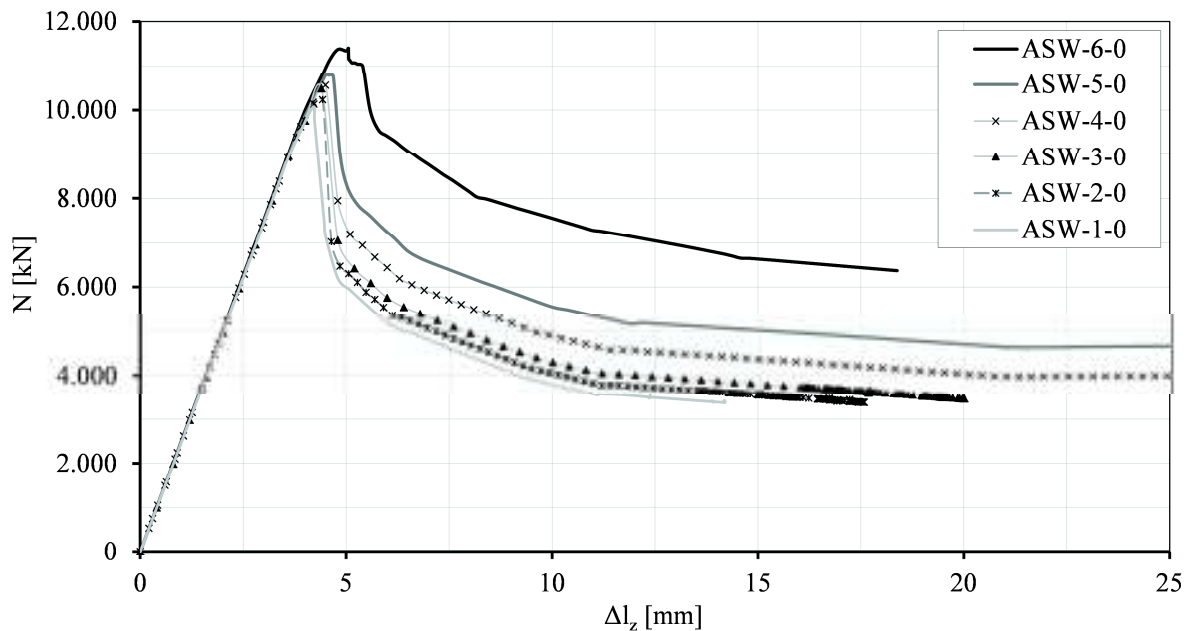


Bild 7-7: Kraft-Verschiebungsbeziehungen von gedungenen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Bügelbewehrungsgrad ρ_w

Der Abbruch der Berechnungen trat ein, wenn die im Nachbruchbereich sehr kleinen Differenzen in den einzelnen Iterationsschritten zu numerischen Schwierigkeiten bei der Lösung der Gleichungssysteme führte. In Bild 7-7 wird der Abstand der Ergebnisse der einzelnen Iterationsschritte vor dem Abbruch der Rechnung kleiner.

Bild 7-8 stellt die rechnerisch ermittelten Höchstlasten dar. Wie zu erwarten war, sinkt die Normalkrafttragfähigkeit mit steigender Ausmitte bzw. geringerer Verbügelung.

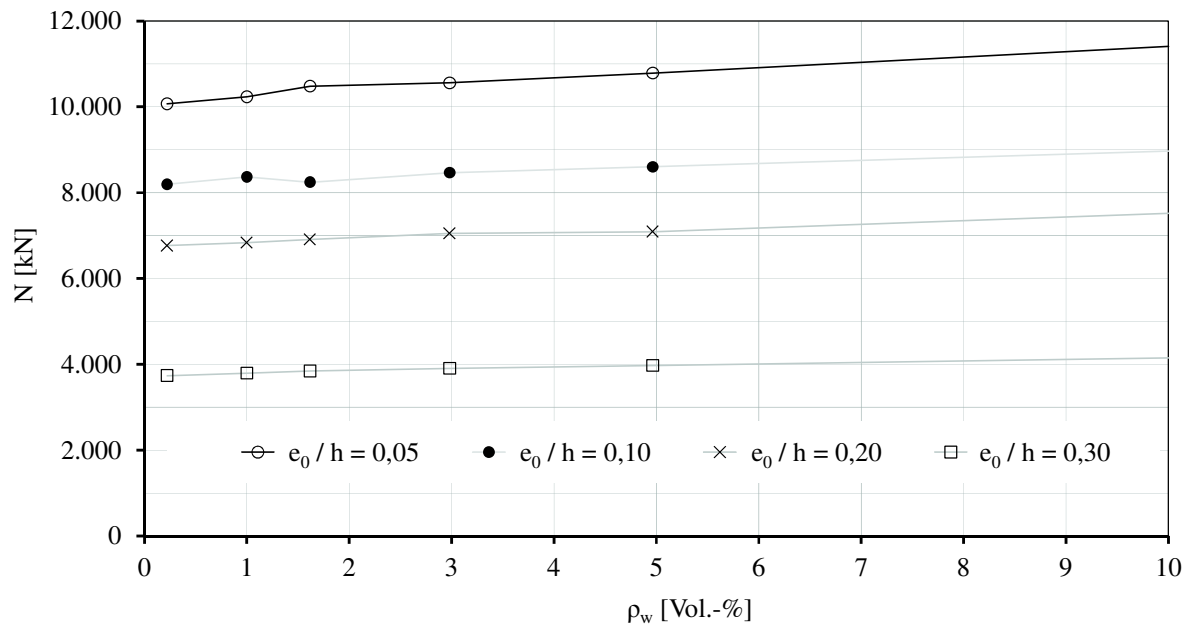


Bild 7-8: Höchstlasten von UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Bügelbewehrungsgrad ρ_w

Bild 7-9 zeigt die rechnerisch ermittelten Höchstlasten und den hierfür erforderlichen Stahlbedarf für zentrisch und exzentrisch gedrückte gedrungene UHPFRC-Stützen bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w . Die dargestellten Werte sind auf die Höchstlast und den Stahlbedarf der UHPFRC-Stütze mit dem jeweils geringsten Bügelbewehrungsgrad (minimalen Stahlbedarf g_s) bezogen. Durch verstärkte Bügel kann die Traglast um maximal 13 % erhöht werden, wenn der Stahleinsatz hierfür verdoppelt wird.

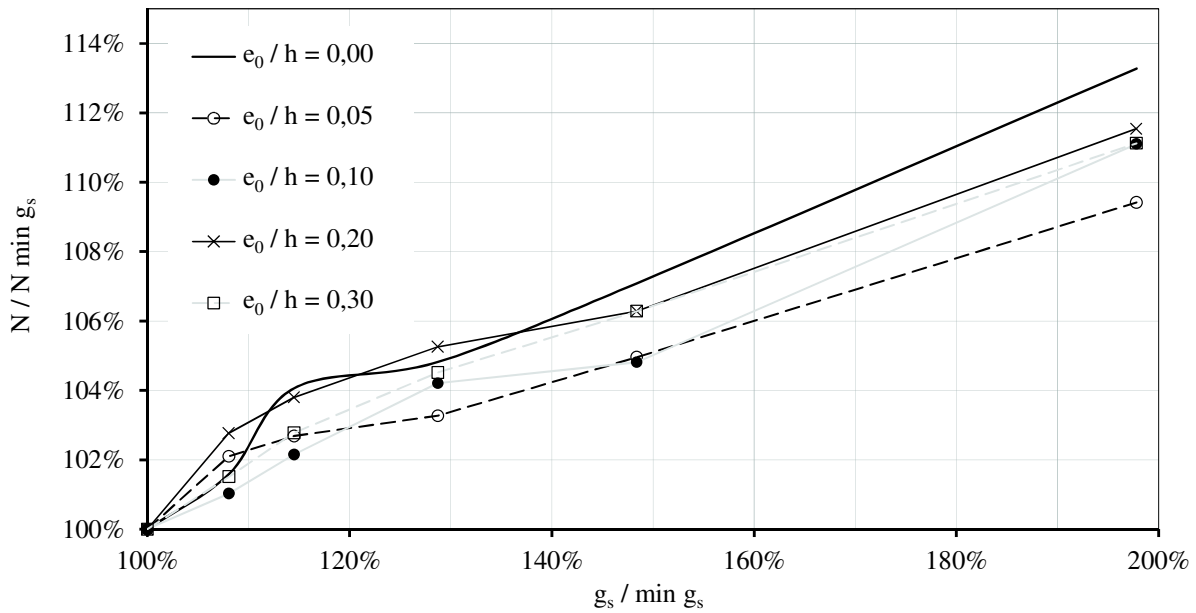


Bild 7-9: Bezogene Höchstlast bei Verstärkung der Verbügelung

Die Stauchungsduktilität μ_{50} verbessert sich mit steigendem Bügelbewehrungsgrad ρ_w (Bild 7-10). Die UHPFRC-Stützen mit Ausmitten $e_0/h \geq 0,20$ sind im Nachbruchbereich robuster als die Systeme mit kleinerer bzw. ohne Ausmitte.

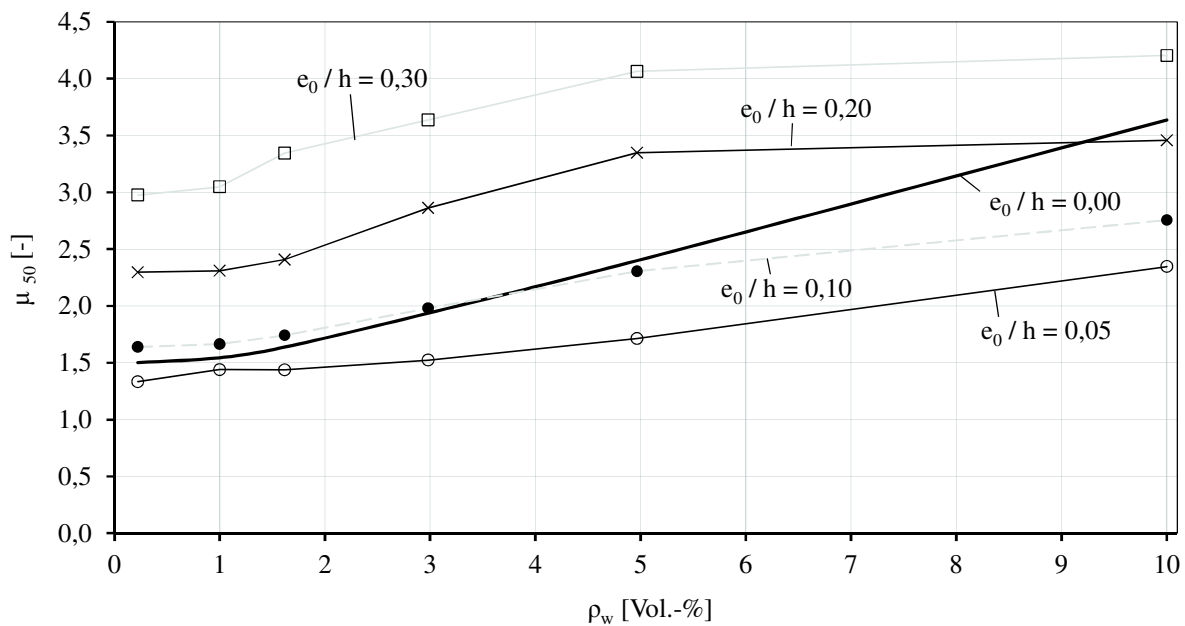


Bild 7-10: Stauchungsduktilität μ_{50} bei Variation des Bügelbewehrungsgrad ρ_w

Die zur Verbesserung der Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ durch eine Verstärkung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w erforderlichen Stahlmassen können aus Bild 7-11 abgelesen werden. Für eine Verbesserung um $\Delta\mu_{50} = 1$ steigt der Stahlbedarf um 370 kg/m^3 (Graph „Trend $e_0/h > 0$ “). Die Wirksamkeit bei zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen ist mit etwa 260 kg/m^3 für diese Verbesserung günstiger.

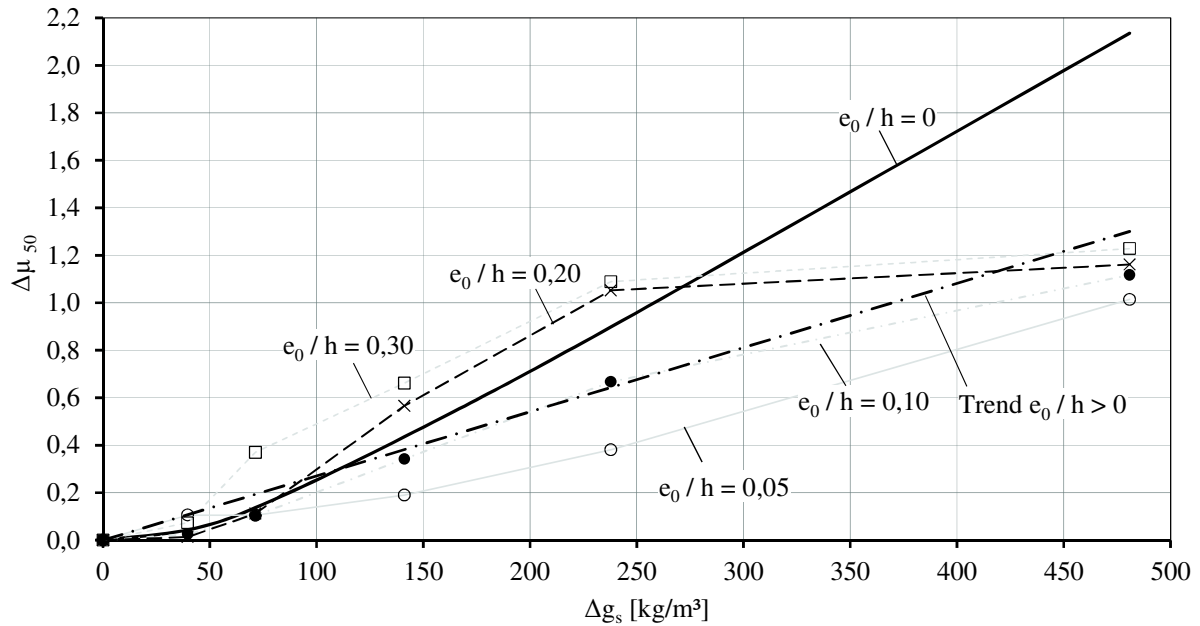


Bild 7-11: Erhöhung der Stauchungsduktilität durch verstärkte Verbügelung

In Bild 7-12 ist der Zuwachs an Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ bezogen auf den Stahlbedarf der UHPFRC-Stützen mit dem jeweilig geringsten Stahlbedarf dargestellt. Durch eine Verstärkung der Verbügelung kann bei exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bei einer annähernden Verdoppelung des Stahleinsatzes ein Zuwachs an Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ von 1,0 bis 1,2 erzielt werden. Bei zentrischem Längsdruck ergibt sich eine Verbesserung von $\Delta\mu_{50} = 2,2$.

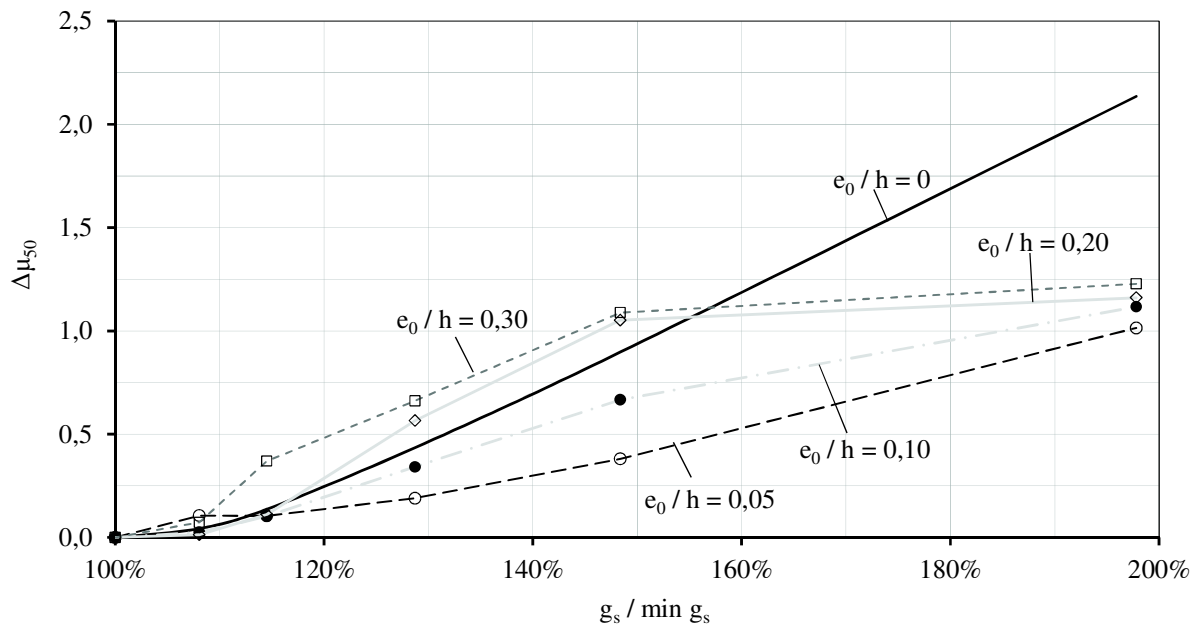


Bild 7-12: Erhöhung der Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ durch verstärkte Verbügelung, bezogen auf den Stahlbedarf der UHPFRC-Stützen mit dem jeweilig geringsten Stahlbedarf

7.3.3 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Analog zu Abschnitt 7.3.2 wird hier die Auswirkung der Variation der Querschnittsfläche der Längsbewehrung untersucht. Tabelle 7-2 zeigt eine Übersicht. Variiert wurde der Parameter ρ_l und die bezogene Ausmitte e_0/h . Für den Parameter Längsbewehrungsgrad ρ_l werden insgesamt 20 Systeme mit dem FE-Modell analysiert. Bild 7-13 stellt die für bezogene Ausmitten $e_0/h = 0,20$ (Systeme -2) ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen dar.

Tabelle 7-2: Parameter Längsbewehrungsgrad ρ_l

Parameter:	ASL-1	ASL-2	ASL-3	ASL-4	ASL-5
Längs- ρ_l :	$b \cdot h \cdot l = 25 \cdot 25 \cdot 125 \text{ cm}$, UHPFRC150				
	$a_{sw}: \varnothing 8 \text{ mm} / s_w = 10,5 \text{ cm}$ in Form B aus B 500 ($\rho_w = 1,62 \text{ Vol.-%}$)				
$n_{sl} \cdot \phi_{sl}$	8 $\varnothing 12$	8 $\varnothing 16$	8 $\varnothing 22$	8 $\varnothing 28$	8 $\varnothing 32$
ρ_l [%]	1,45%	2,57%	4,87%	7,88%	10,29%
e_0/h :	0 (-0), 0,05 (-1), 0,10 (-2), 0,20 (-3) und 0,30 (-4)				

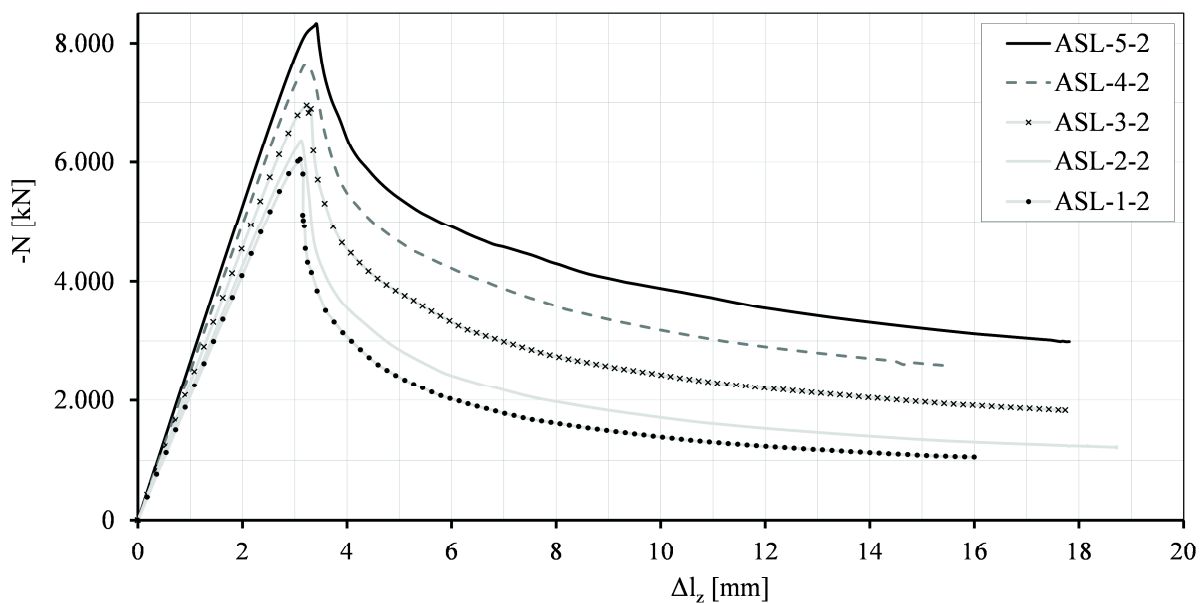


Bild 7-13: Kraft-Verschiebungsbeziehung von UHPFRC-Stützen ($e_0/h = 0,20$) bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Die mit zunehmender Längsbewehrung steigende Höchstlast der UHPFRC-Stützen, bezogen auf die Höchstlast und das System mit dem jeweils geringsten Stahlbedarf zeigt Bild 7-14. Bei einer Verdoppelung des Gesamtstahleinsatzes ergibt sich eine Erhöhung der Höchstlast auf das 1,15- bis 1,22- fache des Systems mit minimalem Längsbewehrungsgrad.

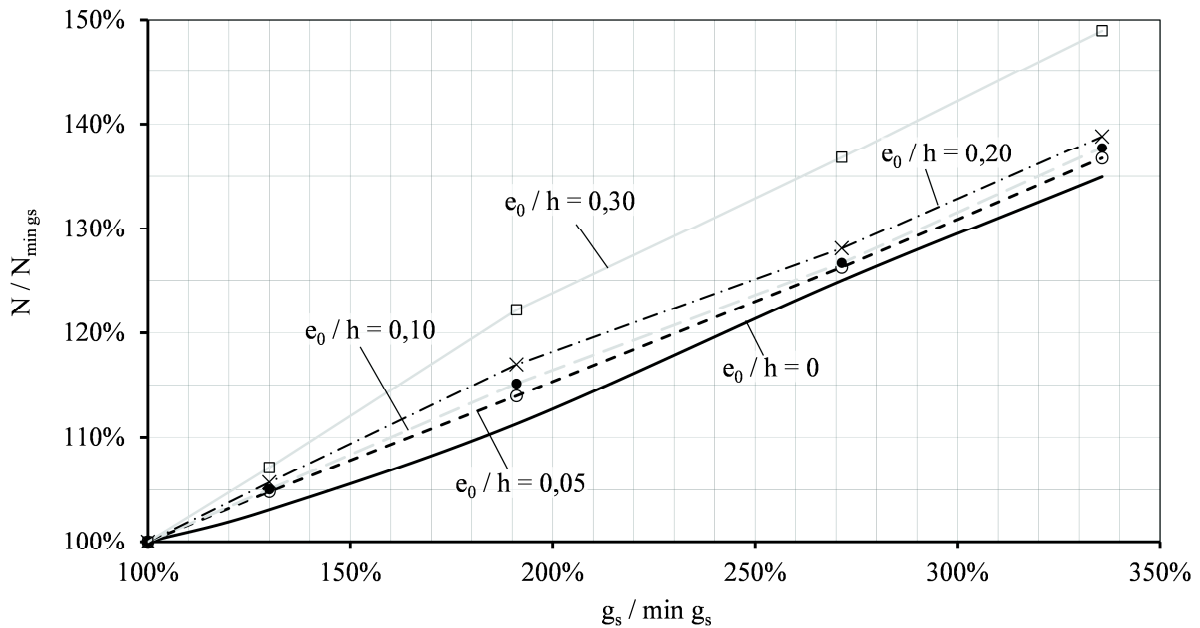


Bild 7-14: Erhöhung der Tragfähigkeit bei Verstärkung der Längsbewehrung

Die Stauchungsduktilität der gedruckten UHPFRC-Stützen steigt mit wachsendem Längsbewehrungsgrad und bezogener Ausmitte e_0/h (Bild 7-15).

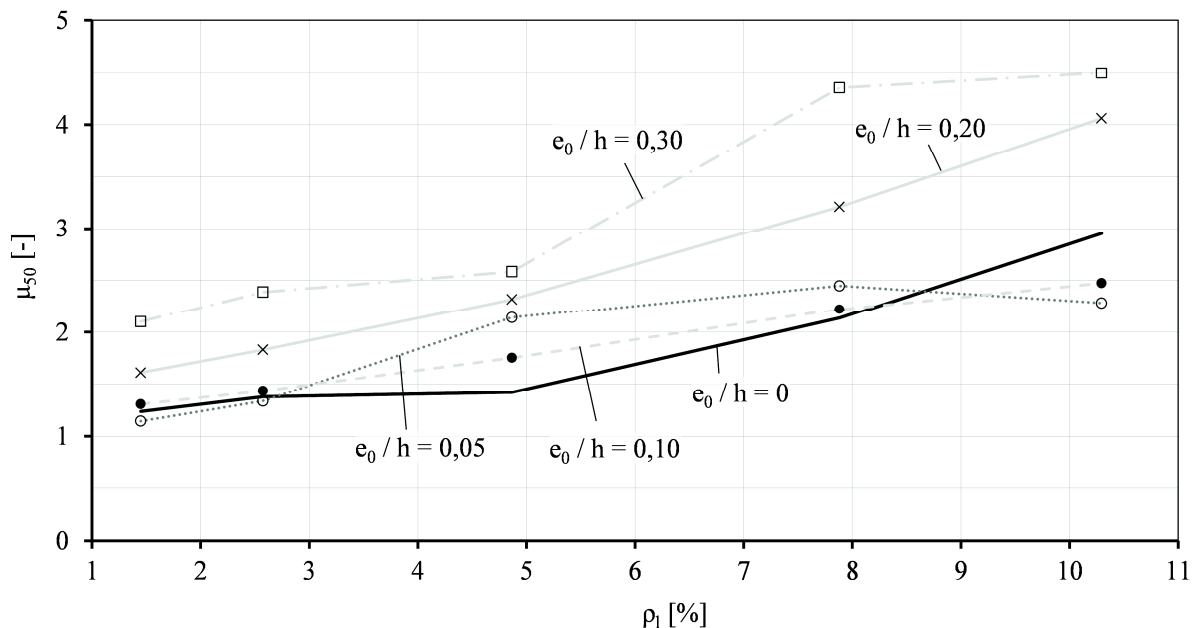


Bild 7-15: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} bei Verstärkung der Längsbewehrung

In Bild 7-16 sind die auf die Höchstlast der UHPFRC-Stütze ASL-1-2 bezogenen Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC-Stützen mit einer Anfangsausmitte von $e_0/h = 0,20$ dargestellt. Wenn der Tragfähigkeitsgewinn ΔN der Verstärkung der Längsbewehrung rechnerisch nicht berücksichtigt wird, steigt z. B. die Stauchungsduktilität der Stütze ASL-1-2 von $\mu_{50} = 1,31$ auf $\mu_{50} = 5,60$ für ASL-5-2.

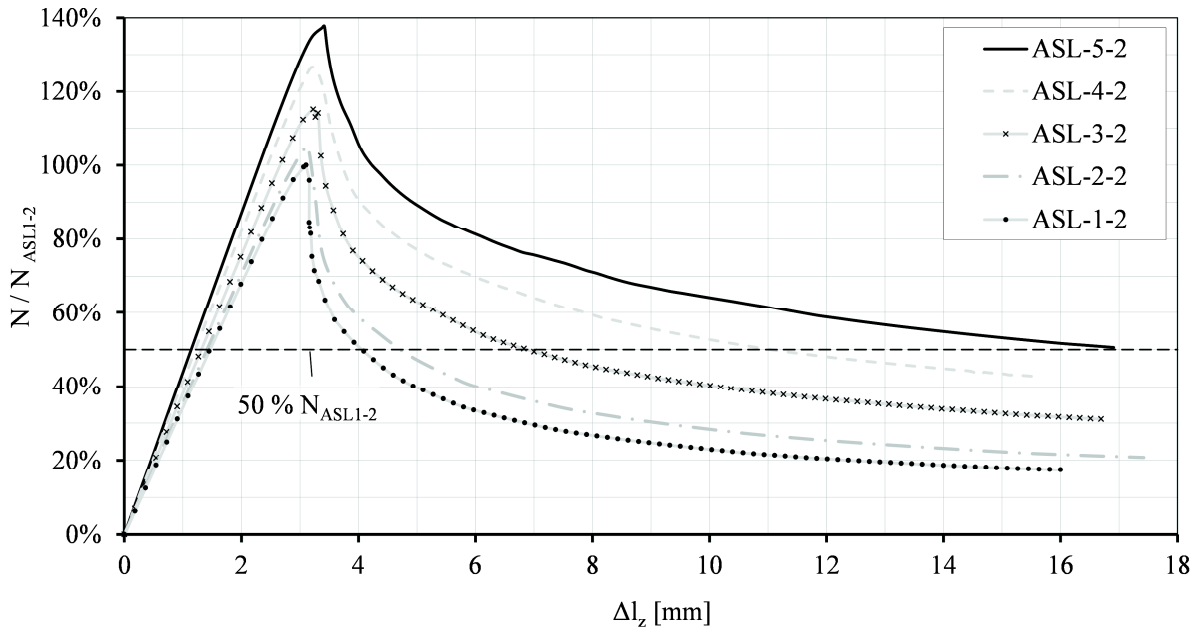


Bild 7-16: Auf die Höchstlast der UHPFRC-Stütze ASL1-2 bezogenen Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC-Stützen mit $e_0 / h = 0,20$

Bild 7-17 stellt die Wirksamkeit einer Verstärkung der Längsbewehrung auf die Stauchungsduktilität der UHPFRC-Stützen ASL-1-0 bis ASL-5-4, ausgedrückt durch den Gewinn an Stauchungsduktilität, bezogen auf den Stahlbedarf der am geringsten bewehrten Variante dar. Tendenziell wächst die Wirksamkeit mit steigender Exzentrizität.

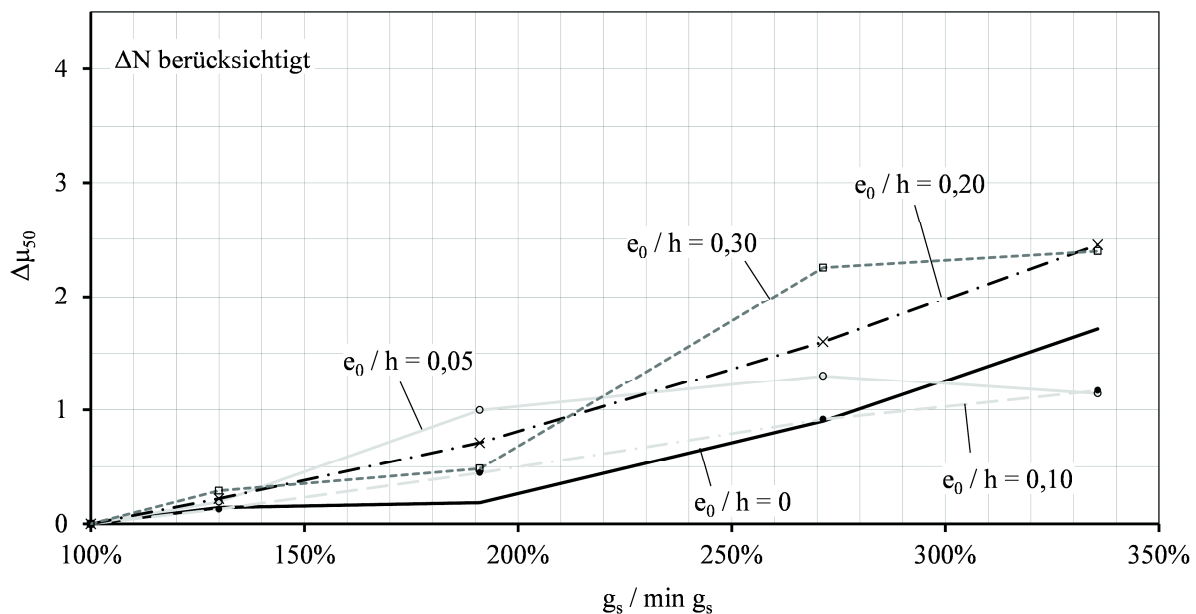


Bild 7-17: Verbesserung der Stauchungsduktilität bei Verstärkung der Längsbewehrung (ΔN berücksichtigt)

Wenn der mit der Verstärkung des Längsbewehrungsgrades einhergehende Zuwachs der Höchstlast ΔN rechnerisch nicht berücksichtigt wird, wird die Stauchungsduktilität deutlicher verbessert (Bild 7-18). So ergibt sich hier für eine Verdreifung der Stahlmenge

ein Zuwachs $\Delta\mu_{50} = 2,5$ bis $3,2$ bei keiner oder kleiner Exzentrizität und bis zu $\Delta\mu_{50} = 4,25$ bei größeren Ausmitten ($e_0/h = 0,20$ und $0,30$).

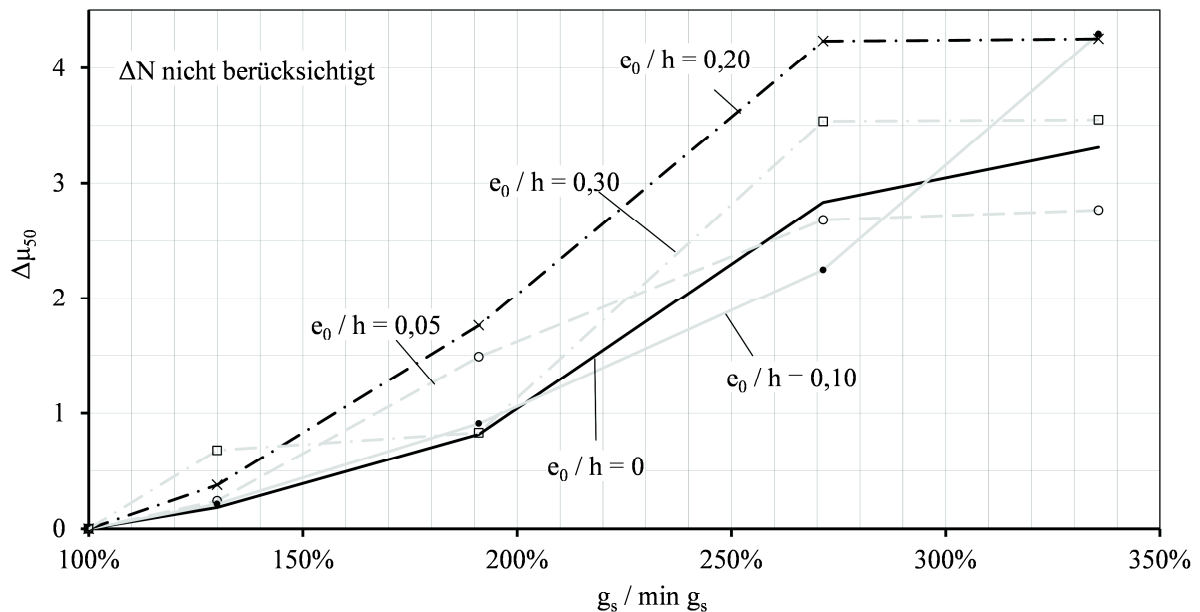


Bild 7-18: Verbesserung der Stauchungsduktilität bei Verstärkung der Längsbewehrung (ΔN nicht berücksichtigt)

7.3.4 Einfluss der Stahlgüte der Bügelbewehrung

Untersucht werden insgesamt acht UHPFRC-Stützen mit Abmessungen von $25 \cdot 25 \cdot 125$ cm aus UHPFRC150 (B5Q-1), einer Längsbewehrung von $8 \text{ } \varnothing 22$ mm ($\rho_l = 4,87 \%$) aus S670 und vierschnittigen Bügeln $\varnothing 8$ mm / $10,5$ cm ($\rho_w = 1,62 \text{ Vol.-%}$). Bei den Systemen ASW-500 wird die Streckgrenze der Bügel mit $f_{yk} = 500$ MPa und bei den Systemen ASW-1500 mit $f_{yk} = 1500$ MPa angenommen. Für beide Konfigurationen werden jeweils vier Systeme (-1 bis -4) mit bezogenen Ausmitten von $e_0/h = 0, 0,10, 0,20$ und $0,30$ untersucht.

In Bild 7-19 sind die für beide Bügelstähle ermittelten Kraft-Verschiebungs-beziehungen dargestellt. Während die Höchstlast durch die höherfesten Bügel nicht ansteigt, wird das Nachbruchverhalten günstig beeinflusst.

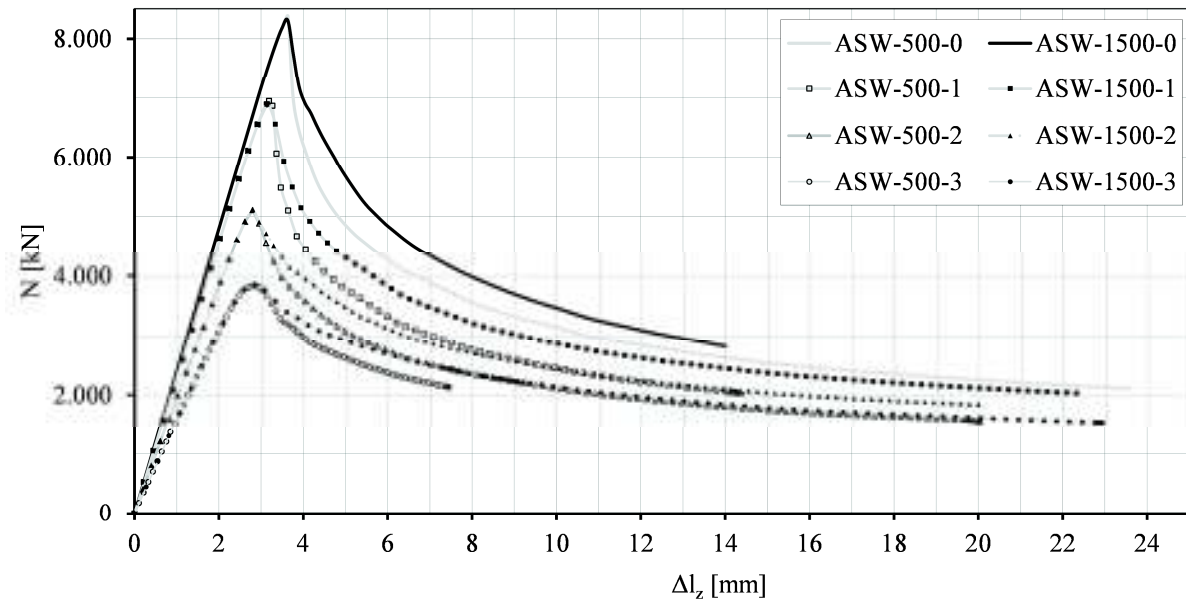


Bild 7-19: Kraft-Verschiebungsbeziehungen bei Variation der Stahlgüte der Bügelbewehrung von $f_{yk} = 500$ bzw. 1500 MPa

Der Zuwachs an Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ durch höherfeste Bügelbewehrung ergibt sich, wie Bild 7-20 zeigt, zu $\Delta\mu_{50} = 0,49$ ($e_0/h = 0$) bis 1,82 bei exzentrischem Längsdruck mit $e_0/h = 0,30$.

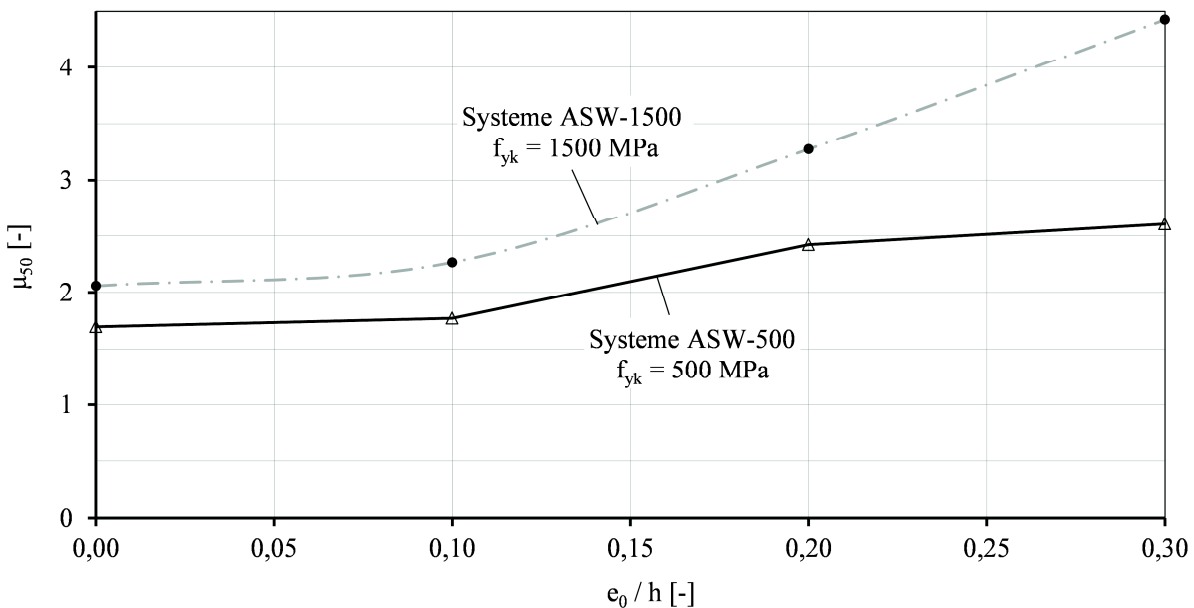


Bild 7-20: Stauchungsduktilität μ_{50} bei Variation der Stahlgüte der Bügelbewehrung

7.3.5 Einfluss der Stahlgüte der Längsbewehrung

Der Einfluss der Festigkeit der Längsbewehrung wird an drei UHPFRC-Stützen mit Abmessungen von ebenfalls $25 \cdot 25 \cdot 125$ cm aus UHPFRC150 (B5Q-1) und einer bezogenen Anfangsausmitte $e_0/h = 0,10$ abgeschätzt. Als Bewehrung werden einheitlich vier-

schnittige Bügel (Form B) \varnothing 8 mm / 10,5 cm aus B500 ($f_{yk} = 560$ MPa) eingesetzt. Die Längsbewehrung besteht aus 8 \varnothing 22 mm mit einem Stahl der Güte $f_{yk} = 500$ MPa (System ASL-500), $f_{yk} = 670$ MPa (System ASL-670) und $f_{yk} = 800$ MPa (System ASL-800). Die rechnerisch ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der drei Systeme sind in Bild 7-21 aufgetragen.

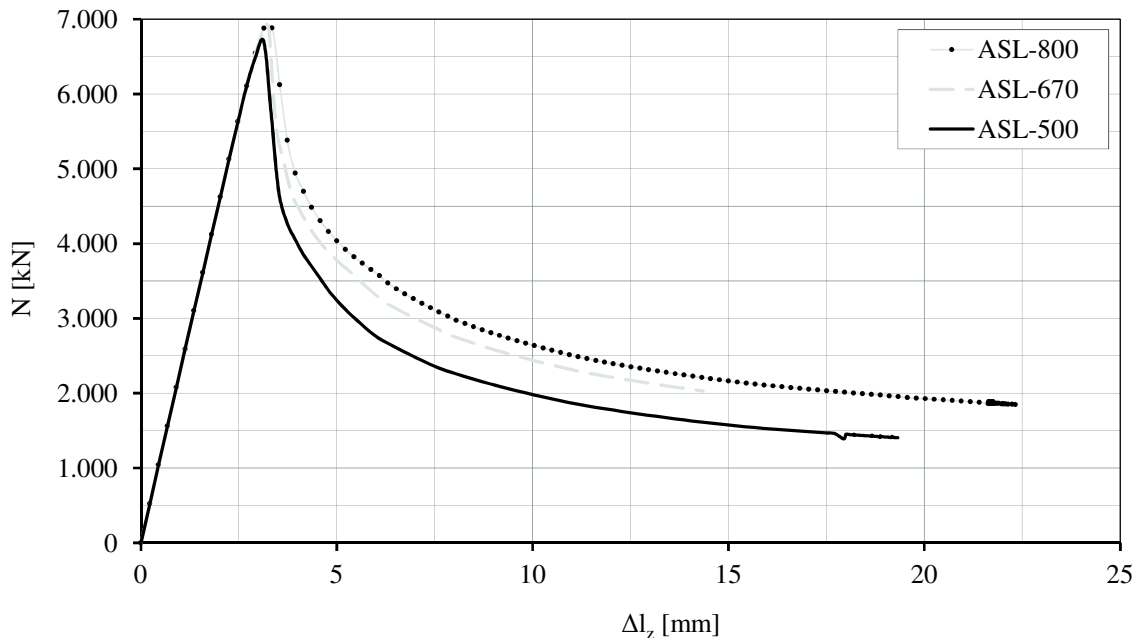


Bild 7-21: Kraft-Verschiebungsbeziehungen gedrungener UHPFRC-Stützen bei Variation der Stahlgüte der Längsbewehrung

Während die Höchstlast durch den Einsatz hochfester Längsbewehrung nur um ca. 3 % steigt, verbessert sich die Stauchungsduktilität bei den untersuchten exzentrisch gedrückten gedrunenen UHPFRC-Stützen um 22 % von $\mu_{50} = 1,57$ auf 1,92.

7.4 Schlanke UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck

7.4.1 Einfluss des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Der Einfluss der Verbügelung auf das Tragverhalten von schlanken UHPFRC-Stützen wurde rechnerisch an den in Tabelle 7-3 zusammengefassten insgesamt 30 Systemen betrachtet. Es wurden Stützen mit Abmessungen von $25 \cdot 25 \cdot 433$ cm wie die im Versuch geprüften schlanken Stützen C1 und C2 aus UHPFRC150 und einer Längsbewehrung von 8 \varnothing 22 mm in S670 untersucht. Mit den im System berücksichtigten oben und unten je 38 cm langen stählernen Lasteinleitungsstrukturen ergibt sich eine Spannweite von 5,09 m und eine Schlankheit $\lambda = 70,5$.

Tabelle 7-3: Parameter Bügelbewehrungsgrad ρ_w

Parameter:	ASW-C-1	ASW-C-2	ASW-C-3	ASW-C-4	ASW-C-5	ASW-C-6
	Bügel- ρ_w :	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm
	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm	25,0 cm
	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm	20 mm
	A _{sl} : 8 Ø 22 mm aus S670 ($\rho_l = 4,87\%$)					
e_0 / h [-]	0,05 (-1), 0,10 (-2), 0,20 (-3) und 0,30 (-4)					
Bügelform	A	B	B	B	B	B
ϕ_{sw} / s_w [mm / cm]	Ø 6 / 25	Ø 8 / 17	Ø 8 / 10,5	Ø 8 / 5,7	Ø 10 / 5,4	Ø 12 / 3,9
Bügelstahl	B 500 S ($f_{yk} = 560$ MPa)					
ρ_w [Vol.-%]	0,22%	1,00%	1,62%	2,98%	4,97%	10,00%
f_r [MPa]	0,62	2,80	4,53	8,35	13,90	28,00
f_r / f_{ck}	0,41%	1,87%	3,02%	5,56%	9,27%	18,67%

In Bild 7-22 sind die rechnerisch abgeschätzten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der mit einer bezogenen Anfangsausmitte von $e_0 / h = 0,05$ untersuchten UHPFRC-Stützen ASW-C-1-1 bis ASW-C-6-1 dargestellt. Die Höchstlast wird durch die Verstärkung der Verbügelung um max. 1,5 % angehoben.

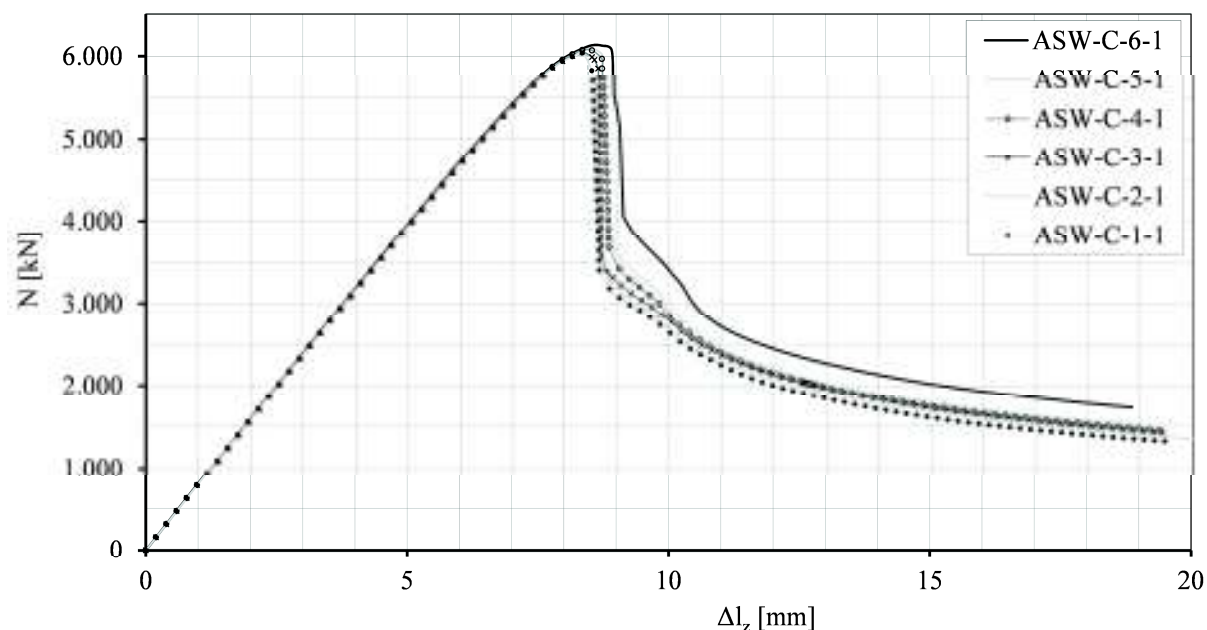


Bild 7-22: Kraft-Verschiebungsbeziehungen für schlanke UHPFRC-Stützen ($e_0 / h = 0,05$) bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Die Verstärkung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w verbessert bei schlanken Stützen das Nachbruchverhalten, ist aber im Vergleich zu den gedrunenen UHPFRC-Stützen deutlich uneffektiver (Bild 7-23). Wie bei den gedrunenen UHPFRC-Stützen, steigt die Stauchungsduktilität bei gleichem Bügelbewehrungsgrad mit wachsender Exzentrizität. Rechnerisch ergibt sich die höchste Stauchungsduktilität bei einer bezogenen Anfangsausmitte von $e_0 / h = 0,20$.

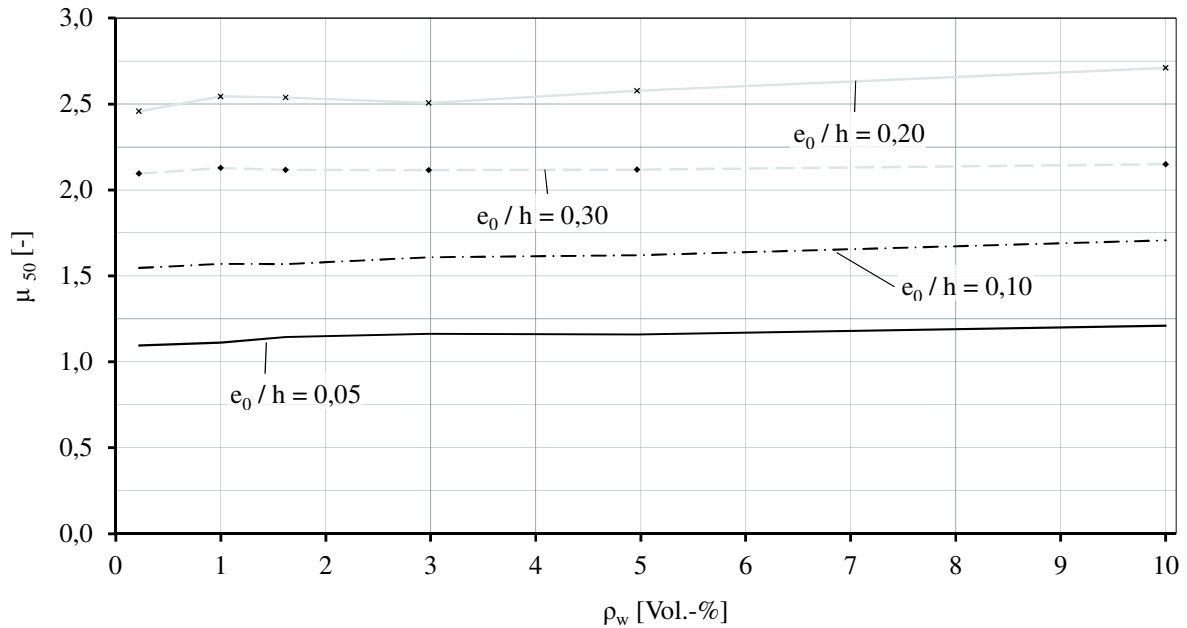


Bild 7-23: Stauchungsduktilitäten μ_{50} für schlanke UHPFRC-Stützen bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

7.4.2 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Tragverhalten von schlanken UHPFRC-Stützen wurde an den in Tabelle 7-4 dargestellten 20 Systemen untersucht.

Tabelle 7-4: Parameter Längsbewehrungsgrad ρ_l

Parameter:	ASL-C-1	ASL-C-2	ASL-C-3	ASL-C-4	ASL-C-5
	ρ_l	b · h · l = 25 · 25 · 433 (509) cm, UHPFRC150			
	a _{sw} : Ø 8 mm / s _w = 10,5 cm in Form B mm aus B500 ($\rho_w = 1,62$ Vol.-%)				
$n_{sl} \cdot \phi_{sl}$	8 Ø 12	8 Ø 16	8 Ø 22	8 Ø 28	8 Ø 32
ρ_l [%]	1,45 %	2,57 %	4,87 %	7,88 %	10,29 %
e_0 / h :	0,05 (-1), 0,10 (-2), 0,20 (-3) und 0,30 (-4)				

Bild 7-24 stellt die rechnerisch abgeschätzten Kraft-Verschiebungsbeziehungen für die Systeme mit einer Anfangsausmitte $e_0 / h = 0,05$ (System 1) dar.

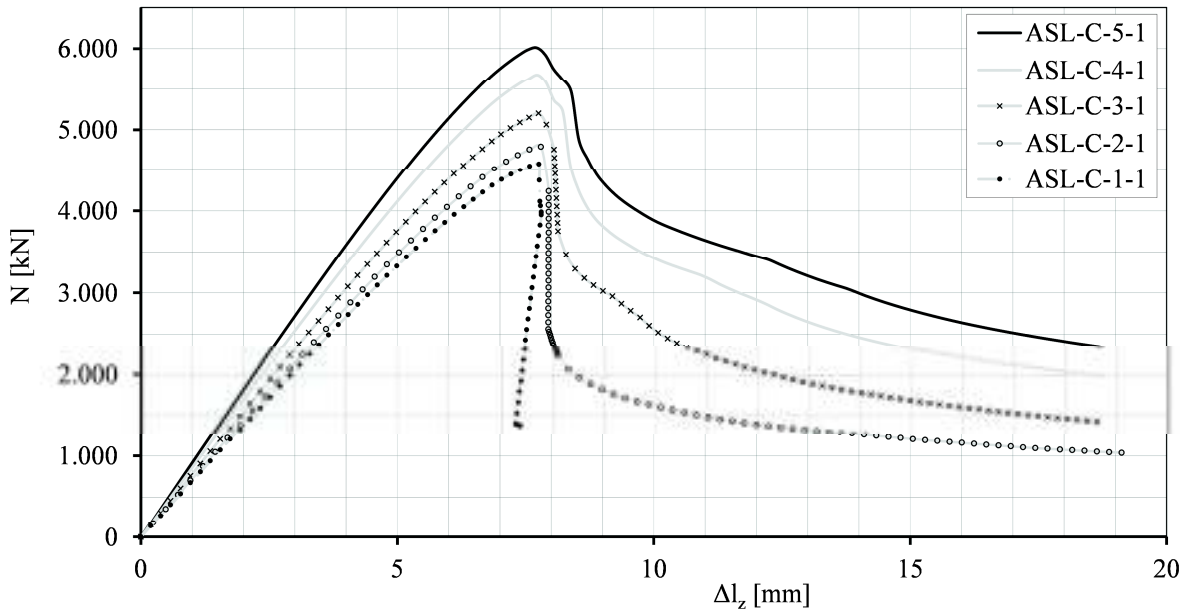


Bild 7-24: Kraft-Verschiebungsbeziehungen für schlanke UHPFRC-Stützen bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_l

Mit der Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_l steigt die Höchstlast der schlanken UHPFRC-Stützen. Diese Maßnahme wird mit zunehmender Ausmitte e_0/h wirksamer, wie Bild 7-25 mit den auf die Höchstlast der Stütze mit dem geringsten Längsbewehrungsgrad bezogenen Höchstlasten zeigt. Während bei einer Ausmitte $e_0/h = 0,05$ die Höchstlast bei einer Versiebenfachung des Längsbewehrungsgrades um 32 % steigt, ergibt sich bei $e_0/h = 0,30$ eine Erhöhung um 106 %.

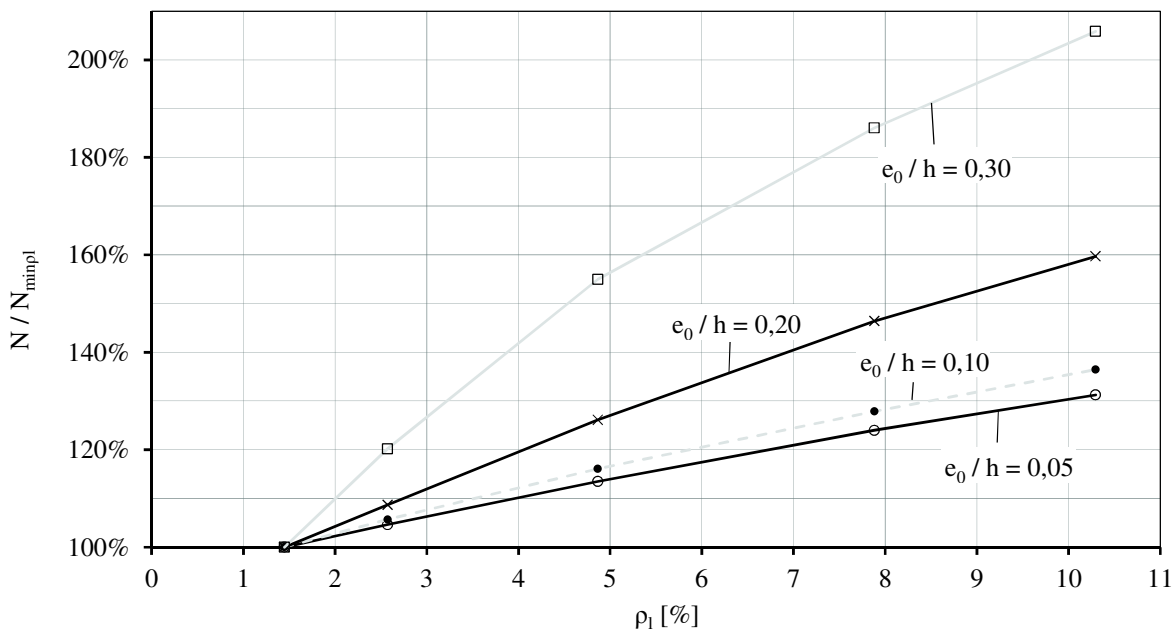


Bild 7-25: Erhöhung der Stauchungsduktilität $\Delta\mu_{50}$ schlanker UHPFRC-Stützen durch verstärkte Längsbewehrung, bezogen auf den Stahlbedarf der Stütze mit dem jeweilig geringsten Stahlbedarf

Bild 7-26 zeigt die ermittelten Stauchungsduktilitäten μ_{50} der schlanken UHPFRC-Stützen bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_1 . Bei Ausmitten $e_0/h = 0,20$ ergibt sich durch die Verstärkung der Längsbewehrung, wenn der aus Bild 7-25 ablesbare Tragfähigkeitsgewinn dieser Maßnahme ausgeschöpft wird, eine Verschlechterung des Nachbruchverhaltens.

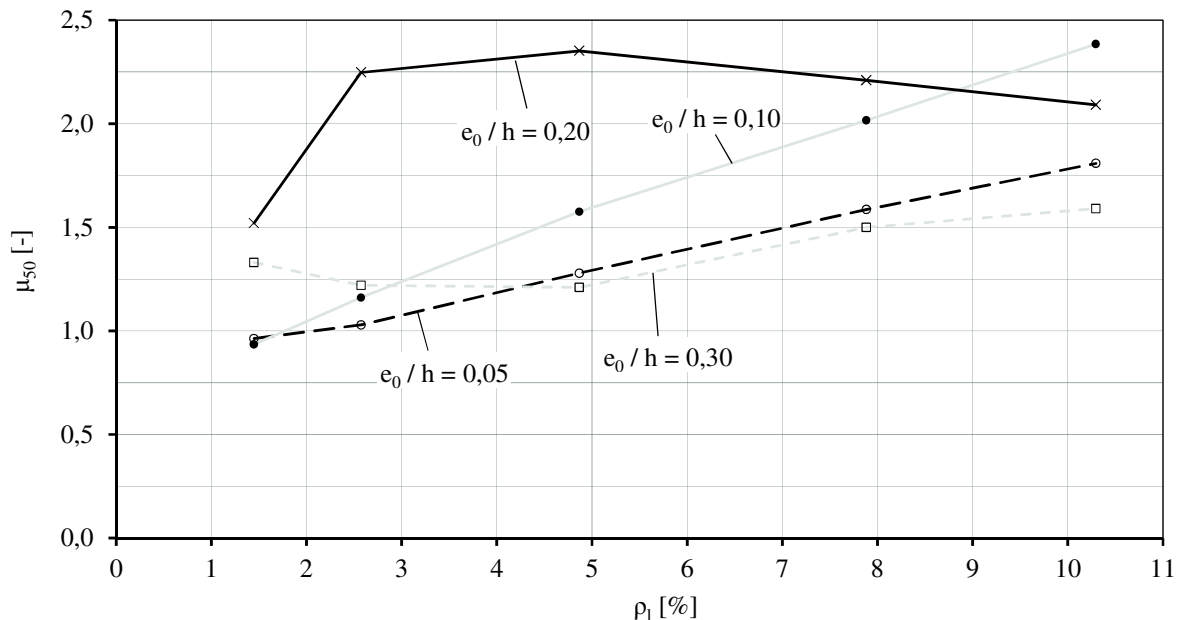


Bild 7-26: Stauchungsduktilitäten μ_{50} schlanker UHPFRC-Stützen bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_1

7.5 Zusammenfassende Auswertung der Parameterstudie

7.5.1 Grundsätzliches

Die rechnerischen Parameterstudien haben gezeigt, dass die Tragfähigkeit und Stauchungsduktilität von zentrisch und exzentrisch gedrückten gedrunenen UHPFRC-Stützen durch Verstärkung von Festigkeit und Querschnittsfläche der Bügel- und Längsbewehrung verbessert werden kann. Dagegen ist die Wirksamkeit dieser Maßnahmen bei schlanken UHPFRC-Stützen, bezogen auf den Mehrbedarf an Stahl hierfür, nur gering.

7.5.2 Gedrungene UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsigen exzentrischem Längsdruck

In Bild 7-27 sind die experimentell und rechnerisch bestimmten ertragbaren Normalspannungen $\sigma_R = \max N / A_{c,b}$ von gedrunenen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³] dargestellt. Die ertragbare Normalspannung ergibt sich aus der Höchstlast dividiert durch die Betonbruttofläche. Der Anstieg an

Tragfähigkeit ist bei Erhöhung der Längsbewehrung (A_{sl}) steiler als bei einer Erhöhung der Bügelbewehrung (a_{sw}).

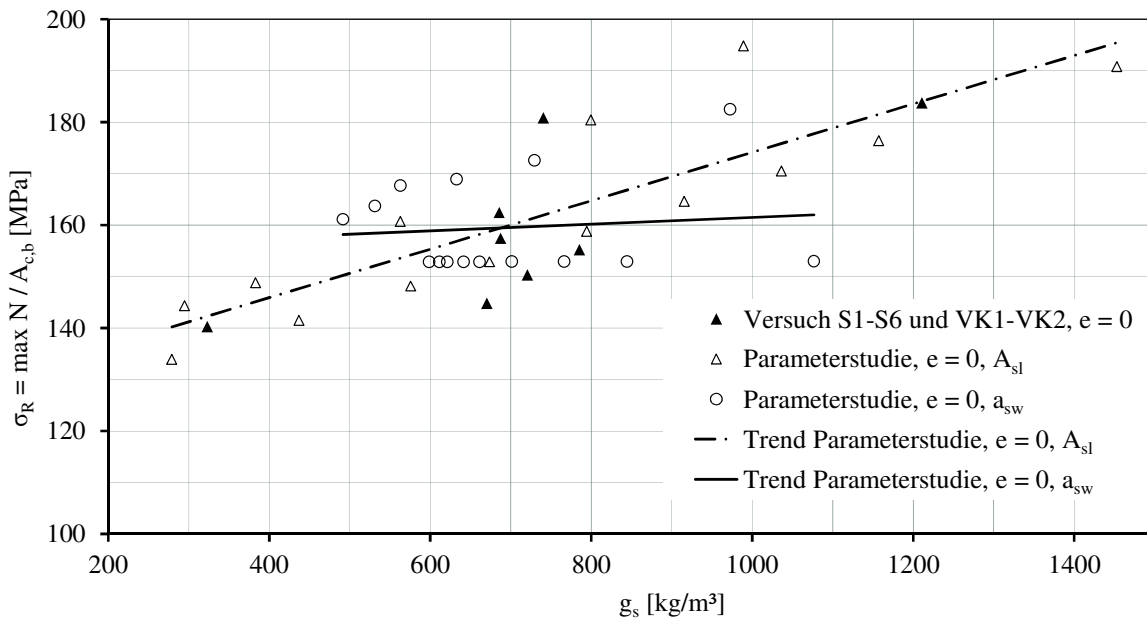


Bild 7-27 Durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) ertragbare Normalspannung σ_R [MPa] von gedrunenen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³]

Für gedrungene exzentrisch gedrückte UHPFRC-Stützen kann die Tragfähigkeit durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) ebenso verbessert werden (Bild 7-28). Hierbei sind beide Maßnahmen etwa gleich effektiv. Wie zu erwarten war, sinkt die Tragfähigkeit mit steigender Ausmitte.

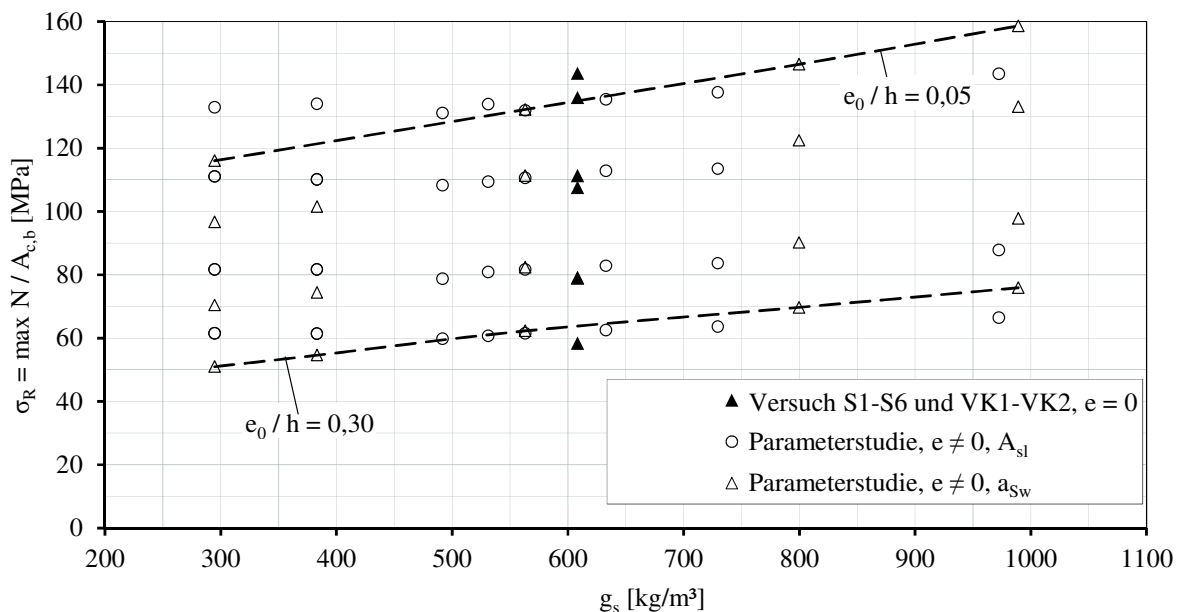


Bild 7-28 Durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) ertragbare Normalspannung σ_R [MPa] von gedrunenen exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³]

Die experimentell und rechnerisch bestimmten Stauchungsduktilitäten μ_{50} der gedrunge- nen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen, bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³] sind in Bild 7-29 aufgetragen. Die Verstärkung der Bügelbewehrung ist im Ver- gleich zur Verstärkung der Längsbewehrung effektiver, die Trendlinie dieser Maßnahme verläuft steiler.

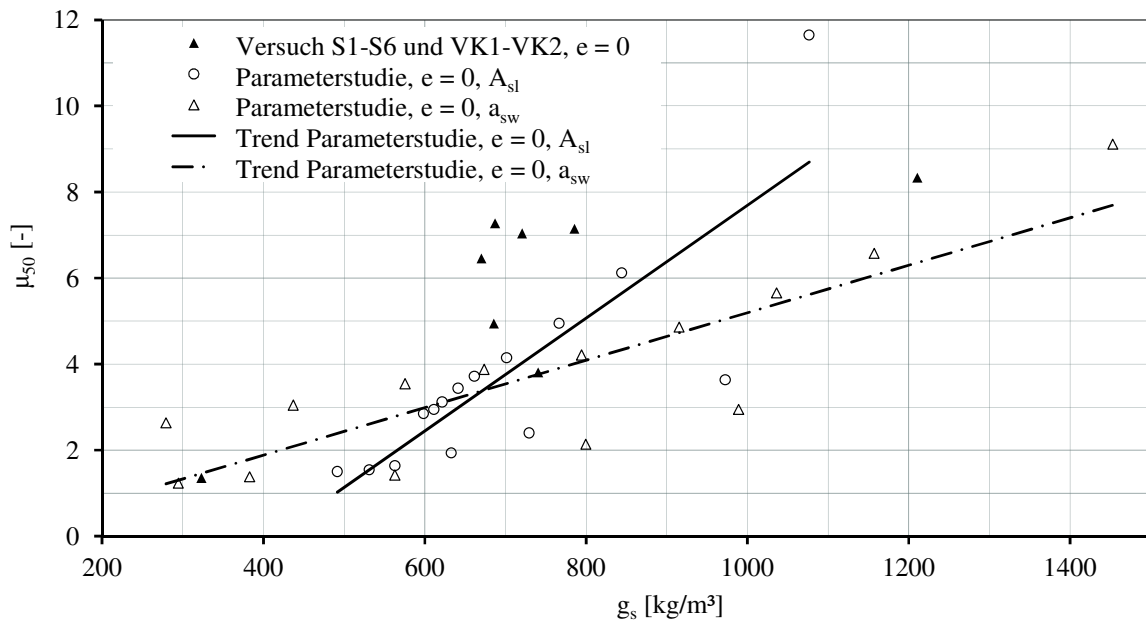


Bild 7-29 Durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) erzielbare Stauchungsduktilitäten μ_{50} von gedrunge- nen zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³]

Für gedrungene exzentrisch gedrückte UHPFRC-Stützen wurden die in Bild 7-30 darge- stellten Stauchungsduktilitäten μ_{50} bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m³] be- stimmt. Im Vergleich zu den zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen ergeben sich kleine- re Werte, die beiden Maßnahmen sind etwa gleich effektiv.

Die ermittelten Stauchungsduktilitäten μ_{50} der gedrunge- nen zentrisch und exzentrisch ge- drückten UHPFRC-Stützen für verschiedene Längs- und Bügelbewehrungsgrade bezogen auf die bezogene Ausmitte e_0 / h zeigt Bild 7-31. Tendenziell sinkt die Stauchungsduktili- tät im Vergleich zu zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bei kleinen Ausmitten und steigt dann bei größeren Ausmitten wieder an.

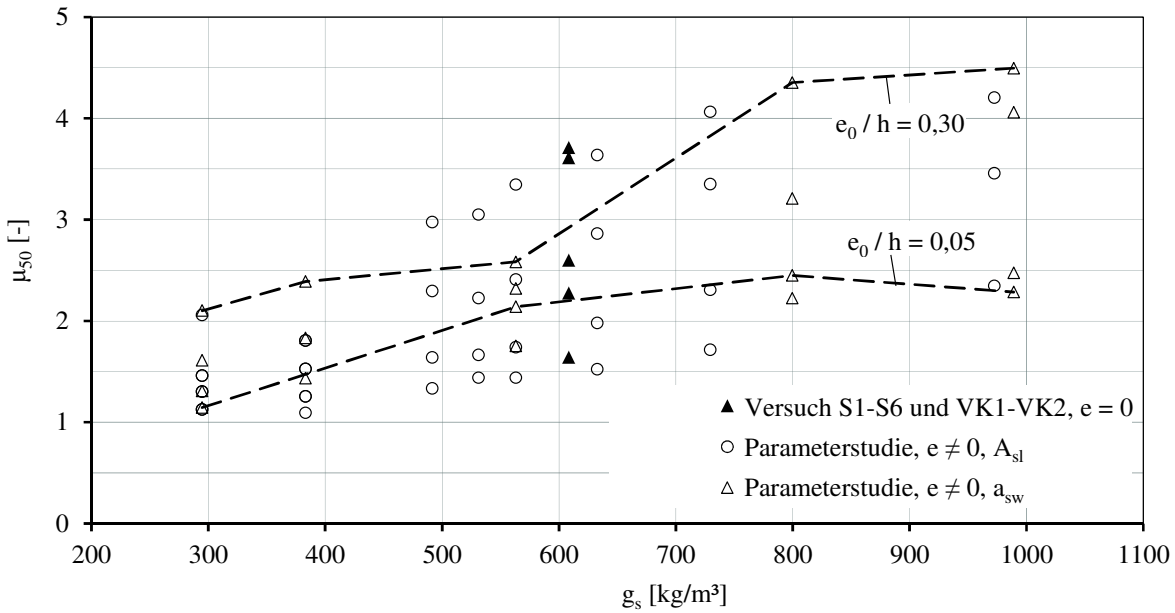


Bild 7-30 Durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) erzielbare Stauchungsduktilitäten μ_{50} von gedrunenen exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s

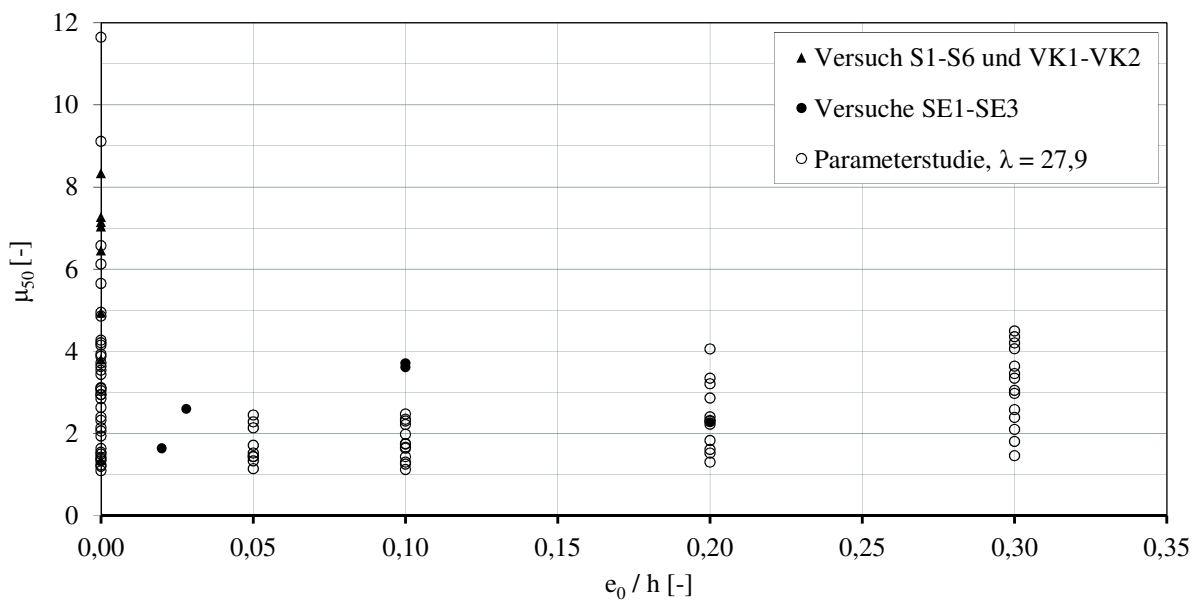


Bild 7-31 Stauchungsduktilitäten μ_{50} von gedrunenen zentrisch und exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf die Anfangsausmitte e_0/h

7.5.3 Schlanke UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck

Die bei Höchstlast ertragbare Normalspannung σ_R von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen bezogen auf den Gesamtstahlbedarf g_s bei Verstärkung der Bügel- bzw. Längsbewehrung zeigen Bild 7-32 (a_{sw}) und Bild 7-33 (A_{sl}). Die mit Strichpunktlinie verbundenen Punkte wurden für die jeweils gleichen Anfangsausmitten e_0/h bestimmt, wo-

bei die Normalspannung σ_R bei gleichem Querschnitt mit steigender Ausmitte sinkt. Durch eine Verstärkung der Bügelbewehrung wird die Tragfähigkeit, wie die Trendlinie a_{sw} zeigt, nur gering verbessert. Dagegen zeigt der Trend für die Maßnahme A_{sl} einen leichten Anstieg. So erhöht sich die Tragfähigkeit bei einer Verdreifachung der Stahlmasse durch Längsbewehrung um 50 %.

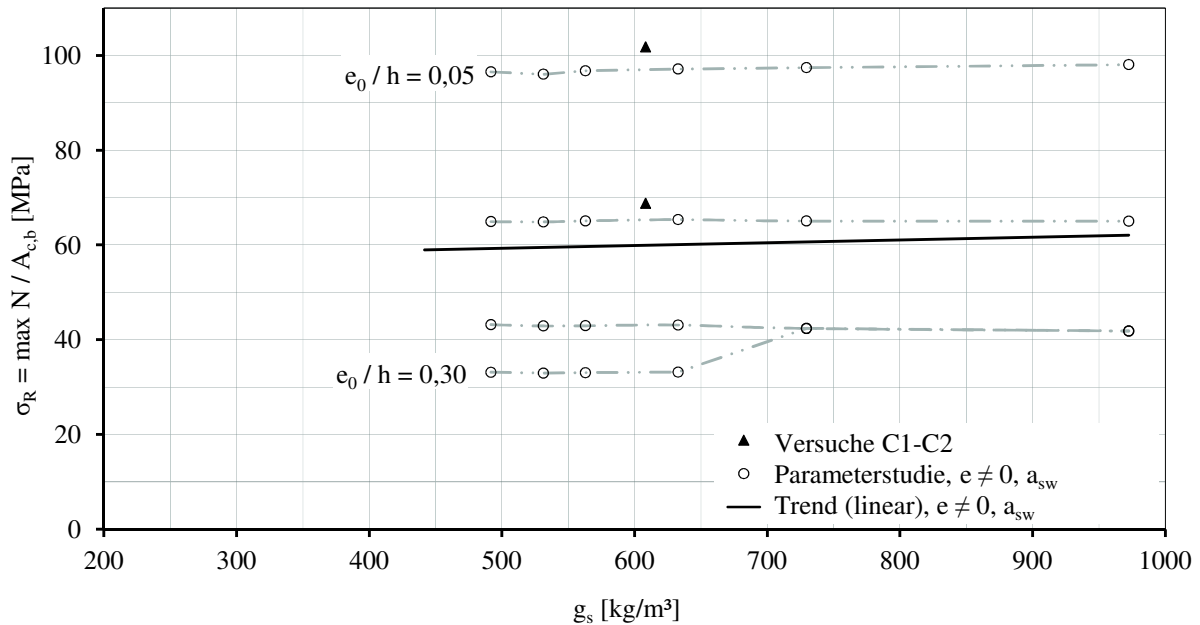


Bild 7-32 Durch Verstärkung der Bügelbewehrung (a_{sw}) ertragbare Normalspannung σ_R von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Gesamtstahlbedarf g_s

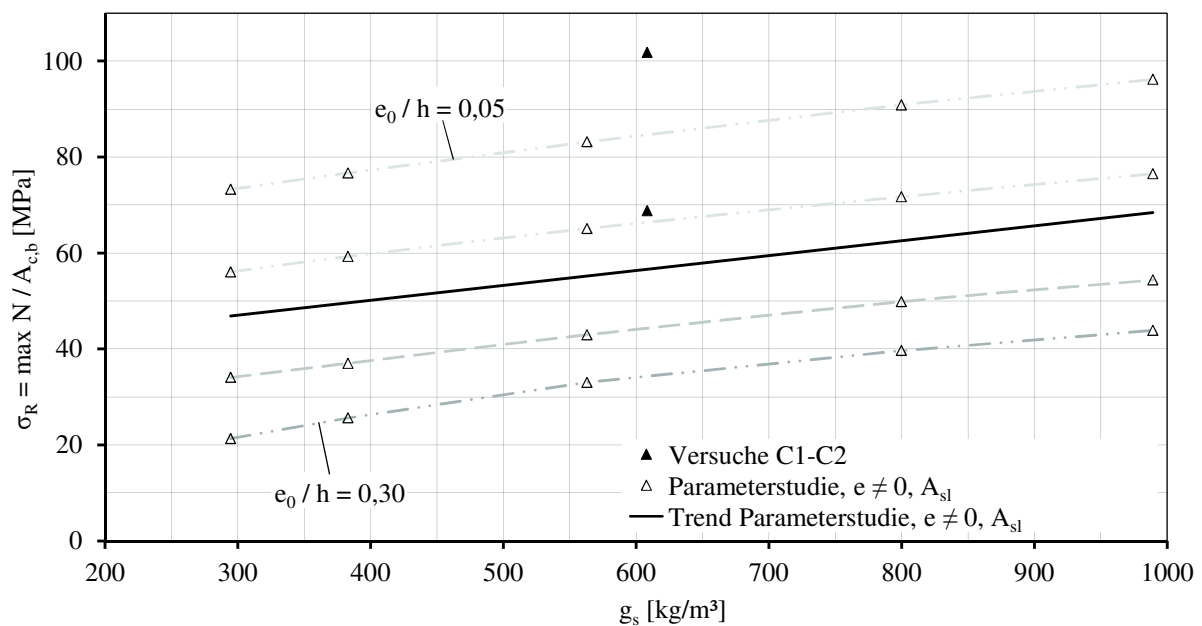


Bild 7-33 Durch Verstärkung der Längsbewehrung (A_{sl}) ertragbare Normalspannung σ_R von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Gesamtstahlbedarf g_s

In Bild 7-34 ist die nur geringe Veränderung der Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Gesamtstahlbedarf g_s bei Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung dargestellt.

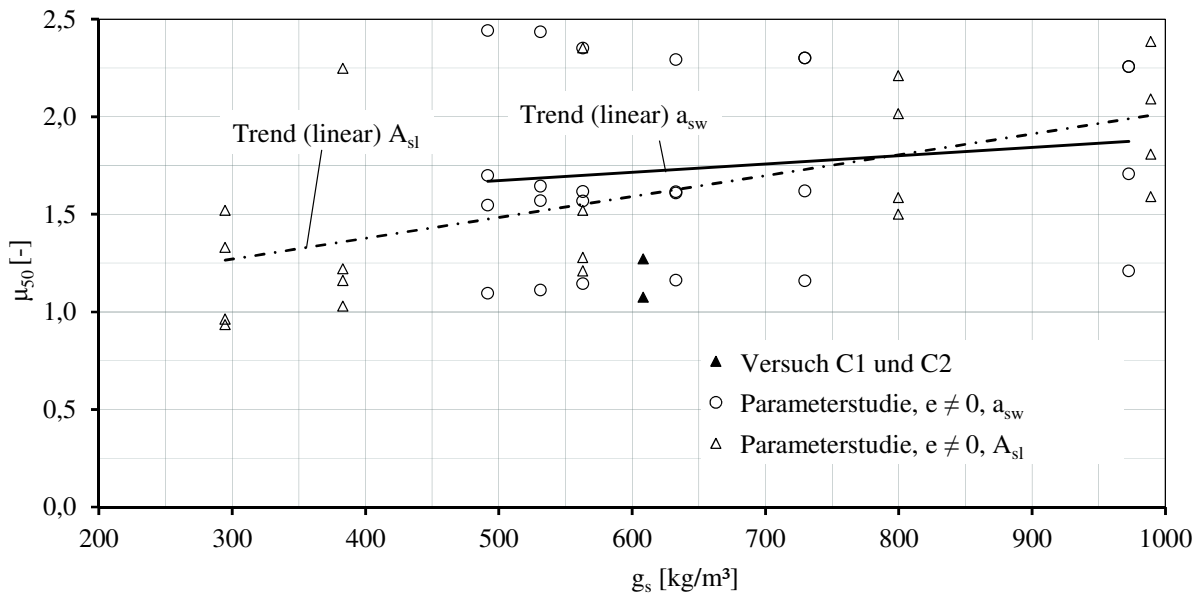


Bild 7-34 Durch Verstärkung der Längs- bzw. Bügelbewehrung (A_{sl} bzw. a_{sw}) erzielbare Stauchungsduktilitäten μ_{50} von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit vom Gesamtstahlbedarf g_s [kg/m^3]

Die Stauchungsduktilitäten μ_{50} schlanker UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit von der Ausmitte e_0 / h sind in Bild 7-35 für die untersuchten Bügel- und Längsbewehrungsgrade dargestellt. Hieraus ist keine Tendenz über den Einfluss der Ausmitte ableitbar.

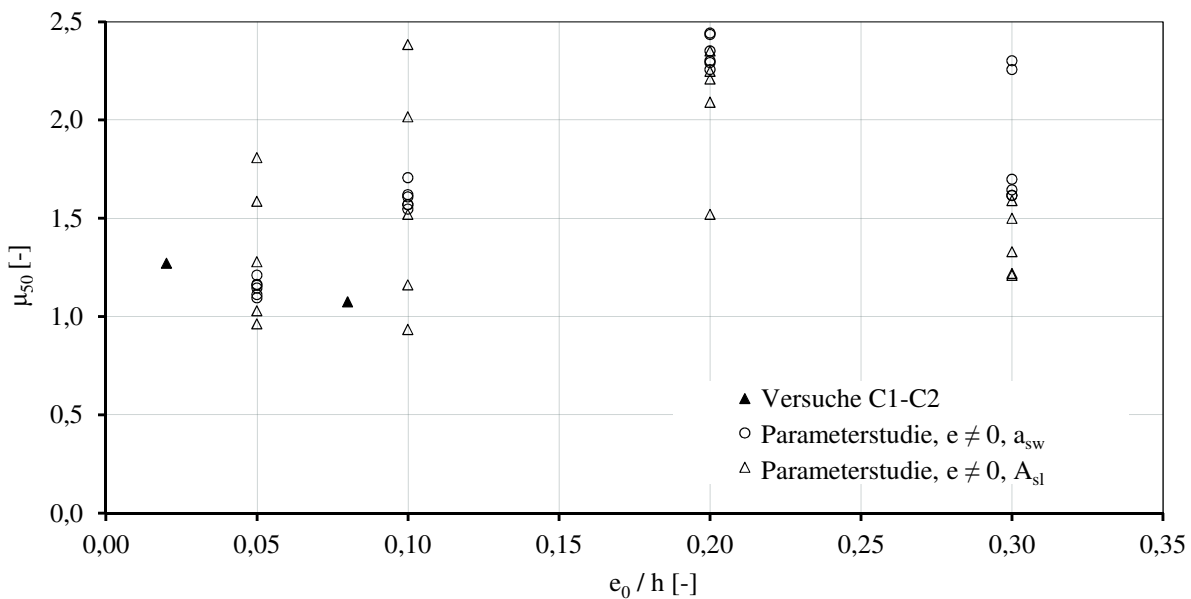


Bild 7-35 Stauchungsduktilitäten μ_{50} von schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen in Abhängigkeit von der Ausmitte e_0 / h

7.6 Ergebnisse der Parameterstudie

Die mit der Parameterstudie bestimmten Diagramme ermöglichen für UHPFRC-Stützen bei gegebener Schlankheit λ und Ausmitte e_0/h eine qualitative Aussage zur Wirksamkeit einer Veränderung der Bügel- und Längsbewehrung zur Verbesserung von Tragfähigkeit und Stauchungsduktilität. Hiermit kann für die konkrete Anwendung die hinsichtlich des Stahlbedarfes wirksamste Verbesserungsmaßnahme bestimmt werden. Ebenfalls können Empfehlungen zur konstruktiven Gestaltung von UHPFRC-Stützen abgeleitet werden.

Wie zu erwarten, kann die Tragfähigkeit von UHPFRC-Stützen durch eine Erhöhung des Längsbewehrungsgrades und/oder der Festigkeit der Längsbewehrung gesteigert werden.

Dagegen ergibt eine Querschnittserhöhung der Bügelbewehrung oder der Einsatz einer hochfesten Bügelbewehrung keine wesentliche Verbesserung der Tragfähigkeit.

Die Stauchungsduktilität gedrungener UHPFRC-Stützen kann durch eine Querschnittserhöhung der Längs- und Bügelbewehrung verbessert werden. Bezogen auf die erforderliche Stahlmasse ist die Bügelbewehrung wirksamer. Auch der Einsatz hochfester Stähle für Quer- und Längsbewehrung verbessert die Stauchungsduktilität.

Für schlanke UHPFRC-Stützen ergibt eine Querschnittserhöhung der Bügelbewehrung nur geringfügig höhere Stauchungsduktilitäten. Eine Verstärkung der Längsbewehrung erhöht nur dann die Stauchungsduktilität signifikant, wenn der zugleich gewonnene Tragfähigkeitsgewinn ΔN dieser Maßnahme rechnerisch nicht berücksichtigt wird.

Durch den Einsatz von hochfester Längsbewehrung kann das Nachbruchverhalten schlanker UHPFRC-Stützen verbessert werden.

Die Parameterstudie wurde an quadratischen Stützen mit Abmessungen bis 25 cm durchgeführt. Es wird vermutet, dass die Ergebnisse auch für UHPFRC-Stützen mit rechteckigen oder kreisrunden massiven Querschnitten und/oder größeren Abmessungen zutreffen, wenn diese mit einem hinsichtlich Geometrie und Tragfähigkeit vergleichbaren Bewehrungsnetz aus Längs- und Bügelbewehrung ausgebildet sind.

Die Wirkung der Stahlfasern kann mit den rechnerischen Modellen nicht eindeutig identifiziert werden. Der wesentliche Effekt liegt in der Verbesserung des Abplatzverhaltens und dem hierdurch geringeren Querschnittsverlust im Nachbruchbereich. Ebenso wird der Abfall der Spannungs-Stauchungsbeziehung insbesondere des nicht umschnürten Betons der Betondeckung im Nachbruchbereich beschränkt.

8 Zusammenstellung der entwickelten Modelle

Im Folgenden werden die in dieser Arbeit entwickelten Modelle zur rechnerischen Abschätzung des Tragverhaltens von zentrisch und einachsig exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen zusammengefasst.

8.1 Materialgesetze

8.1.1 Modell zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC bei einachsigem Druck

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC mit Druckfestigkeiten $f_{ck} \leq 160$ MPa kann bis zum Erreichen der Druckfestigkeit mit Gl. 4-3 (mit $k = 1,3$) und der absteigende Ast durch eine trilineare Beziehung, wie in Bild 8-1 dargestellt, abgeschätzt werden.

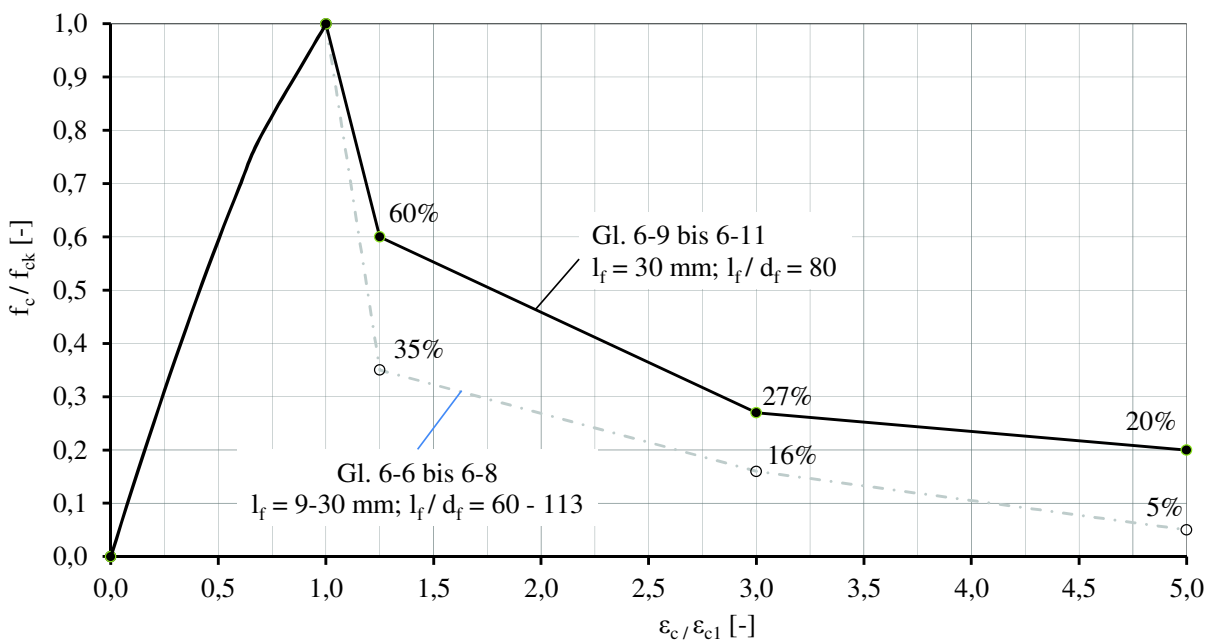


Bild 8-1 Spannungs-Stauchungsbeziehung UHPFRC bei einachsigem Druck nach den Gleichungen 6-6 bis 6-11

Als Eingangsparameter werden die Druckfestigkeit f_{ck} , die zugehörige Bruchstauchung ϵ_{c1} und für die Faserzugabe der Kennwert $\Sigma v_f \cdot l_f / d_f$ benötigt.

Tabelle 8-1: Eingangsparameter zur Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung für einachsig gedrückten UHPFRC

	Gleichungen 6-6 bis 6-8	Gleichungen 6-9 bis 6-11
		Stahlfasern $f_{yf} \geq 2000$ MPa $l_f = 9$ bis 30 mm, $d_f = 0,15$ bis $0,375$ mm $l_f / d_f = 60$ bis 113 $\sum v_f \cdot l_f / d_f \leq 1,7$
ε_c [‰]	f_c [MPa]	f_c [MPa]
0	0	0
ε_{c1}	f_{ck}	f_{ck}
$1,25 \cdot \varepsilon_{c1}$	$35\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$	$60\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$
$3,0 \cdot \varepsilon_{c1}$	$16\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$	$27\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$
$5,0 \cdot \varepsilon_{c1}$	$5\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$	$20\% \cdot \sum v_f \cdot l_f / d_f \cdot f_{ck}$

8.1.2 Modell zur Beschreibung der Spannungs-Stauchungsbeziehung von UHPFRC bei dreiaxsigem Spannungszustand (Längsdruck / Querdruck)

Die Untersuchungen ergaben, dass das Tragverhalten von UHPFRC-Stützen durch im Querschnitt angeordnete umschnürende Bügel verbessert werden kann. Die Wirksamkeit steigt mit dem Faktor f_r / f_{ck} an.

Die Druckfestigkeit und zugehörige Bruchstauchung von mit Bügeln umschnürtem UHPFRC wird im Vergleich zu einachsig gedrücktem UHPFRC bei den untersuchten Verhältnissen $f_r / f_{ck} \leq 18,7\%$ kaum verändert. Die Bügel sind wegen der kleinen Querdehnungen und -bewegungen des UHPFRC bei Erreichen der Druckfestigkeit noch nicht bis zur Streckgrenze gespannt. Auch ist die Querschnittsfläche der umschnürenden Bügel und somit die Umschnürungskraft durch die baupraktisch realisierbaren Bügelbewehrungsgrade beschränkt. Dagegen ermöglicht eine Umschnürung im Nachbruchbereich eine im Vergleich zu einachsig gedrücktem UHPFRC wesentliche Veränderung der Spannungs-Stauchungsbeziehung.

Das im Abschnitt 6.3 entwickelte Modell dieser Arbeit wird am Beispiel eines quadratischen Querschnittes einer Stütze aus UHPFRC150 mit einer Druckfestigkeit $f_{ck} = 150$ MPa bei einer Stauchung von $\varepsilon_{c1} = 3,1\%$ beschrieben (Bild 8-2). Die Bewehrung besteht aus einer Längsbewehrung aus 8 Ø 28 mm aus hochfestem Betonstahl S670 und einer Bügelbewehrung aus Haupt- und Zwischenbügeln Ø 8 mm / 8,0 cm aus Betonstahl B500 (Bild 8-2).

8 Zusammenstellung der entwickelten Modelle

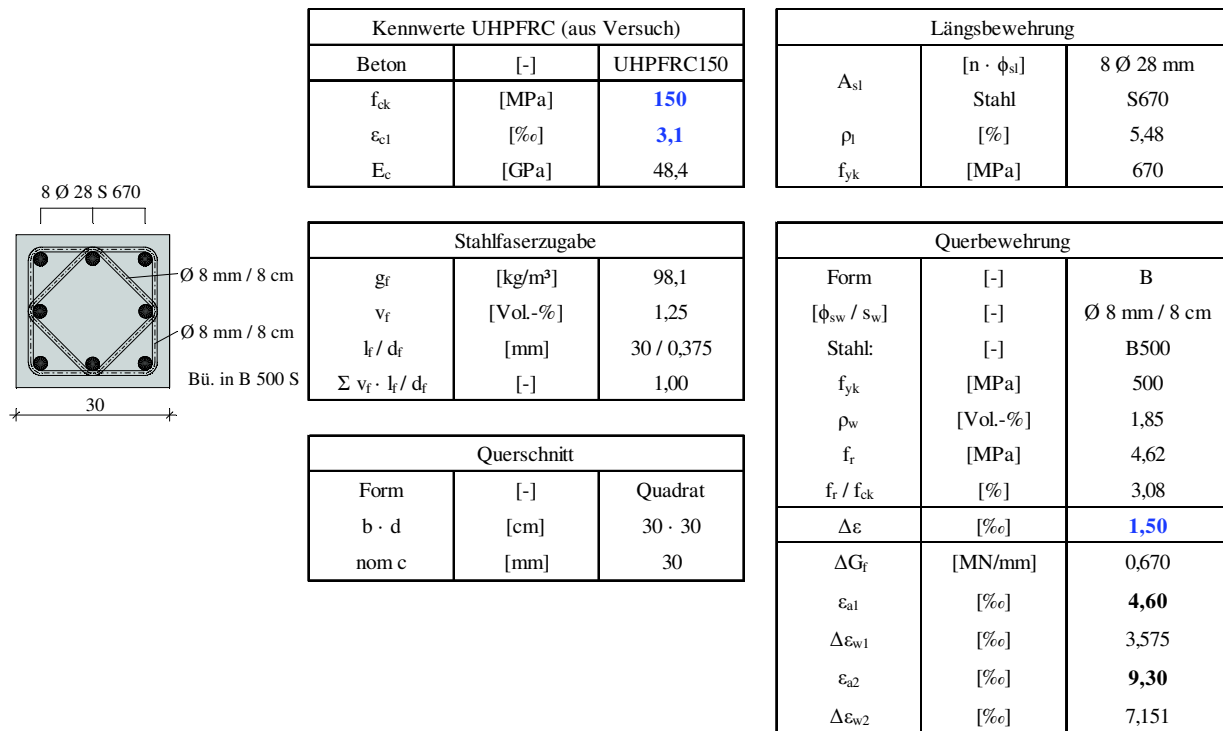


Bild 8-2: Querschnitt und Kennwerte der betrachteten UHPFRC-Stütze

Der durch die Bügelmittellinie begrenzte Kernquerschnitt wird durch die Bügel in Form B umschürt. Die mittlere Umschnürungsspannung f_r ergibt sich zu:

$$f_r = \frac{\left(\frac{2 \cdot A_{sw,H}}{s_{w,H}} + \frac{2 \cdot A_{sw,ZW}}{s_{w,ZW} \cdot \sqrt{2}} \right) \cdot f_{yw}}{b_c}$$

$$f_r = \frac{\left(\frac{2 \cdot 0,50 \text{ cm}^2}{0,08 \text{ m}} + \frac{2 \cdot 0,50 \text{ cm}^2}{0,08 \text{ m} \cdot \sqrt{2}} \right) \cdot 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{(0,30 - 2 \cdot 0,03 \text{ m} - 0,008 \text{ m}) \cdot 10^3} \quad \text{Gl. 8-1}$$

$$f_r = 4,62 \text{ MPa}$$

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung des einachsig gedrückten UHPFRC wird nach Gleichung 6-11 bis 6-13 bei einer mittleren Umschnürungsspannung $f_r = 4,62 \text{ MPa}$ um folgende Zusatzstauchungen $\Delta \varepsilon_{w1}$ und $\Delta \varepsilon_{w2}$ verschoben:

$$\Delta G_w = f_r \cdot 0,145 \text{ mm} = 4,62 \text{ MPa} \cdot 0,145 \text{ mm} \quad \text{Gl. 8-2}$$

$$\Delta G_w = 0,670 \text{ MN/mm}$$

$$\Delta \varepsilon_{w1} = \frac{\Delta G_w}{r \cdot f_{cm}} = \frac{0,670 \frac{\text{MN}}{\text{mm}}}{1,25 \text{ mm} \cdot 152 \text{ MPa}} = 3,58 \text{ ‰} \quad \text{Gl. 8-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{w2} = 2 \cdot \Delta\varepsilon_{w1} = 2 \cdot 3,58 \text{ ‰} = 7,16 \text{ ‰}$$

Gl. 8-4

In Bild 8-3 sind die mit den Ansätzen dieser Arbeit abgeschätzten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des einachsigen gedrückten und des durch Bügel umschnürten UHPFRC150 dargestellt. Die Querdehnungen und -bewegungen wachsen mit dem Erreichen der einachsigen Druckfestigkeit f_{ck} überproportional an, die Bügel werden bis zu einer Längsstauchung von $\varepsilon_{a1} = \varepsilon_{c1} + \Delta\varepsilon = 3,1 + 1,5 = 4,60 \text{ ‰}$ bis zur Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ gespannt. Wie die Nachrechnung der Versuche in Abschnitt 6.5 gezeigt hat, steigt die Wirkung der Umschnürung über die Stauchung ε_{a1} hinaus an.

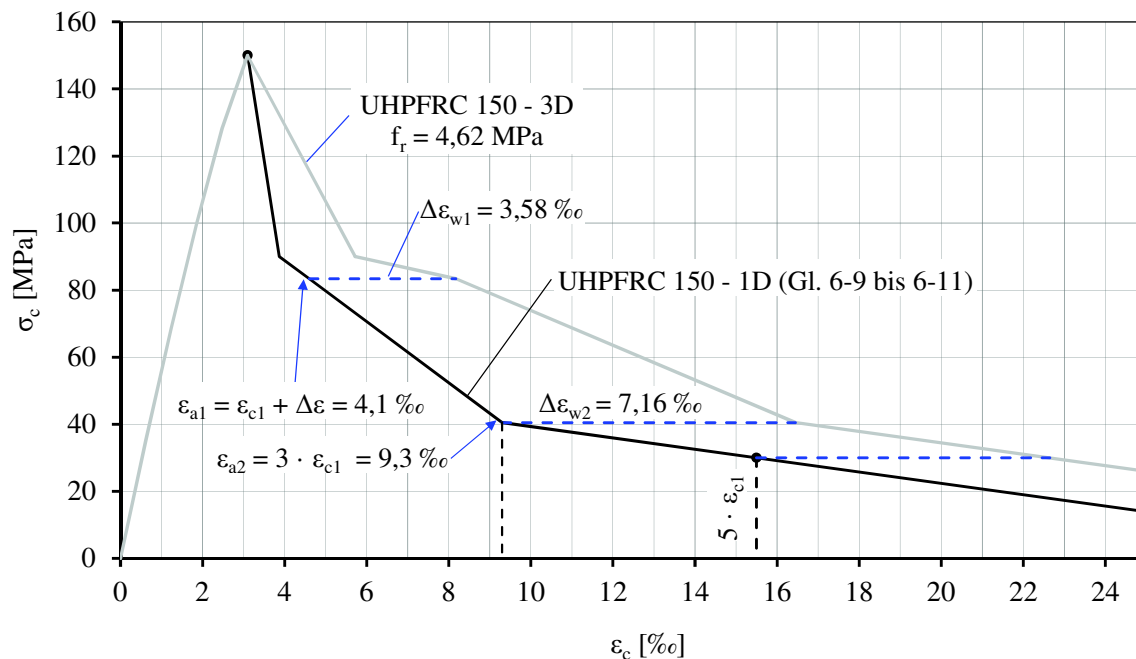


Bild 8-3: Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC150 gemäß Bild 8-2

Für den betrachteten UHPFRC150 sind die gleichen hochfesten Stahlfasern mit Schlankheiten $l_f / d_f \geq 80$ und Zugfestigkeiten von $f_y \geq 2000 \text{ MPa}$ und einer Zugabemenge von 1,25 Vol.-% wie für die Versuche angesetzt worden (Leistungsklasse 7,5 / 4,2). Mit dieser Faserzugabe ist im Versuch kein großflächiges Abplatzen festgestellt worden. Für die rechnerische Bestimmung der Kraft-Verschiebungskurve der UHPFRC-Stütze können dann die in Bild 6-22 dargestellten Betonflächen des umschnürten Kernbetons $A_{c,eff}$ und der nicht umschnürten Betondeckung $A_{c,nomc}$ verwendet werden.

8.1.3 Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens der Längsbewehrung

Zur Abschätzung des Tragverhaltens der Längsbewehrung, einschließlich des Nachbruchbereiches, wurde ein Stabmodell entwickelt. Für die Spannungs-Stauchungsbeziehung der Längsbewehrung bis zum Beginn des Ausknickens wird vorgeschlagen,

die linear-elastische Spannungs-Stauchungsbeziehung des zentrisch gedrückten Stahls anzusetzen.

Wird die UHPFRC-Stütze mit größeren Stauchungen als ca. 3,5 ‰ gestaucht, platzt die Betondeckung in der Bruchprozesszone ab und die Längsbewehrung beginnt auszuknicken. Die durch quer zur Stabachse gerichtete Verformungen der Bewehrungsstäbe beeinflusste Spannungs-Stauchungsbeziehung kann mit den Gleichungen 6-17 für B500 bzw. Gleichung 6-19 für S670 abgeschätzt werden.

Bild 6-19 stellt den vom Verhältnis Bügelabstand s_w zu Stabdurchmesser der Längsbewehrung ϕ_{sl} beeinflussten Verlauf der ertragbaren Spannung $\sigma_{s,II}$ runder Bewehrungsstäbe aus Stahl mit ideal elastisch-plastischem Werkstoffgesetz für Stauchungen $\Delta\varepsilon_s$ nach dem Ausknicken dar. So trägt die ausgeknickte Längsbewehrung bei dem nach DIN EN 1992-1-1 [15] zulässigen Mindestwert $s_w / \phi_{sl} = 12$ bei einer Stauchung von $\Delta\varepsilon_s = 25 ‰$ nur noch 30 % der zentrischen Festigkeit f_{yk} .

8.2 Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen

8.2.1 Modell zur rechnerischen Ermittlung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen

Die Tragfähigkeit von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen mit Druckfestigkeiten $f_{ck} \leq 160$ MPa kann mit Gleichung 8-5 abgeschätzt werden:

$$N_{Rd} = N_{cd} + N_{sd} = f_{cd} \cdot A_{c,n} + \sigma_{yd} \cdot A_{sl} \quad \text{Gl. 8-5}$$

f_{cd} : Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach Gleichung 8-6 und 8-7

$A_{c,n}$: Nettoquerschnitt Beton

σ_{yd} : Bemessungswert der Stahlspannung der Längsbewehrung nach Gleichung 8-10

A_{sl} : Querschnittsfläche Längsbewehrung

Für die Bemessungswerte der Druckfestigkeit von UHPFRC wird bei Herstellung im Fertigteilwerk Gleichung 8-6 und für Ortbeton Gleichung 8-7 vorgeschlagen:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{\alpha_{1,(f_{ck})} \cdot \alpha_2 \cdot f_{ck}}{1,35} = \frac{0,95 \cdot 0,90 \cdot f_{ck}}{1,35} \quad \text{Gl. 8-6}$$
$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,35}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{1,(fck)} \cdot \alpha_2 \cdot f_{ck}}{1,5} = \frac{0,95 \cdot 0,90 \cdot f_{ck}}{1,5}$$

Gl. 8-7

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5}$$

f_{ck} : Betondruckfestigkeit an Zylindern $\varnothing 15 \cdot 30$ cm

$\alpha_{1,(fck)}$: Bauteilfaktor: $\alpha_{1,(fck)} = 0,95$

α_2 : Dauerstandsfaktor UHPFRC: $\alpha_2 = 0,90$

Der Bauteilfaktor zur Erfassung des Unterschiedes zwischen Bauwerks- und Probekörperfestigkeit kann nach der Auswertung der eigenen Versuche in Abschnitt 4.5 mit $\alpha_{1,(fck)} = 0,95$ angenommen werden. Für die Dauerstandsfestigkeit von UHPFRC wird dem Vorschlag in [10] und [46] folgend, bis zum Vorliegen weiterer Erkenntnisse, ein Dauerstandsfaktor $\alpha_2 = 0,90$ vorgeschlagen.

Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_c wird, dem Vorschlag in [10] und [17] folgend, für UHPFRC bei Herstellung im Fertigteilwerk ein Wert von:

$$\gamma_c = 1,35$$

Gl. 8-8

und als Ortbeton von:

$$\gamma_c = 1,50$$

Gl. 8-9

vorgeschlagen.

Die DIN EN 1992-1-1 [15] beschränkt die Stahlstauchung für die Bemessung zentrisch gedrückter Bewehrung auf den Wert $\varepsilon_{c2} = 2,2 \text{ ‰}$. Bei den untersuchten UHPFRC-Stützen wurden bei Erreichen der Höchstlast deutlich höhere Stauchungen mit Werten zwischen $\varepsilon_c = 3,0$ und $3,3 \text{ ‰}$ gemessen. Dieser Wert ist ausreichend, um auch hochfeste Betonstähle auszunutzen. Um den für die Verbesserung der Robustheit angezeigten Einsatz hochfester Stähle auch bei der Bemessung berücksichtigen zu können, wird vorgeschlagen, die Längsbewehrung mit der Stahlspannung $\sigma_{s,c1}$, die sich bei Erreichen der Druckfestigkeit f_{ck} des verwendeten UHPFRC ergibt, anzurechnen.

Für den Betonstahl wird folgender Ansatz vorgeschlagen:

$$\sigma_{yd} = \frac{\sigma_{s,c1}}{1,15} \leq f_{yd}$$

Gl. 8-10

$\sigma_{s,c1}$: Zugehörige Stahlspannung der Längsbewehrung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit f_{ck} bei Stauchungen $\varepsilon_{c1} = 3 \text{ ‰}$

8.2.2 Querschnittstragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung für die Bemessung von UHPFRC-Querschnitten bei zentrischem und einachsig exzentrischem Längsdruck kann bis zum Erreichen der Druckfestigkeit mit dem in dem in DIN EN 1992-1-1 [15] gegebenen mathematischen Ansatz und einem Plastizitätsfaktor $k = 1,3$ bestimmt werden. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit wird bei Herstellung im Fertigteilwerk nach Gleichung 8-6 und für Ort-beton nach Gleichung 8-7 vorgeschlagen. Die zugehörige Stauchung wird, wie im Abschnitt 8.1.2 erläutert ohne weitere Reduktion mit $\epsilon_{c2} = \epsilon_{c1}$ angenommen.

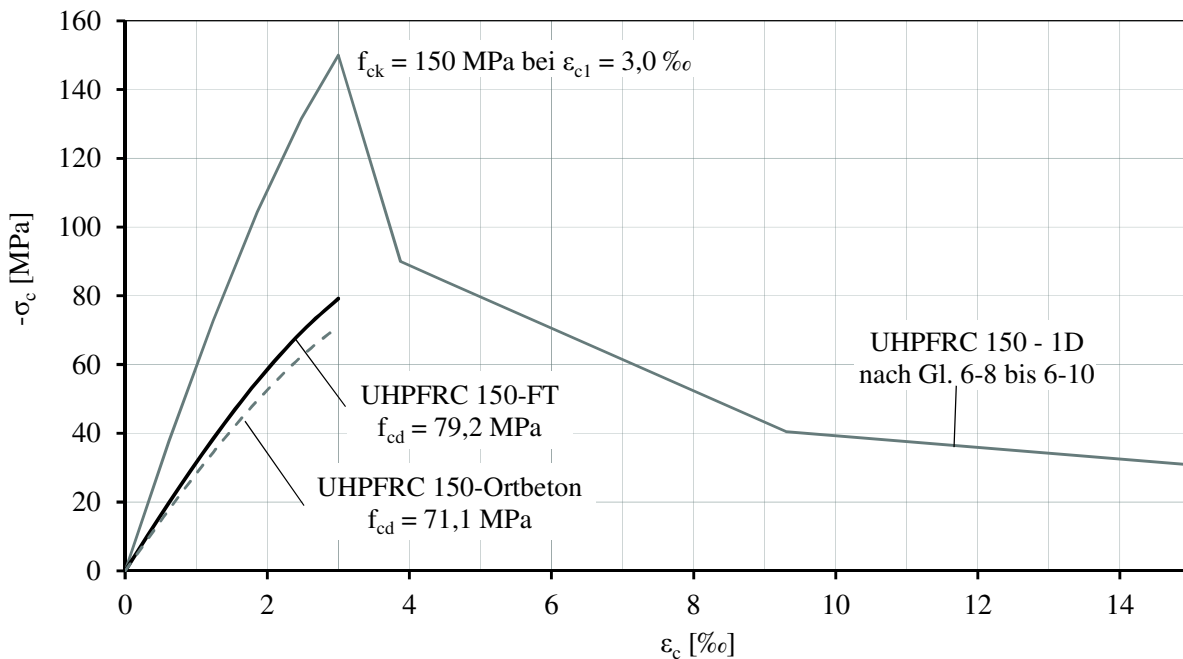


Bild 8-4: Vorschlag zur Spannungs-Stauchungsbeziehung für die Bemessung von UHPFRC

Für den UHPFRC auf der Zugseite werden analog DAfStb-Sachstandsbericht UHPC [10] und DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [12] für die Bemessung folgende Werte angenommen:

$$f_{ctd,L1} = \frac{\alpha_c^f \cdot \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot \beta_{L1} \cdot 0,51 \cdot f_{cfm,L1}^f}{\gamma_{ct}^f} \tag{Gl. 8-11}$$

$$f_{ctd,L1} = \frac{0,0867 \cdot f_{cfm,L1}^f}{1,25}$$

$$f_{ctd,L2} = \frac{0,054 \cdot f_{cfm,L2}^f}{1,25} \tag{Gl. 8-12}$$

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die Schnittgrößenermittlung und Bemessung des UHPFRC150 (B5Q-1) (Leistungsklasse 8,7/5,1) und den aus den Versuchen abgeleiteten Verlauf zeigt Bild 8-5.

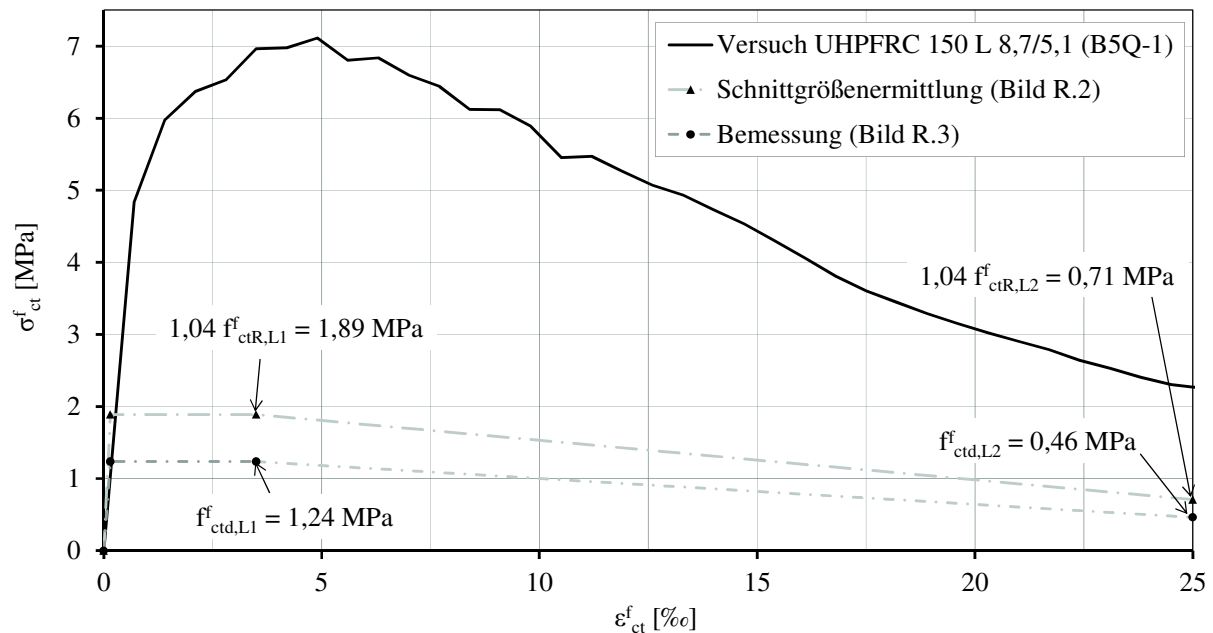


Bild 8-5: Spannungs-Dehnungsbeziehung aus dem Versuch und für die Schnittgrößenermittlung und Bemessung des UHPFRC150 (B5Q-1)

Bild 8-6 und Bild 8-7 stellen beispielhaft zwei auf Grundlage dieser Arbeit generierte Interaktionsdiagramme für Rechteckquerschnitte von UHPFRC-Stützen in Fertigteil- bzw. Ortbetonbauweise bei einachsig exzentrischem Längsdruck dar.

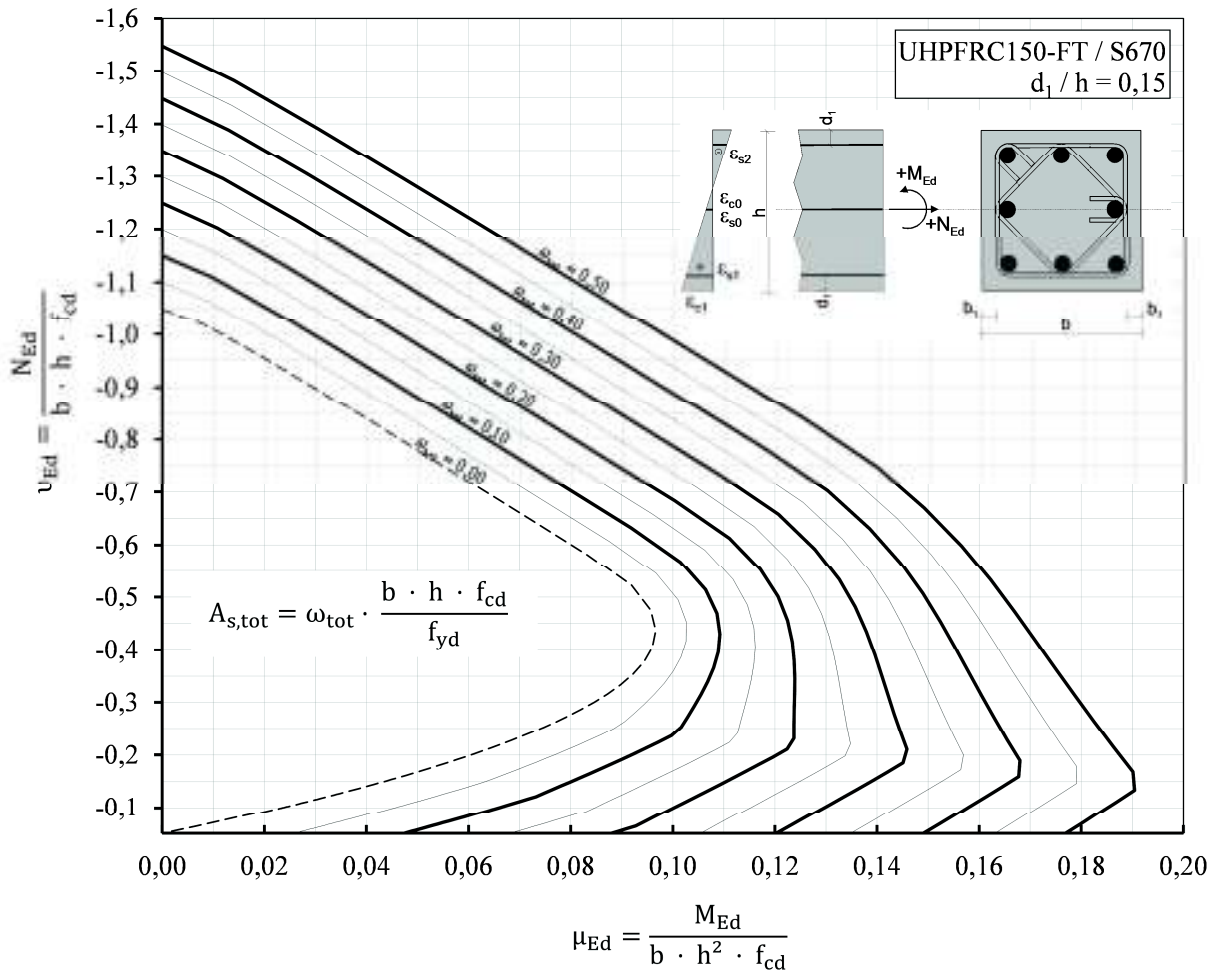


Bild 8-6: M/N-Interaktionsdiagramm für Rechteckquerschnitte aus UHPFRC150 in Fertigteilbauweise (FT) und Betonstahl S670

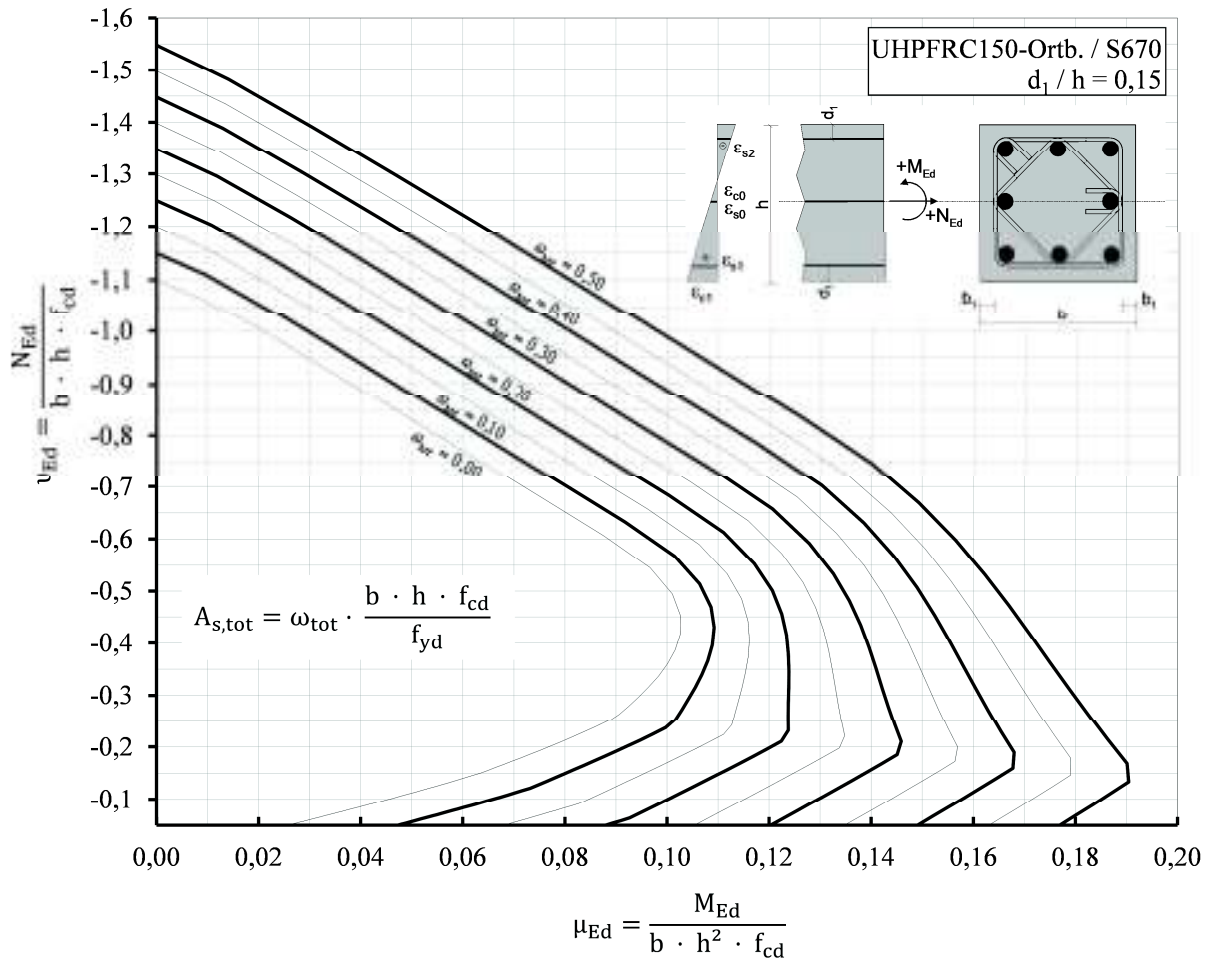


Bild 8-7: M/N-Interaktionsdiagramm für Rechteckquerschnitte aus UHPFRC150 in Ortbetonbauweise und Betonstahl S670

8.2.3 Systemtragfähigkeit von schlanken UHPFRC-Stützen bei zentrischem und einachsiger exzentrischem Längsdruck

Die Systemtragfähigkeit schlanker UHPFRC-Stützen kann mit den für konventionellen Stahlbeton entwickelten Modellen und Annahmen in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen abgeschätzt werden.

8.3 Nachbruchverhalten

Für die rechnerische Abschätzung des Nachbruchverhaltens von UHPFRC-Stützen mit Schlankheiten $\lambda \leq 70$ bei zentrischem und einachsiger exzentrischem Längsdruck können die in Abschnitt 5 (FE-Modell) und 6 (Ingenieurmodell) entwickelten Modelle eingesetzt werden.

Auf Basis der Parameterstudie wurden Nomogramme entwickelt. Mit diesen kann die Wirkung der Maßnahmen zur Verbesserung des Nachbruchbereiches direkt abgelesen werden.

8.3.1 Nomogramme zur Stauchungsduktilität μ_{50} gedrungener UHPFRC-Stützen

In Bild 8-8 ist die erzielbare Stauchungsduktilität μ_{50} von UHPFRC-Stützen aus UHPFRC der Leistungsklasse $L_1/L_2 = 7,5/4,2$ und Längsbewehrung aus S670 mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = 4,5 \%$ für verschiedene bezogene Ausmitten e_0/h bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w aus B500 dargestellt. Beispielhaft ergibt sich für eine zentrisch gedrückte UHPFRC-Stütze mit einem Bügelbewehrungsgrad $\rho_w = 3,5 \text{ Vol.-%}$ eine Stauchungsduktilität von etwa $\mu_{50} = 2,2$. Eine weitere Verstärkung der Bügelbewehrung auf $\rho_w = 8,0 \text{ Vol.-%}$ ergibt eine Zunahme der Stauchungsduktilität um $\Delta\mu_{50} = 1$ auf $\mu_{50} = 3,2$.

Werden Bügel höherer Festigkeit eingesetzt, kann der aus Bild 8-8 abgelesene Bügelbewehrungsgrad ρ_w um den Faktor $f_{yk} / 500$ reduziert werden.

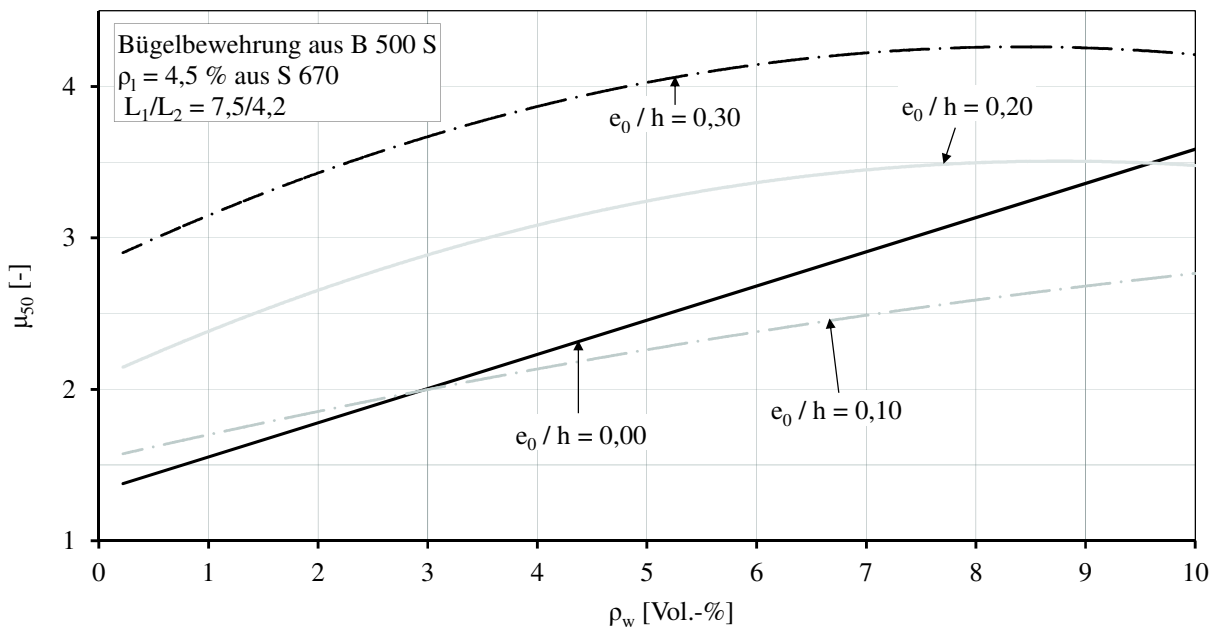


Bild 8-8: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} von gedrunenen UHPFRC-Stützen durch Erhöhung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Bild 8-9 zeigt die erzielbare Stauchungsduktilität μ_{50} von UHPFRC-Stützen bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_1 . Für eine zentrisch gedrückte UHPFRC-Stütze mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = 4,5 \%$ (S670) aus UHPFRC $L_1/L_2 = 7,5/4,2$ ergibt sich bei einem Bügelbewehrungsgrad $\rho_w = 3,5 \text{ Vol.-%}$ eine Stauchungsduktilität $\mu_{50} = 2,2$. Wird für die Längsbewehrung ein Stahl mit höherer oder niedrigerer Stahlfestigkeit eingesetzt, ist der aus Bild 8-9 abgelesene Längsbewehrungsgrad ρ_1 um den Faktor $f_{yk} / 670$ zu modifizieren.

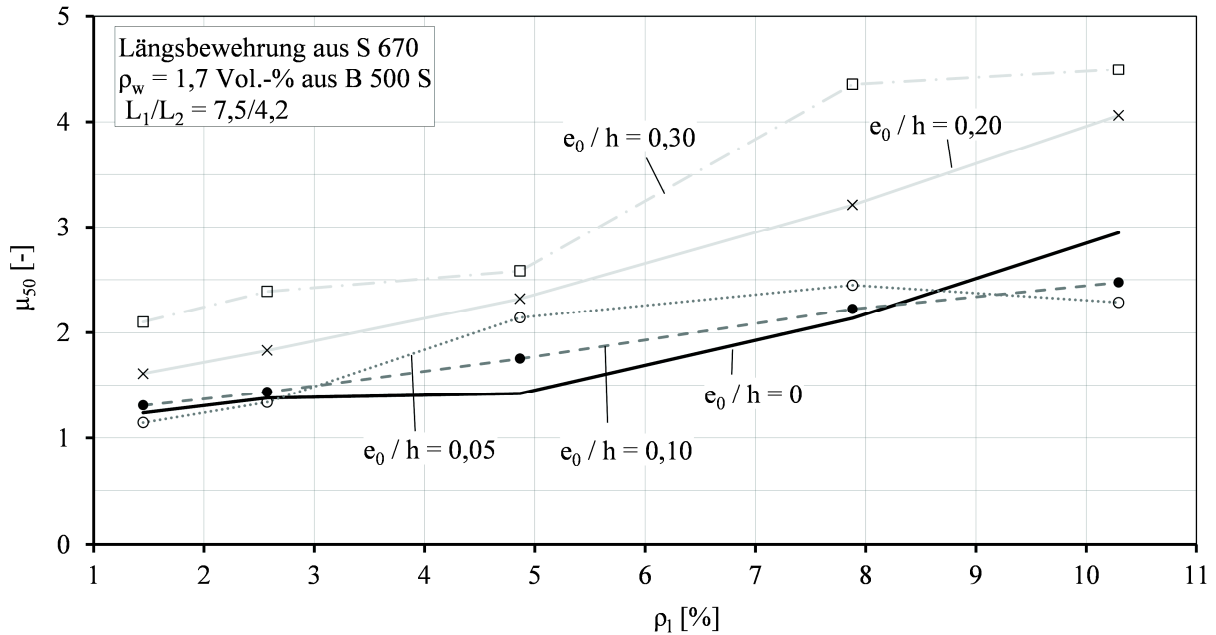


Bild 8-9: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} von gedruckenen UHPFRC-Stützen durch Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_l

8.3.2 Nomogramme zur Stauchungsduktilität μ_{50} schlanker UHPFRC-Stützen ($\lambda \leq 70$)

In Bild 8-10 ist die erzielbare Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken UHPFRC-Stützen aus UHPFRC $L_1/L_2 = 7,5/4,2$ und Längsbewehrung aus S670 mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 4,5$ % bei Variation des Bügelbewehrungsgrades ρ_w dargestellt. Für exzentrisch gedrückte UHPFRC-Stützen mit bezogenen Ausmitten $e_0/h = 0,10$ und einem Bügelbewehrungsgrad $\rho_w = 4$ Vol.-% ergibt sich ein Wert $\mu_{50} = 1,6$. Die Verdoppelung der Bügelbewehrung auf $\rho_w = 8,0$ Vol.-% verbessert die Stauchungsduktilität nur um $\Delta\mu_{50} = 0,1$ auf $\mu_{50} = 1,7$.

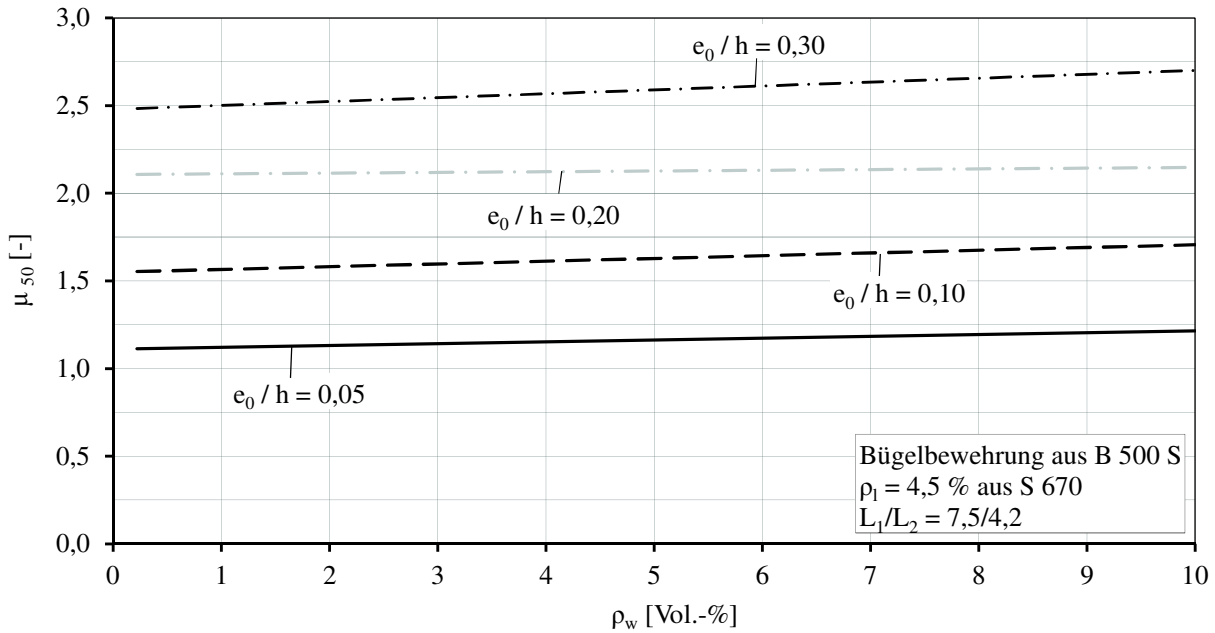


Bild 8-10: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken UHPFRC-Stützen durch Erhöhung des Bügelbewehrungsgrades ρ_w

Die bei Variation des Längsbewehrungsgrades ρ_1 bei schlanken UHPFRC-Stützen ($\lambda \leq 70$) erzielbare Stauchungsduktilität μ_{50} ist in Bild 8-11 dargestellt. Für exzentrisch gedrückte Stützen mit einer bezogenen Ausmitten $e_0/h = 0,10$ ergibt sich bei einem Bügelbewehrungsgrad $\rho_w = 1,7$ Vol.-% und einem Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = 5\%$ die Stauchungsduktilität zu $\mu_{50} = 1,6$.

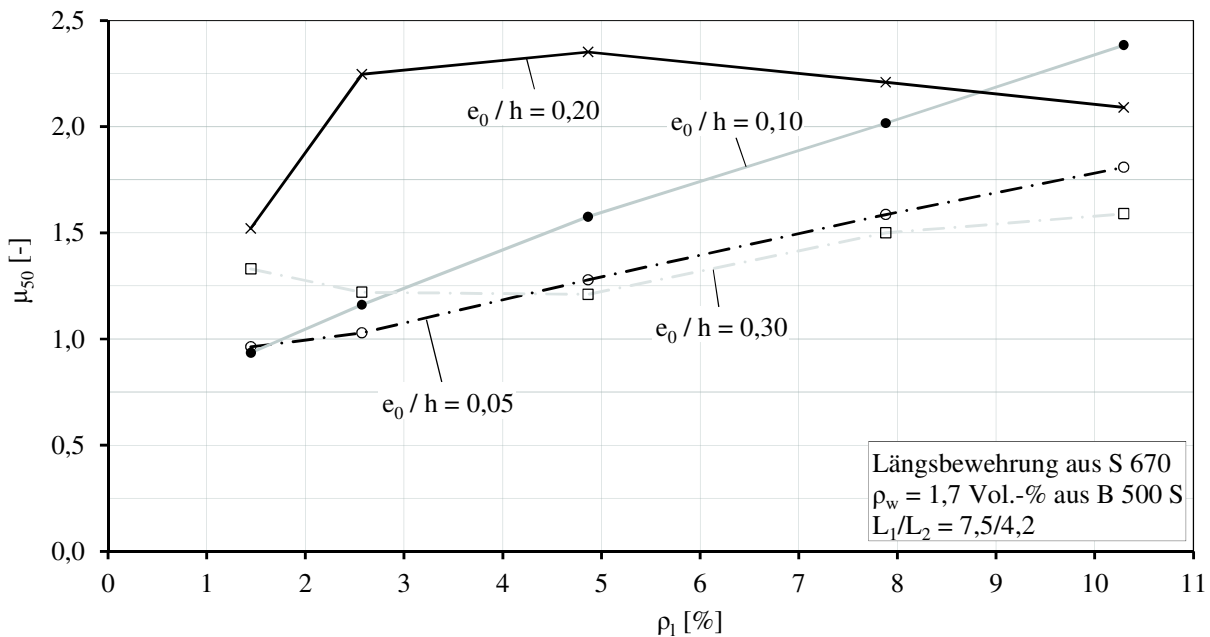


Bild 8-11: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken UHPFRC-Stützen durch Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_1

Eine deutliche Verbesserung des Nachbruchverhaltens im Sinne einer Erhöhung der Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken UHPFRC-Stützen ist möglich, wenn die Längsbewehrung über den zur Sicherstellung der Querschnitts- und Systemtragfähigkeit erforderlichen Querschnitt hinaus verstärkt wird. Durch diese gezielte Überdimensionierung wird die Kraft-Verschiebungsbeziehung so verschoben, dass das Nachbruchverhalten bezogen auf die tatsächliche Bemessungslast verbessert wird.

Wenn der Tragfähigkeitsgewinn ΔN durch eine Verstärkung der Längsbewehrung bei der Bemessung von schlanken UHPFRC-Stützen ($\lambda \leq 70$) nicht berücksichtigt wird, sind die in Bild 8-12 dargestellten Stauchungsduktilitäten μ_{50} erzielbar. Die Stauchungsduktilität einer exzentrisch gedrückten schlanken UHPFRC-Stütze mit einer bezogenen Ausmitte $e_0/h = 0,10$ und einem aus der Bemessung für Tragfähigkeit erforderlichen Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = 2,0\%$ ergibt sich nach Bild 8-12 zu $\mu_{50} = 1,2$. Durch eine Verstärkung der Längsbewehrung auf $\rho_1 = 4,0\%$ wird die Stauchungsduktilität um $\Delta\mu_{50} = 0,6$ auf $\mu_{50} = 1,8$ erhöht. Mit $\rho_1 = 6\%$ ist eine Erhöhung auf $\mu_{50} = 2,2$ möglich.

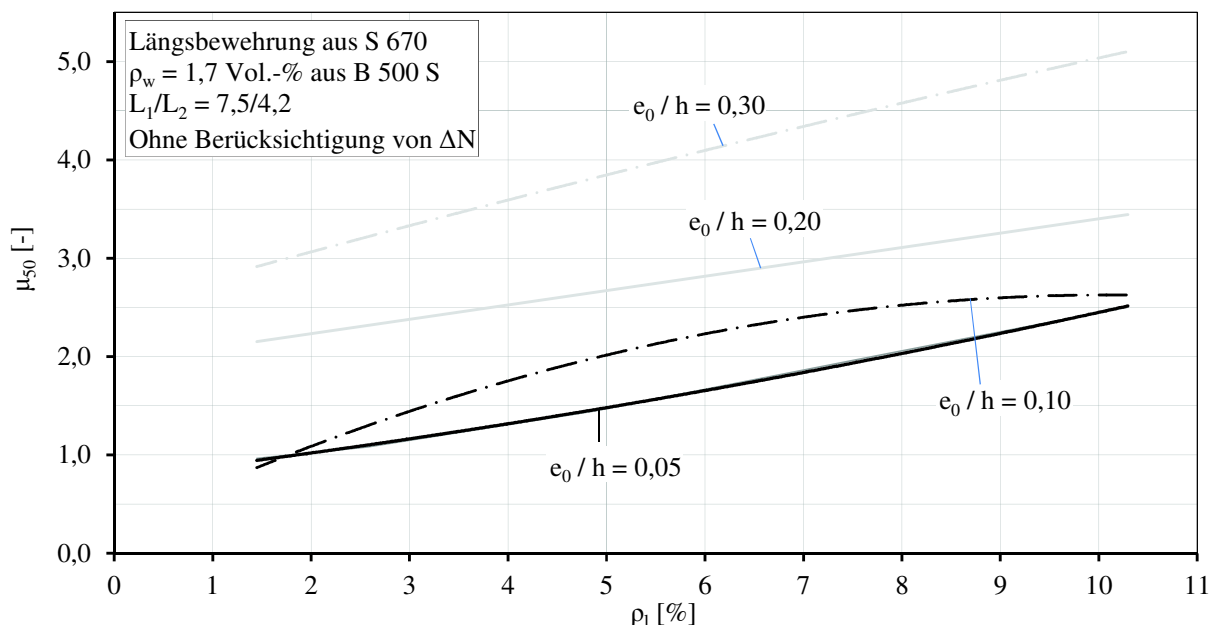


Bild 8-12: Verbesserung der Stauchungsduktilität μ_{50} von schlanken UHPFRC-Stützen durch Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_1 bezogen auf die Höchstlast bei $\rho_1 = 1,5\%$ (Ohne Berücksichtigung von ΔN)

9 Empfehlung zur konstruktiven Durchbildung von UHPFRC-Stützen

Aufbauend auf den Versuchen und den Ergebnissen der Parameterstudien sollen im Folgenden für zentrisch und exzentrisch gedrückte UHPFRC-Stützen mit Schlankheiten $\lambda \leq 70$ Empfehlung zur konstruktiven Durchbildung definiert werden.

Bei Einhaltung dieser Empfehlungen ist ein Tragverhalten der UHPFRC-Stütze zu erwarten, welches mit den im Versuch untersuchten UHPFRC-Stützen vergleichbar ist.

9.1 Längsbewehrung

Für die Längsbewehrung wird empfohlen, hochfeste Stähle mit Stauchgrenzen $f_{yk} > 500$ MPa einzusetzen. Die bei UHPFRC gemessenen Bruchstauchungen von 3 bis 3,5 ‰ reichten bereits im Kurzzeitversuch aus, auch Stähle mit Stahlfestigkeiten über $f_{yk} = 500$ MPa auszunutzen.

Um die Kernzone wie im Versuch durch ein möglichst quadratische Netz einzufassen, sollte der Abstand der Längsbewehrung untereinander einen Wert von:

$$s_l \leq 12,5 \text{ cm} \quad \text{Gl. 9-1}$$

nicht überschreiten. Die Mindestlängsbewehrung sollte, um unterbewehrte Stützen (wie im Versuch S3 mit im Vergleich geringen Nachbruchtragfähigkeiten) zu vermeiden, folgendem Wert genügen:

$$\min. A_{sl} \geq 25 \% \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{Gl. 9-2}$$

Zum Verhalten von Längsbewehrungen mit Stabdurchmessern $d_s > 28$ mm bei UHPFRC-Stützen liegen noch keine Erkenntnisse vor.

9.2 Bügelbewehrung

Der Kern der UHPFRC-Stütze sollte, wie im Versuch, von einem Bewehrungsnetz aus Längs- und Bügelbewehrung mit möglichst gleichmäßigen Stababständen umschnürt werden.

Es wird empfohlen, auch für die Bügel hochfeste Stähle mit Streckgrenzen $f_{yk} > 500$ MPa einzusetzen, da hierdurch das Tragverhalten des umschnürten Kernes im Nachbruchbereich im Vergleich zu konventionellen Betonstählen bei gleichem Bügelbewehrungsgrad - wie die rechnerische Parameterstudie ergeben hat - deutlich verbessert werden kann.

Der Stabdurchmesser der Bügel sollte $\phi_{sw} \geq 8 \text{ mm}$ betragen. Der Abstand der Bügelbewehrung in Längsrichtung s_w sollte, wie experimentell untersucht, folgenden Wert einhalten:

$$s_w \leq \min \begin{cases} 4 \cdot \phi_{sl} \\ \frac{h}{3} \\ 8,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Gl. 9-3}$$

Diese Forderung reduziert den Abstand der Bügel auf etwa ein Drittel der Werte nach DIN EN 1992-1-1 [15]. Der Bügelabstand in Querrichtung sollte 12,5 cm nicht überschreiten. Bild 9-1 stellt die Anforderungen zur konstruktiven Gestaltung der Bewehrung von UHPFRC-Stützen zusammen.

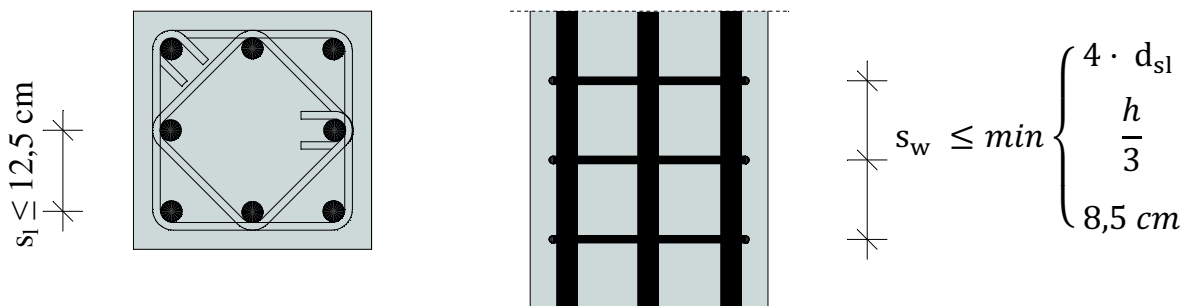


Bild 9-1: Anforderungen an die konstruktive Durchbildung der Bewehrung von UHPFRC-Stützen

Wie die Versuche und die Parameterstudie zeigen, kann der mit dem Erreichen der Höchstlast eintretende Tragfähigkeitsabfall von UHPFRC-Stützen durch eine im Vergleich zu DIN EN 1992-1-1 [15] verstärkte Bügelbewehrung beschränkt werden. Die mit der Streckgrenze des Bügelstahles f_{yk} ermittelte und auf den durch die Bügelmittelachsen begrenzten Kernquerschnitt bezogene Mindest-Umschnürungsspannung f_r sollte folgendem Wert genügen:

$$f_r \geq 0,05 \cdot f_{ck} \quad \text{Gl. 9-4}$$

9.3 Stahlfaserbewehrung

Dem UHPFRC sind zur Verbesserung des Abplatzverhaltens hochfeste Stahlfasern mit Schlankheiten $l_f / d_f \geq 80$ und Zugfestigkeiten von $f_y \geq 2000 \text{ MPa}$ zuzugeben. Mit der in Gleichung 9-5 gegebenen Mindest-Stahlfaserzugabemenge ist in den Versuchen zu dieser Arbeit kein vor Erreichen der Höchstlast eintretendes großflächiges Abplatzen festgestellt worden. Auch wurden die Rissbreiten zwischen den im Nachbruchbereich auseinanderdriftenden Betonschollen durch die Fasern beschränkt.

Mindest-Stahlfaserzugabemenge:

$$\min \sum v_f \cdot \frac{l_d}{d_f} \geq 1,0 \quad \text{Gl. 9-5}$$

Dies entspricht bei den nach [12] untersuchten UHPFRC charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten von:

$$f^f_{cflk.0,5} \geq 7,5 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 9-6}$$

$$f^f_{cflk.3,5} \geq 4,2 \text{ MPa} \quad \text{Gl. 9-7}$$

10 Zusammenfassung und Ausblick

UHPC eignet sich wegen seiner hohen Druckfestigkeit besonders gut für die Herstellung von Stützen. Diese hohe Druckfestigkeit ist allerdings mit einem spröden Verhalten verbunden. Der Zuwachs an Druckfestigkeit kann aus sicherheitstheoretischen Gründen nur optimal ausgeschöpft werden, wenn das bei Erreichen der Höchstlast nahezu explosionsartig eintretende Versagen der UHPC-Stützen durch weitere Maßnahmen verhindert werden kann, so dass sich ein robustes Verhalten einstellt.

Wie in Kapitel 2 dargestellt, wurde zum Thema Tragverhalten von Stützen aus hoch- und ultrahochfestem Beton weltweit intensiv geforscht. Als Ergebnis kann festgestellt werden, dass das Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton durch den Einsatz von Stahlfasern (UHPFRC) und einem Bewehrungsnetz aus umschnürender Bügelbewehrung und hochfester Längsbewehrung verbessert werden kann. Bisher wurde aber kein Bemessungsverfahren entwickelt, mit dem sich das Nachbruchverhalten der UHPFRC-Stützen zielsicher vorhersagen lässt.

Als experimentelle Basis für die eigenen Untersuchungen werden im Kapitel 3 Versuche an insgesamt 17 zentrisch und einachsig exzentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen mit quadratischem Querschnitt vorgestellt. Geprüft wurden acht gedrungene Stützen mit einer Schlankheit von $\lambda = 10,5$ unter zentrischem Längsdruck, sieben exzentrisch gedrückte gedrungene UHPFRC-Stützen ($\lambda = 27,9$) und zwei schlanke UHPFRC-Stützen ($\lambda = 70,5$). Zum Vergleich wurden zusätzlich acht gedrungene Stützen ($\lambda = 10,5$) aus NSC, NSFRC, HPC und HPFRC unter zentrischem Längsdruck in Versuchen geprüft.

Als Grundlage der rechnerischen Beschreibung des Tragverhaltens von UHPFRC-Stützen wurden die durchgeführten Versuche im Detail analysiert (Kapitel 4). Es konnte festgestellt werden, dass die Querschnitts- und Systemtragfähigkeit von UHPFRC-Stützen bei zentrisch und einachsig exzentrischem Längsdruck mit den für konventionellen Stahlbeton entwickelten Modellen in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen abgeschätzt werden kann. Eine durch verstärkte Bügelbewehrung geweckte Umschnürung des Kernes ergibt keine Tragfähigkeitserhöhung. Sie vermag aber eine etwa mit dem Erreichen der Höchstlast einsetzende Verschiebung der einachsigen Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC im Nachbruchbereich zu bewirken. Die Neigung des abfallenden Astes der Spannungs-Stauchungsbeziehung wird mit steigendem Bügelbewehrungsgrad ρ_w flacher. Die Bügel und somit der wirksame Querdruck werden erst durch die Bruchprozesse beim Überschreiten der Höchstlast voll aktiviert. Die mit dem Überschreiten der Höchstlast gemessenen Stauchungen des Betons reichten aus, die im Verbund liegende hochfeste Längsbewehrung voll auszunutzen. Die durch Rückrechnung

aus den Versuchen abgeleitete Festigkeit des Bauwerksbetons erreichte bei allen UHPC- und UHPFRC-Stützen mindestens 88 % der an Zylindern ermittelten Werte.

Die Versuche haben gezeigt, dass das Nachbruchverhalten der UHPFRC-Stützen durch die oben genannten Maßnahmen deutlich verbessert werden kann. Ebenfalls konnte festgestellt werden, dass der Querschnittsverlust infolge Abplatzen der außerhalb des bügelumschlossenen Kernes liegenden Stützteile durch die Zugabe von ca. 1,25 Vol.-% hochfester Stahlfasern (Leistungsklasse L 7,5/4,2) begrenzt werden kann.

Für weitergehende Untersuchungen wurde ein dreidimensionales numerisches Modell entwickelt, das an den Versuchen validiert wurde und im Kapitel 5 dieser Arbeit beschrieben wird. Das numerische Modell kann die im Versuch festgestellten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC-Stützen auch im Nachbruchbereich gut abbilden.

Aufbauend auf der experimentellen Basis wird im Kapitel 6 dieser Arbeit ein Ingenieurmodell vorgestellt, das die rechnerische Abschätzung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen erlaubt und zugleich das Tragverhalten im Nachbruchbereich abbilden kann.

Mit den in Kapitel 5 und 6 beschriebenen Modellen werden in Kapitel 7 in Parameterstudien die Wirksamkeit der Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit und des Nachbruchverhaltens von UHPFRC-Stützen wie Stahlfaserzugabe und/oder Verstärkung des Bewehrungsgrades und der Stahlfestigkeit der Bügel- und Längsbewehrung rechnerisch untersucht.

In Kapitel 8 werden die in dieser Arbeit entwickelten Modelle zusammenfassend dargestellt. Aufbauend auf den experimentellen und numerischen Untersuchungen konnten in Kapitel 9 Empfehlungen zur konstruktiven Durchbildung formuliert werden, die eine sichere Bestimmung der Tragfähigkeit und eine gezielte Anpassung des Nachbruchverhaltens an die jeweiligen Anforderungen von zentrisch und exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen mit Schlankheiten bis $\lambda = 70$ ermöglichen.

Als offene Punkte sind die noch nicht ausreichend geklärten Fragen zum Langzeitverhalten zu nennen, da hierdurch die Tragfähigkeit der UHPFRC-Stützen beeinflusst werden kann. Dazu werden Kriech- und Schwindbeiwerte auch für hohe Beanspruchungsniveaus ($\sigma_c > 0,45 f_{ck}$) und Angaben zur Dauerstandsfestigkeit und zum Dauerstandsfaktor α_2 benötigt.

Werden an die Bauteile Anforderungen an den Brandschutz gestellt, sind Angaben zum Tragverhalten von UHPFRC im Hochtemperaturbereich nötig. Für die Warmbemessung werden Modelle z. B. zu den temperaturbeeinflussten Spannungs-Stauchungsbeziehungen von UHPFRC benötigt, die aktuell noch nicht vorhanden sind.

Aus herstellungstechnischer Sicht ist der Einsatz größerer Stabdurchmesser für die Längsbewehrung gewünscht [18]. Hier ist zu prüfen, ob die mit zunehmendem Durchmesser anwachsende Gefahr des Abplatzens der Betondeckung vor dem Erreichen der Höchstlast mit den genannten Maßnahmen verhindert werden kann.

Die Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit der UHPFRC-Stützen wird durch die Stahlfaserausgabe wesentlich beeinflusst. Wie experimentell festgestellt, kann durch Stahlfasern das Abplatzen der Betondeckung vor dem Erreichen der Höchstlast vermieden werden und die Integrität des Stützenquerschnittes im Nachbruchbereich erhalten werden. Hier sollte durch experimentelle und numerische Untersuchungen geprüft werden, ob die hierfür in Kapitel 9 angegebene Zugabemenge ggf. reduziert werden kann.

Um die Leistungsfähigkeit von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton bestmöglich auszunutzen, werden aufgelöste Strukturen mit an die Beanspruchung angepassten dünnwandigen Querschnitten eingesetzt [32], [66]. Hier ist zu untersuchen, wie ein ausreichendes Nachbruchverhalten sichergestellt werden kann, wenn durch die geometrisch bedingte einlagige Bewehrungsführung kein umschnürter Kernquerschnitt vorhanden ist.

11 Literatur

- [1] AFGC; SETRA: Interim Recommendations on UHPFRC, Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires. 2002.
- [2] Attard, M.M.; Foster, S.J.: Ductility of high strength concrete columns. UNICIV Report R 344, University of New South Wales Sydney, 1995.
- [3] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, 2002.
- [4] CEB / FIB Model Code 1990: Design code, CEB 1991 / 1993, Telford, Reprint 1998.
- [5] Chen, W. F.: Plasticity of reinforced concrete. Verlag McGraw-Hill, 1982.
- [6] Chen, W. F.; Han, D.J.: Plasticity for structural Engineers. Springer-Verlag, 1988.
- [7] Cusson, D., Paultre, P.: Experimental study of high strength concrete columns confined by rectangular ties. Proceedings of the symposium utilization of high strength concrete in Lillehammer, Norway, 1994, S. 136-145.
- [8] Cusson, D.; Paultre, P.: High strength concrete columns confined by rectangular ties. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120 No.3, 1994, S. 783-804.
- [9] Cusson, D.; Paultre, P.: Stress-Strain model for confined high-strength concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 3, 1994, S. 468-477.
- [10] DAfStb.: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), DAfStb-Heft 600, 2012.
- [11] DAfStb.: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, Betontechnik und Bemessung, DafStb.-Heft 561, 2008.
- [12] DAfStb.-Richtlinie Stahlfaserbeton, Ausgabe März 2010.
- [13] Delibes Liniers: Microcracking of concrete under compression and its influence on tensile strength. Materials and Structures, Vol. 20, 1987, S. 111-116.
- [14] DIANA Finite Element Analysis: User's Manual - Release 9.3, Delft 2008.
- [15] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011 und zugehöriges Nationales Anwendungsdokument.
- [16] DIN EN 1994-1-1:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, 2010 und zugehöriges Nationales Anwendungsdokument.
- [17] DIN 1045-1-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, August 2008.
- [18] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Dissertation, RWTH Aachen, 1995.
- [19] Empelmann, M.; Müller, C.: Fertigteil-Stützen, Neue betontechnologische Möglichkeiten. Beton- und Fertigteil, Heft 10/2009, S. 4-12.

- [20] Empelmann, M.; Steven, G.; Teutsch, M.: Verbesserung des Nachbruchverhaltens von ultrahochfesten Betonen durch Stahlfasern. Kurzbericht aus der Forschung des iBMB der TU Braunschweig, 2008.
- [21] Empelmann, M.; Steven, G.; Teutsch, M.: Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Stützen aus normal-, hoch- und ultrahochfestem Beton (VK1 bis VK6). Investigation Report Nr. IR.1-2008 vom 03. Juli 2008.
- [22] Empelmann, M.; Steven, G.; Teutsch, M.: Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton. Kurzbericht aus der Forschung des iBMB der TU Braunschweig, 2008.
- [23] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Müller, C.: Tragverhalten von Ultrahochleistungs-beton im Nachbruchbereich. Beton, Heft 05/2010, S. 176-181.
- [24] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Steven, G.: Development of UHPFRC-Columns. Proceedings of the third international conference on structural engineering, mechanics and computation, Cape Town, South Africa, 10-12 September 2007, S. 551-552.
- [25] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Steven, G.: Expanding the application range of reinforced concrete columns by the use of UHPC. Proceedings of the Int. fib symposium "Tailor made concrete structures: new solutions for our society"; Amsterdam, May 19-21, 2008. S. 461-468.
- [26] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Steven, G.: Improvement of the post fracture behaviour of UHPC by fibres. Proceedings of the 2nd int. UHPC symposium. Kassel Univ. Pr., 2008. (Heft 10), S. 177-184.
- [27] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Steven, G.: Load-bearing behaviour of centrally loaded UHPFRC-columns. Proceedings of the 2nd int. UHPC symposium. Kassel Univ. Pr., 2008 (Heft 10), S. 521-528.
- [28] Fehling, E.; Leutbecher, T.; Röder, F.K.; Stürwald, S.: Structural behavior of UHPC under biaxial loading. Proceedings of the 2nd int. UHPC symposium. Kassel Univ. Pr., 2008. (Heft 10), S. 569-576.
- [29] Foster, S.J.: On the behaviour of HSC columns: cover spalling, steel fibres and ductility. ACI Structural Journal, 2001, S. 583-589.
- [30] Foster, S.J.; Attard, M.M.: Experimental tests on eccentrically loaded high strength concrete columns. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 94, No. 3, 1997, S. 295-303.
- [31] Foster, S.J.; Attard, M.M.: Strength and ductility of fibre reinforced high strength concrete columns. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 1, 2001, S. 28-34.
- [32] Freytag, B.; Reichel, M.; Sparowitz, L.; Santner, G.; Heinzle, G.: Großversuch WILD-Brücke - versuchsgestützte Bemessung einer UHPC-Bogenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 3, S. 134-144.

- [33] Guy, A.: Metallkunde für Ingenieure, Akademische Verlagsgesellschaft, Wiesbaden 1978.
- [34] Held, M.: Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Stützen aus hochfestem Normalbeton (B60 - B125). Diss. TU Darmstadt, 1992.
- [35] High performance concrete: Recommended extensions to MC 90, CEB, 1995.
- [36] Japan Society of civil engineers (JSCE): Recommendations for design and construction of ultra-high strength fiber reinforced concrete structures (Draft), 2004.
- [37] Kimura, H.; Ishikawa, Y.; Kambayashi, A.; Takatsu, H: Seismic behaviour of 200 MPa Ultra-High-Strength steel-fibre RC-columns under varying axial load. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 2, 2007, S. 193-200.
- [38] König G.; Tue, N.V.; Zink, M.: Hochleistungsbeton, Bemessung, Herstellung und Anwendung, Verlag Ernst & Sohn.
- [39] Kützing, L.: Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone. Diss. Universität Leipzig - Teubner-Verlag, 2000.
- [40] Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC), Diss. Universität Kassel 2007.
- [41] Liu, J.; Foster, S.J.; Attard, M.M.: Strength of tied HSC columns loaded in concentric compression. ACI Structural Journal, 2000, pp. 149-156.
- [42] Malik, A. J.; Foster S.J.: Behaviour of reactive powder concrete columns without steel ties. Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 6, No. 2, 2008, S. 377-386.
- [43] Malik, A.J.: An investigation into the behaviour of reactive powder concrete columns. Diss. University of NSW, Sydney 2007.
- [44] Markeset, G.: Failure of concrete under compressive strain gradients. Diss. NTH University Trondheim, 1993.
- [45] Meyer, J.: Ein Beitrag zur Untersuchung der Verformungsfähigkeit von Bauteilen aus Beton unter Biegedruckbeanspruchung, Diss. Universität Leipzig, 1997.
- [46] 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.
- [47] Paultre, P.; Khayat, K.; CUSSON, D.; Tremblay, S.: Structural performance of self-consolidating concrete used in confined concrete columns. Report NRCC-46894
- [48] Pimentel E.: Stoffgesetze und Bemessungsansätze im Festgestein. Grundbau Taschenbuch Teil 1, 7. Auflage 2008, S. 397 - 448. Wiley-Verlag.
- [49] Quast, U.; Pfeiffer, U.: Programme INCA 2 und Stab2D-NL, www.tu-harburg.de/mb.
- [50] Razvi, S.; Saatcioglu, M.: Confinement model for high strength concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 3, 1999, S. 281-289.

- [51] Razvi, S.R.; Saatcioglu, M.: Strength and deformability of confined high strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, Bd. 91, 1994, S. 678-687.
- [52] Redaelli, D.: Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibre à ultra-hautes performances avec armatures passives. Diss. EPF Lausanne, 2009.
- [53] Richart, F.E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.L.: A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois, Bulletin-No. 185, 1928.
- [54] Richter, T.: *Hochfester Beton - Hochleistungsbeton*.: Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 1999
- [55] Rogge, A.: *Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*, Diss. TU München, 2002.
- [56] Rothert, H.; Gensichen, V.: *Nichtlineare Stabstatik*, Springer-Verlag, 1987.
- [57] Russwurm, D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau, Eigenschaft und Verwendung*, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1993.
- [58] Schneider, H.: *Kurze umschnürte Stützen aus ultrahochfestem Beton*. Diss. Universität Leipzig, 2007.
- [59] Schneider, H.; Dehn, F.; Wagner, J.-P.; Schmidt, D.: High-Performance Compression members made of confined UHSC. *LACER No. 7*, 2002, S. 181-189.
- [60] Schumacher, P.: *Rotation capacity of self-compacting steel fiber reinforced concrete*. Diss. TU Delft, 2006.
- [61] Schütt, J.: *Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Element-Implementierung*. Diss. TU Karlsruhe, 2005.
- [62] Seelhofer-Schilling, B.: *Umschnürte Stahlbetonstützen: Geschichtliche Entwicklung*. Diss. ETH Zürich, 2008.
- [63] Sharma, U.K.; Bhargava, P.; Kaushik, S.K.: Behavior of confined high strength concrete columns under axial compression. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 3, No. 2, 2005, S. 267-281.
- [64] Simsch, G.: *Tragverhalten von hochbeanspruchten Druckstützen aus hochfestem Normalbeton (B 65 - B 125)*. Fortschritt-Berichte VDI. Reihe 4, Bauingenieurwesen, VDI-Verl. 1995 Düsseldorf, zugl. Diss. TU Darmstadt, 1994.
- [65] Sint, A.: *Duktilität von Biegebauteilen bei Versagen der Betondruckzone*. Diss. Universität Leipzig, 2002.
- [66] Sparowitz, L.; Reichel, M.; Freytag, B.: UHPC-Segmental Bridges, material-based design principles and adapted construction methods. *Proceedings of the 2nd int. UHPC symposium*. Kassel, 2008, S. 779-787.
- [67] Bläsig, H.; Leppert, A.: *Ein roter Löwe auf der Brust – Die Geschichte von Eintracht Braunschweig*, Göttingen 2010.
- [68] Speck, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*. Diss. TU Dresden, 2007.

- [69] Stempniewski, L.; Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton. Betonkalender 1996, Teil II, S. 566-647. Verlag Ernst & Sohn.
- [70] Steven, G.: Zum Tragverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Stahlfaserbeton. Berichtsband zum DafStb-Doktorandensymposium, 2010, Band I, S. 205 bis 216.
- [71] Steven, G.; Empelmann, M.: Gedrungene Stützen aus UHPFRC mit hochfester Längsbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 5. S. 344-354.
- [72] Steven, G.; Empelmann, M.: Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton. DafStb-Berichtsband zum Abschluss des SPP 1182, 2014.
- [73] Structural Concrete: Textbook on behaviour, design and performance. Updated knowledge of the CEB / FIP Model Code 1990, Volume 1, CEB, 1999.
- [74] Sugano, S.; Kimura, H; and Shirai, K: Study of new RC structures using ultra-high-strength fiber-reinforced concrete (UFC). Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5 No. 2, 2007, S. 133-147.
- [75] Takatsu, H.; Kimura, H.; Kambayashi, A.; Ishikawa, Y.: Experimental study of steel fibre-reinforced ultra-high strength concrete columns. Proceeding of the 2nd int. congress, Neapel 2006.
- [76] Teutsch, M.; Steven, G.: Ergebnisbericht des Teilprojektes UHPFRC-Stützen in der 1. Förderperiode des SPP 1182 der DFG, 2007.
- [77] Teutsch, M.; Steven, G.; Empelmann, M.: Bericht des Teilprojektes UHPFRC-Stützen in der 2. Förderperiode des SPP 1182 der DFG, 2009.
- [78] Teutsch, M.; Steven, G.; Empelmann, M.: UHPFRC - ein Baustoff für MEGA-Stützen. Beton- und Fertigteil-Jahrbuch 55 (2007), S. 74-80.
- [79] Tue, N. V.; Schneider, H.: Besonderheiten bei der Bemessung und der konstruktiven Ausbildung von Bauteilen aus UHPC im Rahmen der Zustimmung im Einzelfall. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2, Kassel, 2003.
- [80] Tue, N.V.; Schenck, G.; Küchler, M.; Reinhardt, J.: Application of UHPC filled tubes in buildings and bridges. Int. Symposium on UHPC (Heft 3), Kassel, 2004.
- [81] Xiao, Yan; Kunnath Sashi; Yi, Wijian: Int. Symposium on confined Concrete, Changsha, China, American Concrete Institute SP-238, 2006.
- [82] Zaina, M. S: Strength and ductility of fibre reinforced high strength concrete columns. Diss. University of NSW, Sydney, 2005.
- [83] Zaina, M., Foster, S.J.: Modeling of fibre-reinforced HSC columns. UNICIV Report R 439, University of NSW, Sydney, 2005.
- [84] Zaina, M., Foster, S.J.: Testing of concentric and eccentrically loaded fibre-reinforced HSC columns. UNICIV Report R 437, University of NSW, Sydney, 2005.
- [85] Zilch, K., Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1. Springer-Verlag, 2005.

Anhang A: Betonzusammensetzungen

Tabelle A-1: Rezepturen der verwendeten Betone

UHPFRC 145 (B4Q-3) für S1-S5 und VK2			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
CEM-I 52,5 R HS-NA	650,00	3,10	209,68
ELKEM Microsilica Grade 983	177,00	2,20	80,45
Quarzsand 0,125/0,50 mm	354,00	2,65	133,58
Quarzmehl I	325,00	2,65	122,64
Quarzmehl II	131,00	2,65	49,43
Basalt 2/5	298,50	3,06	97,55
Basalt 5/8	298,50	3,06	97,55
Wasser	158,00	1,00	158,00
FM Glenium 51	30,40	1,11	27,39
Dramix RC 80/30 BP (1,25 Vol.-%)	98,10	7,85	12,50

UHPFRC 150 (B5Q-1) für SE1-SE7 und C1-C2			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
CEM-I 52,5 R HS-NA	650,00	3,10	209,68
Microsilica Sika Silicoll P	177,00	2,20	80,45
Quarzsand 0,125/0,50 mm	354,00	2,65	133,58
Quarzmehl I	325,00	2,65	122,64
Quarzmehl II	131,00	2,65	49,43
Basalt 2/5	298,50	3,06	97,55
Basalt 5/8	298,50	3,06	97,55
Wasser	158,00	1,00	158,00
FM ViscoCrete-20 Gold	30,40	1,11	27,39
Dramix RC 80/30 BP (1,25 Vol.-%)	98,10	7,85	12,50

UHPFRC 150 (B4Q-8) für VK1 wie B4Q-3 jedoch abweichender Stahlfasertyp und -menge			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
Stratec 17 / 0,15 mm (1,5 Vol.-%)	117,80	7,85	15,01

UHPC 145 (B4Q oSF) für S6 wie B4Q-3 jedoch ohne Stahlfasern			
--	--	--	--

C 80/95 für VK3			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
CEM-I 52,5 R HS-NA	400,00	3,10	129,03
FA EFA-Füller WH	100,00	2,27	44,05
Microsilica Grade 983	8,00	2,20	3,64
Sand 0/2	645,47	2,65	243,58
Kies 2/8	383,80	2,65	144,83
Kies 8/16	715,26	2,65	269,91
Wasser	150,00	1,00	150,00
FM Glenium 51	4,00	1,11	3,60

C 25/30 für VK5			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
CEM-I 52,5 R HS-NA	270,00	3,10	87,10
Sand 0/2	684,02	2,65	258,12
Kies 2/8	608,02	2,65	229,44
Kies 8/16	608,02	2,65	229,44
Wasser	180,00	1,00	180,00
FM Glenium 51	1,00	1,11	0,90
Luftporenbildner	0,00	1,00	0,00
Luftporen	0,00	0,00	15,00

C 70/85 für VK4, Leistungsklasse L 4,2 / 2,8 wie o.g. C 80/95 jedoch mit Fasern			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
Dramix RC 80/30 BP (0,64 Vol.-%)	50,00	7,85	6,37

C 30/37 FÜR VK6, Leistungsklasse L 1,2 / 0,8 wie o.g. C 25/30 jedoch mit Fasern			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
Dramix RC 80/30 BP (0,38 Vol.-%)	30,0 kg/m³	7,85	3,82

C 80/95 für VK7 bis VK10			
	[kg/m³]	[t/m³]	[l/m³]
CEM-I 52,5 R HS-NA	430,00	3,10	138,71
FA EFA-Füller WH	100,00	2,27	44,05
Microsilica Sika Silicoll P	10,00	2,20	4,55
Sand 0/2	641,33	2,65	242,01
Kies 2/8	433,33	2,65	163,52
Kies 8/16	658,67	2,65	248,55
Wasser	140,00	1,00	140,00
FM ViscoCrete-20 Gold	4,00	1,11	3,60

Anhang B: Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehungen der Betone bei Druckbeanspruchung

Zur Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung des Betons im Druckbereich wurde der in Bild B-1 dargestellte Versuchsaufbau eingesetzt. Es wurden Zylinder $\varnothing 15 \cdot 30$ cm in einem weggesteuerten Versuch im 10 MN-Prüfgerüst des iBMB untersucht.

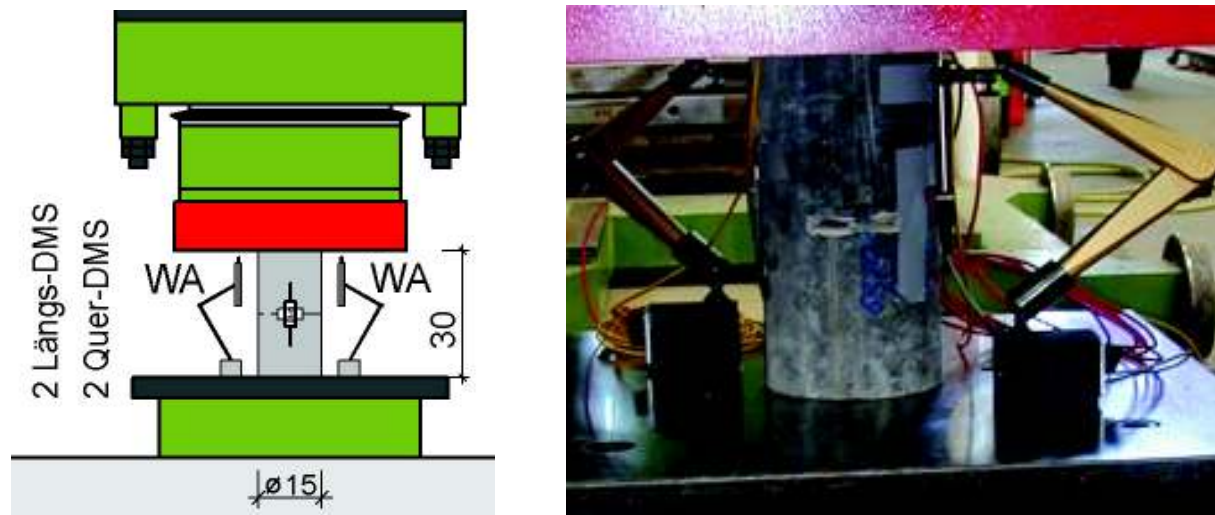


Bild B-1: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Spannungs-Stauchungsbeziehung

Die Zylinder wurden direkt zwischen die Platten der Prüfmaschine eingebaut. Die Stirnflächen der Zylinder wurden 1 bis 2 Tage vor dem Versuch plangeschliffen. Die Querdehnungen wurden in der Regel über 2 Dehnmessstreifen (DMS) in Probenmitte ermittelt. Die Längsstauchungen wurden über den Kolbenweg der Prüfmaschine, durch zwei an gegenüberliegenden Seiten angeordnete Längs-DMS und zwei zusätzlich angeordnete Wegaufnehmer (WA) erfasst.

Der Bruch tritt in einer kleinen Versagenszone ein. Wenn es steuerungstechnisch nicht gelingt, den Pressendruck so zu reduzieren, dass die im Prüfgerüst verbleibende Kraft kleiner als die Nachbruchfestigkeit ist, wird der Probekörper zerstört und das Nachbruchverhalten kann nicht erfasst werden. Ein schneller Abbau des Pressendruckes und somit der Prüflast setzt wegen der Trägheit der Prüfmaschine entsprechend kleine Dehngeschwindigkeiten voraus. Um das Nachbruchverhalten erfassen zu können, wurde die Wegzunahme bei Erreichen von 80 % der angenommenen Druckfestigkeit auf den anlagentechnisch möglichen minimalen Wert von 0,001 mm/s reduziert. Für die 30 cm langen Proben und einen E-Modul im ansteigenden Ast von etwa 50 GPa bedeutet dies einen Spannungsanstieg von 0,17 MPa/s. Die Höchstlast wird nach ungefähr 15 Minuten erreicht. Es wurde angestrebt, den Versuch soweit zu führen, dass hierbei der absteigende

Ast der Spannungs-Stauchungsbeziehung bis hinab auf 25 % der erzielten Höchstlast ermittelt werden konnte.

Bild B-2 stellt die im Versuch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des für UHPFRC-Stütze VK1 eingesetzten UHPFRC150 (B4Q-8) dar. Für die dargestellte Mittelwertkurve wurden sechs Versuche ausgewertet.

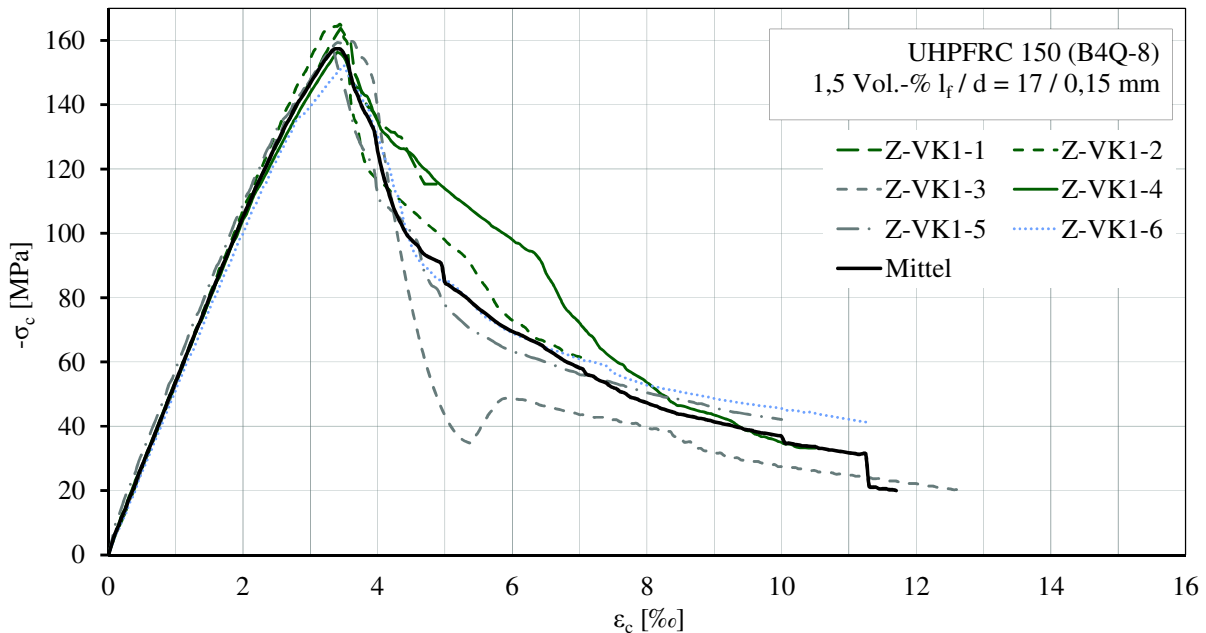


Bild B-2: Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC150 (B4Q-8)

Bild B-3 stellt die im Versuch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des für UHPFRC-Stütze VK2 eingesetzten UHPFRC145 (B4Q-3) dar. Für die dargestellte Mittelwertkurve wurden acht Versuche ausgewertet. Bei der Probe Z-VK2-5 gelang es nicht, die Pressenkraft beim Erreichen der Bruchlast so schnell zu reduzieren, dass sie kleiner als die Nachbruchfestigkeit war. Es kam zu einem plötzlichen Versagen des Probekörpers.

Die im Versuch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des für Stütze VK3 eingesetzten C80/95 und des für Stütze VK4 eingesetzten FRC70/85 zeigt Bild B-4.

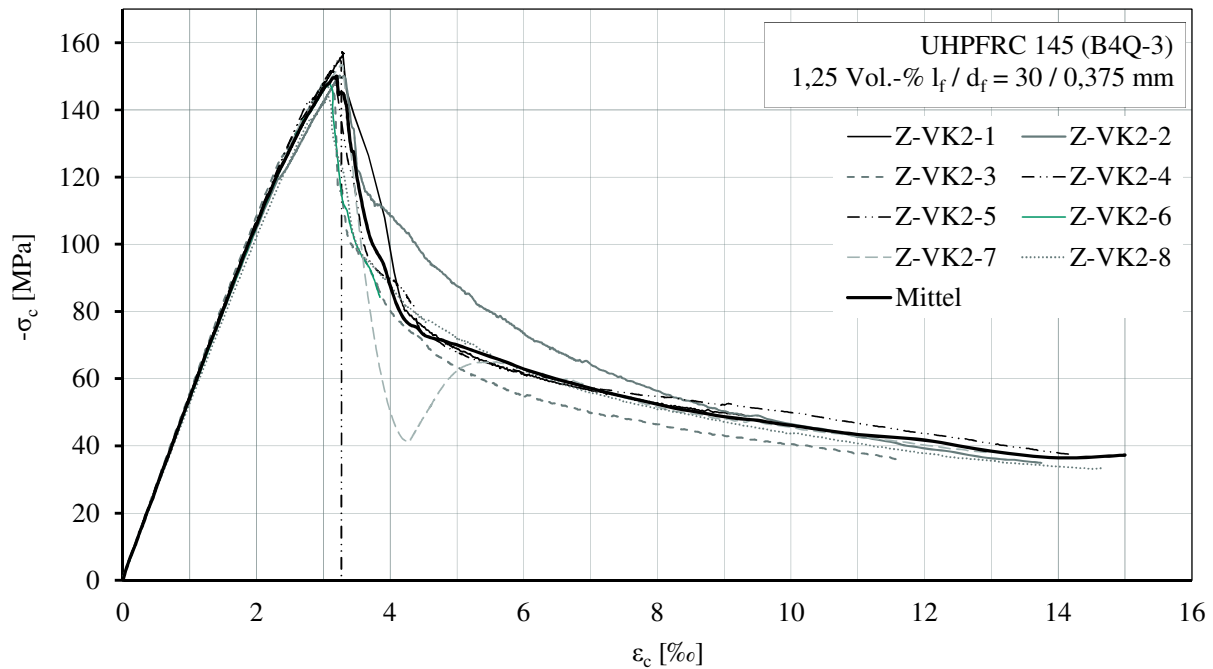


Bild B-3: Spannungs-Stauchungsbeziehung des UHPFRC145 (B4Q-3)

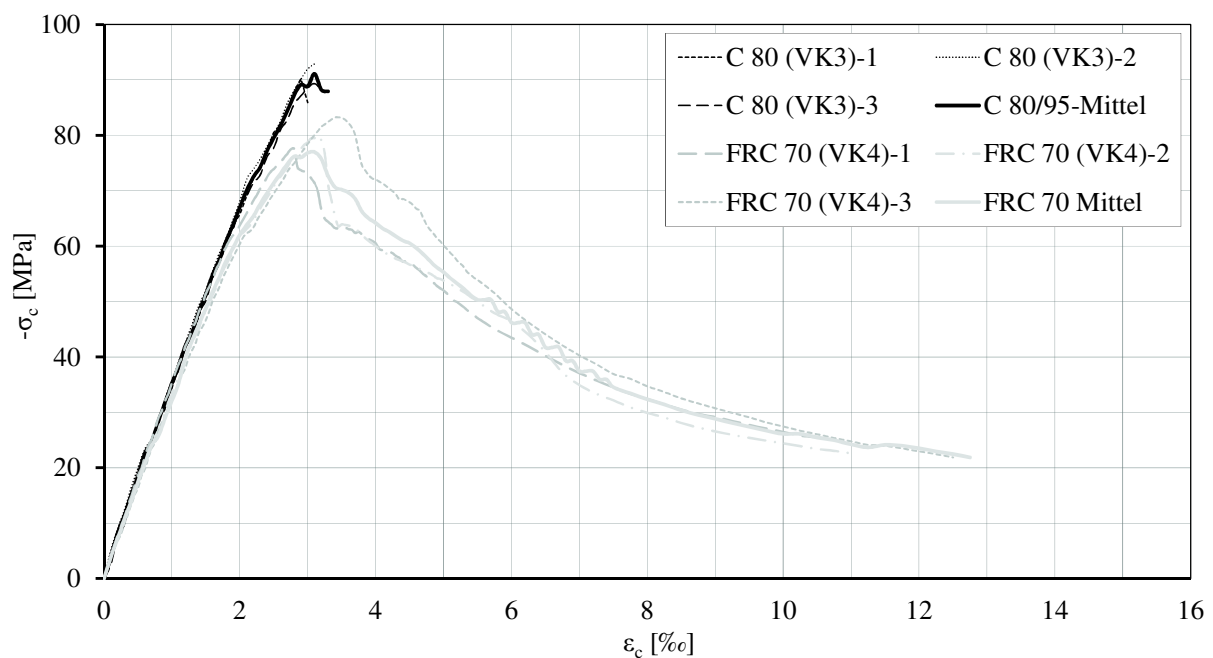


Bild B-4: Spannungs-Stauchungsbeziehung des C80/95 (VK3) und FRC70/85 (VK4)

Die Spannungs-Stauchungsbeziehung des C80/95 für VK7 bis VK10 (ermittelt aus vier Versuchen und zum Vergleich die Mittelwertkurve des C80/95 für VK3 sind in Bild B-5 dargestellt. Und Bild B-6 zeigt die im Versuch ermittelten Spannungs-Stauchungsbeziehungen des C25/30, verwendet für VK5 und des FRC30/37 für VK6 aus je drei Versuchen.

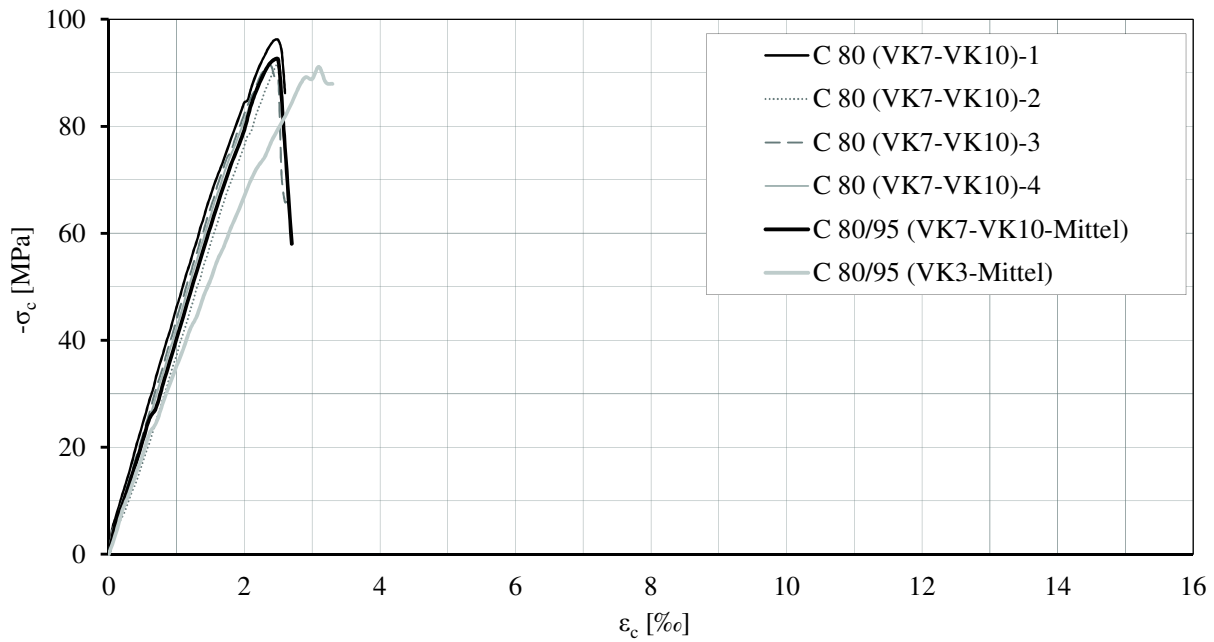


Bild B-5: Spannungs-Stauchungsbeziehung des C80/95, verwendet für VK7 bis VK10

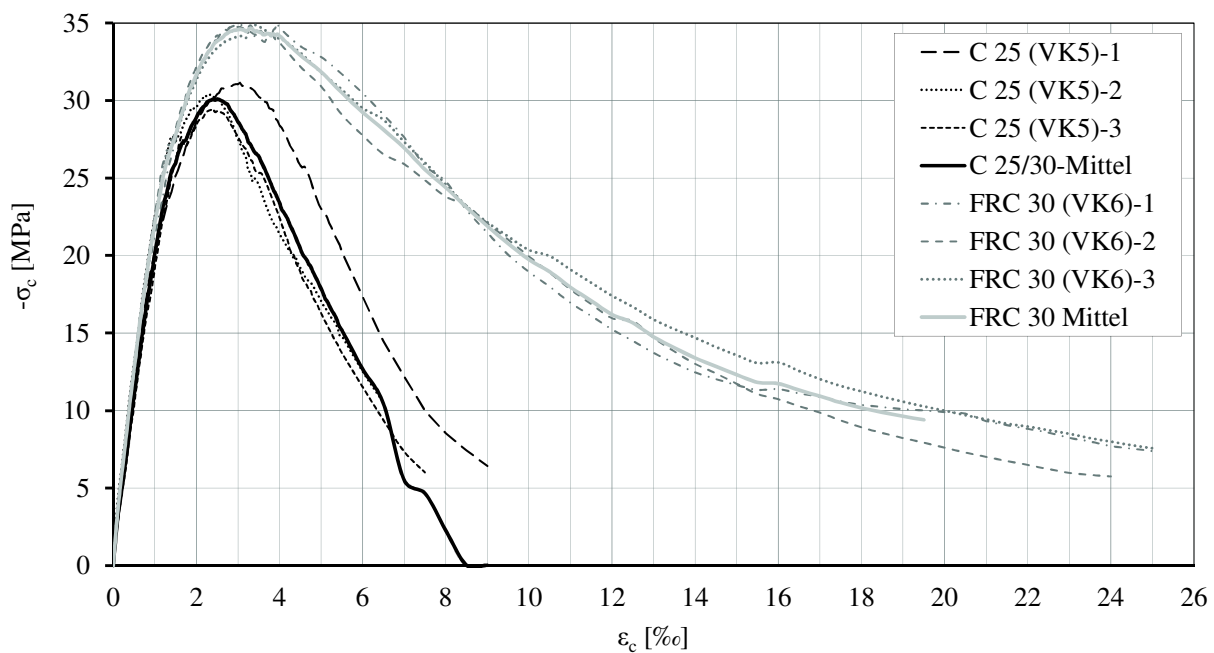


Bild B-6: Spannungs-Stauchungsbeziehung von C25/30 (VK5) und FRC30/37 (VK6)

Die Probekörper aus C80/95 (VK3) ohne Stahlfasern in Bild B-7 (links) sind nach den Versuchen zerstört. Dagegen sind die rechts dargestellten Zylinder aus FRC70/85 (VK4) mit 50 kg/m^3 Stahlfasern $l_f / d_f = 30 / 0,375 \text{ mm}$ noch geometrisch intakt.



Bild B-7: Probekörper aus C80/95 (VK3, links) und FRC70/85 (VK4, rechts)

In Bild B-8 sind je drei Proben aus den Betonen C25/30 (VK5) ohne Stahlfasern und FRC30/37 (VK6) mit 30 kg/m^3 Stahlfasern $l_f / d_f = 30 / 0,375 \text{ mm}$ nach dem Versuch dargestellt.



Bild B-8: Probekörper aus C25/30 (VK5, links) und FRC30/37 (VK6, rechts)

Tabelle B-1 zeigt die Einstufung der untersuchten ultrahochfesten Betone in Festigkeitsklassen für das Alter von 28 Tagen. Da im Sachstandsbericht UHPC [10] keine Festigkeitsklassen definiert werden, wurden die in DIN EN 1992-1-1 [15] bis C 100/115 gegebenen Klassen extrapoliert. Für die Einstufung des UHPC wurden die in DIN 1045-2 für hochfesten Beton (HPC) gegebenen Konformitätskriterien angewandt.

Tabelle B-1: Einstufung der ultrahochfesten Betone in Festigkeitsklassen

$f_{c,28d}$ [MPa] Ø 15 · 30 cm		UHPRFC 145 B4Q-3	UHPC 140 B4Q oSF	UHPRFC 150 B4Q-8	UHPRFC 150 B5Q-1
Stützen		S1-S5 und VK2	S6	VK1	SE1-7 und C1-2
Mittelwert f_{cm}		151,15	148,96	157,67	157,82
Standardabw.		4,04	5,82	3,53	9,03
Kriterium I:	$f_{ck} > f_{cm} - 5$	146,1	144,0	152,7	152,8
Kriterium II:	$f_{ck} < f_{ci} + 5$	148,9	141,6	157,2	152,8
Festigkeit f_{ck}		146,1	141,6	152,7	152,8
Festigkeitsklasse		UHPRFC 145	UHPC 140	UHPRFC 150	UHPRFC 150

Es wird darauf hingewiesen, dass die mittlere Belastungsgeschwindigkeit bei den verwendeten verformungsgesteuerten Versuchen mit $0,2 \text{ MPa/s}$ deutlich unterhalb des nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 zulässigen Wertebereichs von $0,6 \pm 0,4 \text{ MPa/s}$ liegt. Qualitativ ergeben sich bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten höhere Druckfestigkeiten.

Die angegebenen Werte sind deshalb konservativ. In [77] wird über die Prüfung von Zylindern des Referenzbetons B5Q-0 des SPP 1182 berichtet, die mit dem gleichen Material, Personal und Prüfeinrichtungen in Braunschweig hergestellt, abgeschliffen und im Versuch geprüft wurden. Hier ergab die kraftgesteuerte Prüfung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,8 MPa/s eine im Mittel um 20 MPa (+12,6 %) höhere Druckfestigkeit als bei weggesteuerten Prüfung und geringer Belastungsgeschwindigkeit von im Mittel 0,2 MPa/s.

Die normal- und hochfesten Betone der Stützen VK3 bis VK10 wurden in die in Tabelle B-2 angegebenen Festigkeitsklassen eingestuft.

Tabelle B-2: Einstufung der normal- und hochfesten Betone in Festigkeitsklassen

$f_{c,28d}$ [MPa] Ø 15 · 30 cm	C 80/95	C 80/95	FRC 70/85	C 25/30	FRC 30/37
Stützen	VK3	VK7-VK10	VK4	VK5	VK6
Mittelwert f_{cm}	90,93	93,12	79,99	30,33	34,88
Standardabw.	1,62	1,81	1,98	0,70	0,11
Kriterium I: $f_{ck} > f_{cm} - 5$ (4)	85,9	88,1	75,0	26,3	30,9
Kriterium II: $f_{ck} < f_{ci} + 5$ (4)	94,2	96,4	82,6	33,4	38,7
Festigkeit f_{ck}	85,9	88,1	75,0	26,3	30,9
Festigkeitsklasse	C 80/95	C 80/95	FRC 70/85	C 25/30	FRC 30/37

Anhang C: Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Betone bei Zugbeanspruchung

Die Erfassung des Spannungs-Verformungsverhaltens der Stahlfaserbetone bei Zugbeanspruchung erfolgte indirekt über Biegezugversuche. Die Zug- bzw. Nachrisszugfestigkeit der verschiedenen Stahlfaserbetone wurde der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [12] im 4-Punktversuch (Bild C-1) ermittelt.

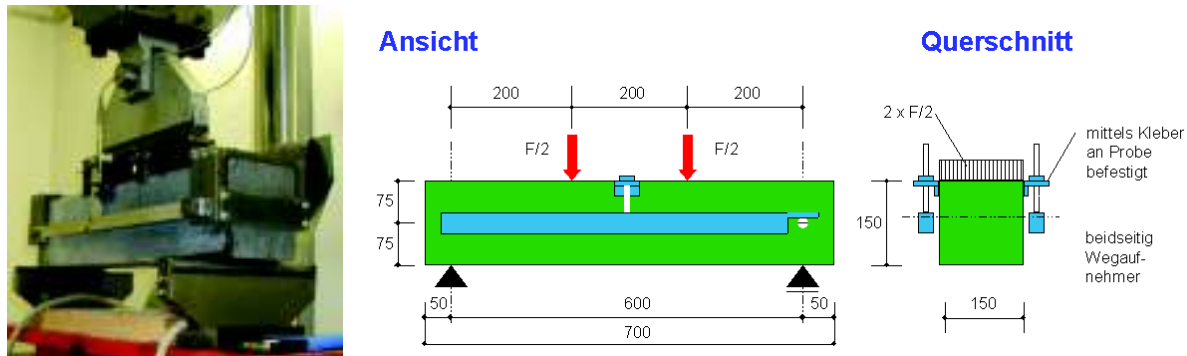


Bild C-1: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehung

Aus diesen Versuchen wurden die Nachrissbiegezugfestigkeiten und daraus abgeleitet die Leistungsklassen nach [12] bestimmt. Bild C-2 stellt die bei Mittelung der Einzelergebnisse aus mindestens drei Versuchen ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der UHPFRC dar. Die Versuche wurden bei einer Durchbiegung von 5 mm abgebrochen.

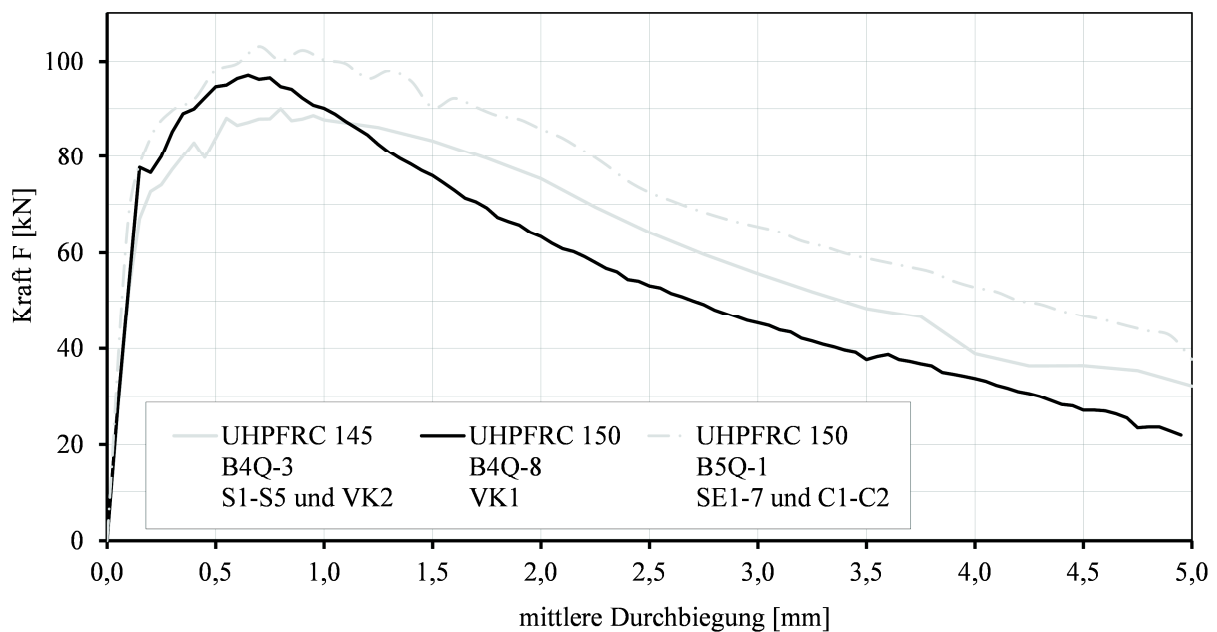


Bild C-2: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen der UHPFRC

Bild C-3 stellt die aus mindestens drei Versuchen gemittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen der normal- und hochfesten Stahlfaserbetone dar.

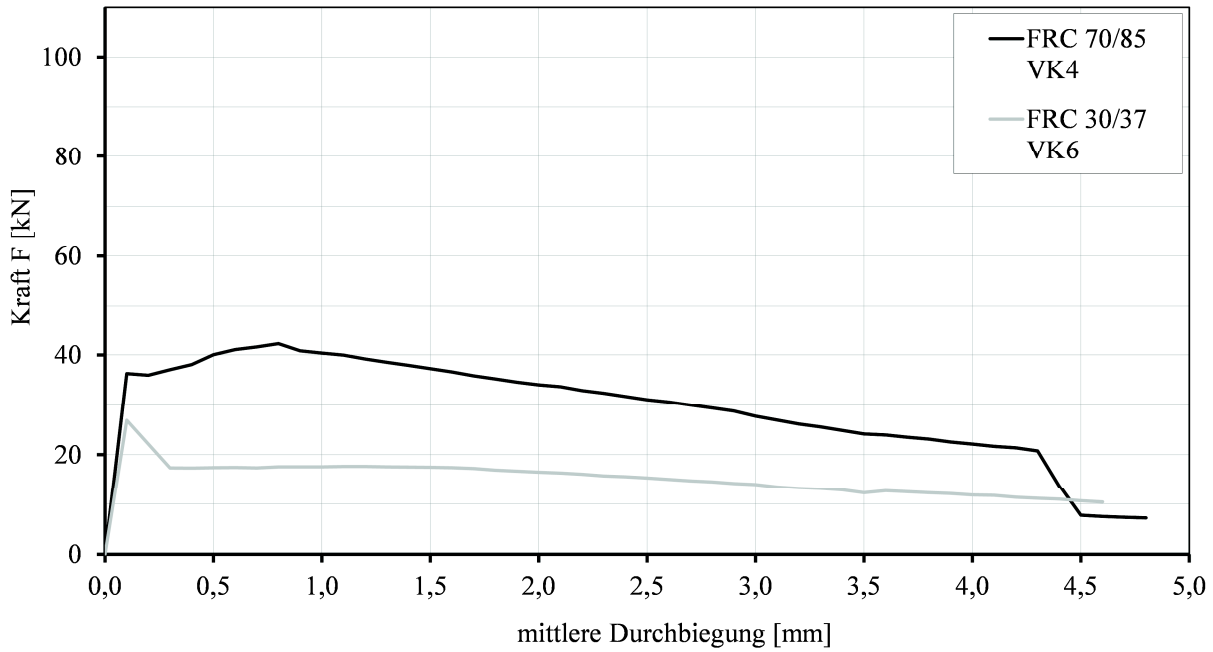


Bild C-3: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen der HPFRC und NSFRC

Bild C-4 stellt die bei Mittelung der Einzelergebnisse ermittelten Spannungs-Dehnungsbeziehungen der UHPFRC dar.

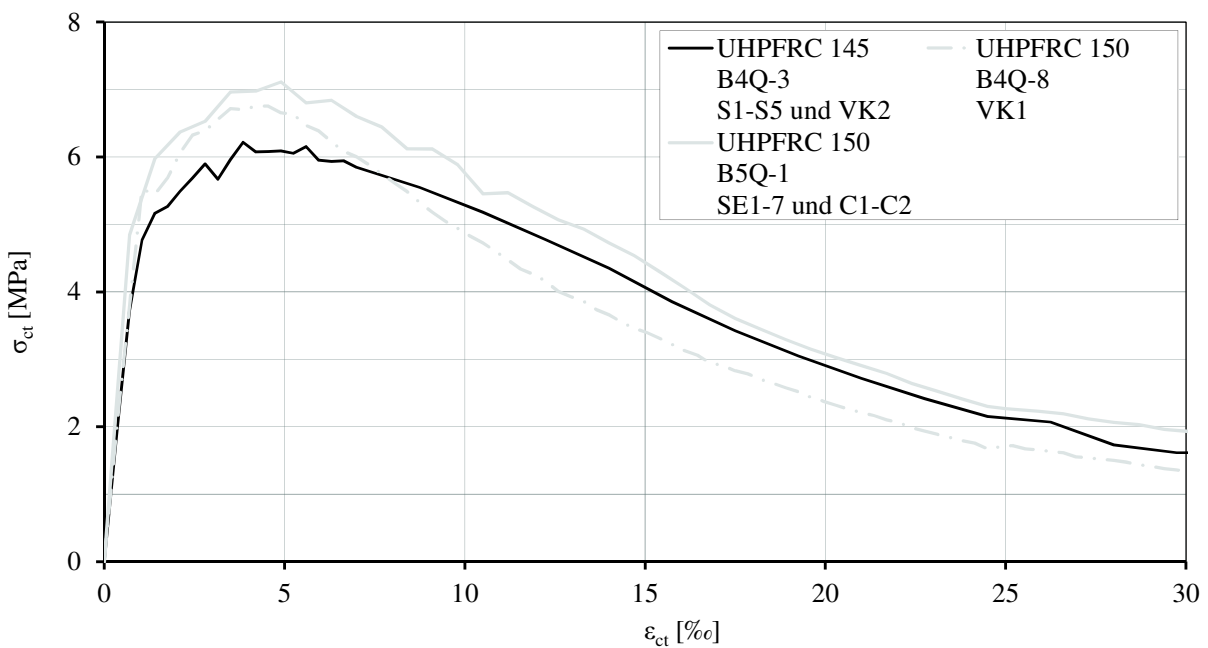


Bild C-4: Spannungs-Dehnungsbeziehungen der UHPFRC

Anhang D: Bestimmung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Stähle

Die verwendeten Betonstähle sind in Tabelle D-1 zusammengefasst.

Tabelle D-1: Verwendete Betonstähle

Längsbewehrung			Bügelbewehrung		
Stütze	ϕ_{sl}	Stahlgüte	Stütze	ϕ_{sw}	Stahlgüte
S1, S2, S4, S5 und VK1	Ø 28 mm	S 670	S1-S6, VK1-VK6	Ø 8 mm	B 500 S
S3	Ø 14 mm	B 500 S	VK7-VK10	Ø 6 mm	B 500 S
VK7 und VK8	Ø 16 mm	B 500 S			
VK9 und VK10	Ø 25 mm	B 500 S			
S6, VK3-VK6	Ø 28 mm	B 500 S			
VK2	Ø 26,5 mm	S 850			

Stütze	ϕ_{sl} / ϕ_{sw}	Stahlgüte
SE1-SE7,	Ø 22 mm	S 670
C1 und C2	Ø 8 mm	B 500 S

Tabelle D-2 gibt einen Überblick der in den Zugversuchen bestimmten Kennwerte.

Tabelle D-2: Kennwerte der Betonstähle aus den Zugversuchen

Stahl	ϕ_s [mm]	A_s [cm ²]	E_s [GPa]	$R_{p0,01}$ [MPa]	$R_{p0,2} (f_{yk})$ [MPa]	$R_m (f_{tk})$ [MPa]	$R_m / R_{p0,2}$
B 500 S	Ø 6	0,283			481	554	1,15
B 500 S	Ø 8	0,503	198		560	635	1,13
S 670	Ø 22	3,801	199	505	685	836	1,22
S 670	Ø 28	6,158	196,4		700	842	1,20
S 850	Ø 26,5	5,515	208,5	853	867	1231	1,42

Der Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehung bei Druck- (links) und Zugbeanspruchung (rechts) ist in Bild D-1 dargestellt.

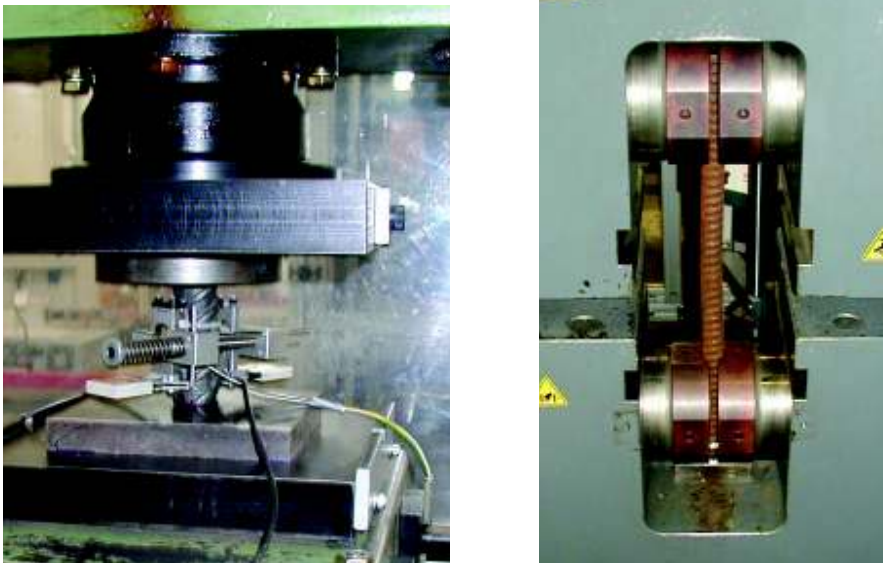


Bild D-1: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei Druck- (links) und Zugbeanspruchung (rechts)

Bild D-2 zeigt die in Versuchen ermittelte Zugarbeitslinie der Betonstähle. Die Spannungen wurden auf den Nennquerschnitt A_s bezogen. Die Zugversuche wurden bis zu dem, bei zwischen 90 und 120 ‰ Dehnung eingetretenen Bruch der Probe durchgeführt.

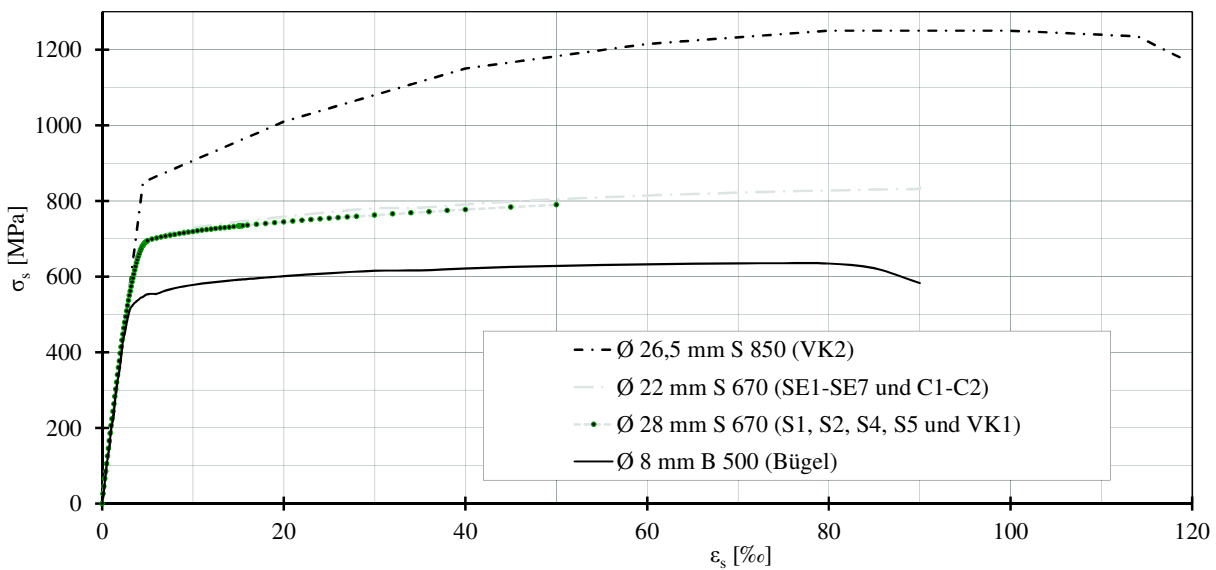


Bild D-2: Arbeitslinien der Stähle bei Zugbeanspruchung (bis zum Bruch der Proben)

Die im Versuch bis zum einsetzenden Ausknicken der Proben bestimmten Spannungs-Stauchungsbeziehungen der für die Längsbewehrungen der UHPC- und UHPFRC-Stützen verwendeten Stähle zeigt Bild D-3.

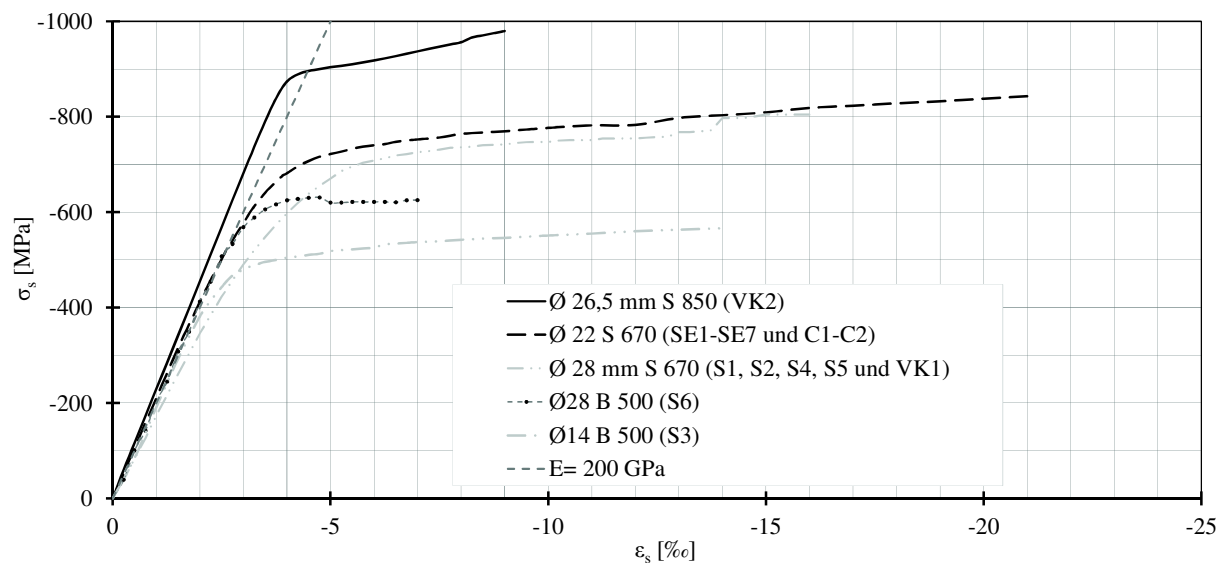


Bild D-3: Arbeitslinien der Stähle bei Druckbeanspruchung

Hervorzuheben ist die im Druckbereich, im Vergleich zu konventionellen Betonstählen, deutlich abweichende nichtlineare Arbeitslinie des bei den UHPFRC-Stützen S1, S2, S4, S5 und VK1 verwendeten Betonstahles $\text{\O} 28$ mm aus S670 (siehe Bild D-3). Dieser Stahl zeigte bei dieser Herstellcharge im linearelastischen Teil der Spannungs-Dehnungslinie einen Elastizitätsmodul von $E_s = 170$ GPa statt des bei den anderen Stählen gemessenen Wertes $E_s = 200$ GPa. Statt des annähernd bilinearen Verlaufes von Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-1 [15], zeigte dieser S670 einen deutlich weicheren Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich.

Dagegen zeigte der für die Längsbewehrung der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 und C1 und C2 verwendete $\text{\O} 22$ mm, ebenfalls aus S670, aber aus einer anderen Charge, eine deutlich schärfere Proportionalitätsgrenze im Druckbereich bei einer Stauchung von $\epsilon_s = 3,35$ ‰ und einer Spannung von $f_{yk} = -670$ MPa. Der Versuch wurde bei 21 ‰ Stauchung und -854 MPa Spannung wegen des einsetzenden Ausknickens der 80 mm langen Probe abgebrochen.

Die Arbeitslinie der eingesetzten Betonstähle aus B500 bei Druckbeanspruchung zeigt Bild D-4. Auffällig in Bild D-4 ist die im Vergleich zu den anderen Proben aus B500 deutlich geringere Tragfähigkeit des für UHPFRC-Stütze S3 verwendeten Betonstahles $\text{\O} 14$ mm.

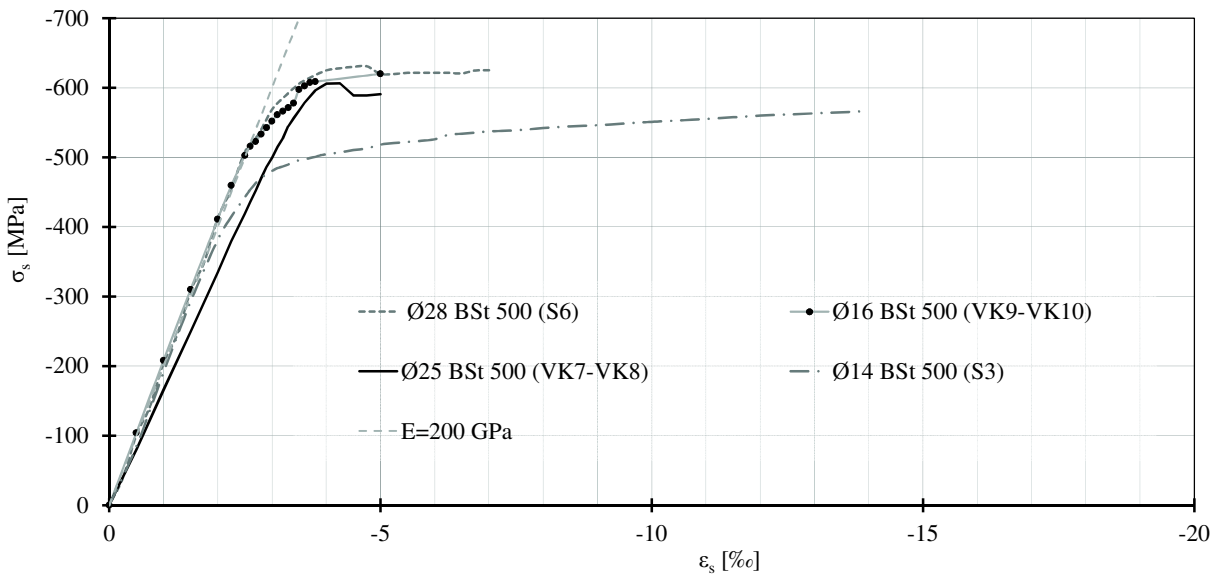


Bild D-4: Arbeitslinie der Betonstähle aus B500 bei Druckbeanspruchung

Die Druckproben nach dem Versuch zeigt Bild D-5 (links). Von links nach rechts Ø 14 für S3, Ø 16 mm für VK7 und VK8 aus B500, Ø 22 mm aus S670 für die UHPFRC-Stützen SE1 bis SE7 sowie C1 und C2 und Ø 25 mm aus B500 für die Stützen VK9 und VK108. nach dem Versuch.

Die Bruchzone der Zugprobe des Ø 22 mm aus S670 zeigt Bild D-5 (rechts).



Bild D-5: Druckproben (links) und Zugprobe (rechts) nach dem Versuch

Anhang E: Versuche an gedrunenen zentrisch gedrückten UHPC- und UHPFRC-Stützen (S1 bis S6 und VK1 bis VK2)

Die Tragfähigkeit im Druckbereich sowie das Nachbruchverhalten der gedrunenen Stützen mit Abmessungen von 20 · 20 · 60 cm bei zentrischem Längsdruck wurden in einem weggesteuerten Versuch über die Höchstlast hinweg bis zum Bruch im servo-hydraulischen 10 MN-Prüfgerüst des iBMB ermittelt (Bild E-1, links). Die Querdehnungen wurden über 2 Dehnmessstreifen (DMS) in Probenmitte ermittelt. Die Längsstauungen wurden über den Kolbenweg der Prüfmaschine, sowie durch vier in Stützenmitte in der Längsachse angeordnete Längs-DMS erfasst. Bild E-1 (Mitte) zeigt eine Prinzipskizze des Versuchsaufbaues und Bild E-1(rechts) den Querschnitt der Proben.

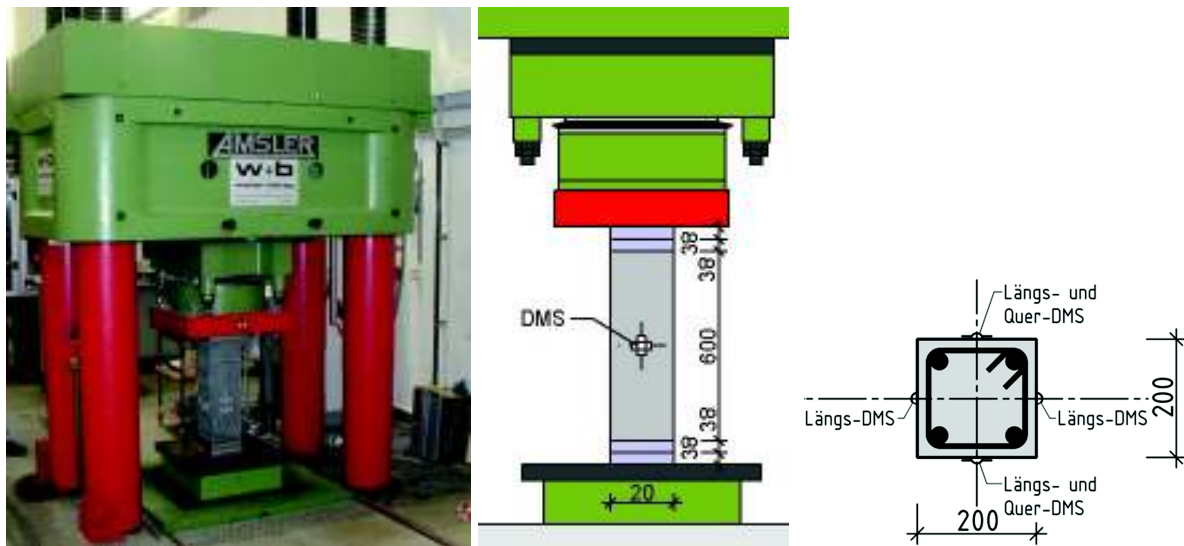


Bild E-1: Versuchsaufbau der UHPFRC-Stütze VK2 in der 10 MN-Prüfmaschine

Der aufgebrachte Weg wurde bis zu 80 % der erwarteten Höchstlast mit einer Wegzunahme von 0,01 mm/s gesteigert. Ab dieser Grenze wurde die Wegzunahme auf den anlagentechnisch möglichen minimalen Wert von 0,001 mm/s reduziert. Hiermit gelang es, alle Stützenversuche über die Höchstlast hinaus stabil abzuprüfen. Die Höchstlast wurde nach 15 bis 20 Minuten erreicht.

Auf eine Erfassung der Stahldehnungen durch interne Dehnmessstreifen wurde bei den Stützen S1 bis S6 und VK1 bis VK6 verzichtet, da bei der Versuchsplanung angenommen wurde, dass die hierfür erforderliche Kabelführung eine das Versagen einleitende Schwächung der Stützen darstellen würde.

Bild E-2 stellt die Ausrichtung der Prüfkörper und die verwendeten Bezeichnungen dar.

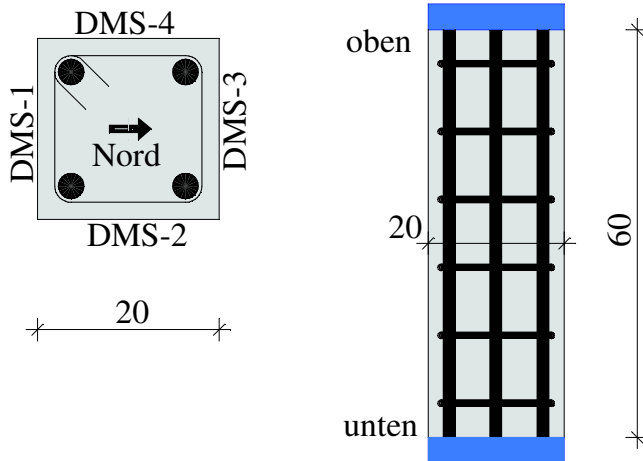


Bild E-2: Ausrichtung der Prüfkörper und Bezeichnungen

Bei der Beschreibung der Versuchsbeobachtungen kann generell zwischen den UHPFRC-Stützen S1 bis S5 und VK1 bis VK2 und der UHPC-Stütze S6 unterschieden werden. Die Stützen aus UHPFRC kündigten den Bruch bei 95 % der Bruchlast durch feine senkrechte bis an die Oberfläche gehende Rissbildung in der Kontaktfuge „Kern / Betondeckung“ parallel zur Längsbewehrung in der Ecke an. Mit dem Erreichen der Bruchlast kam es zu einem Aufweiten dieser Risse. Es wird vermutet, dass der Ursprung dieser Risse in der Kontaktzone „Kern / Betondeckung“ liegt und sich die außerhalb liegende Betonschale hierbei vom Kernquerschnitt bereichsweise ablöste. Die äußere Form der UHPFRC-Stützen blieb dabei während des ganzen Versuchs intakt, die Betondeckungen blieben mit der Stütze verbunden und lösten sich nicht ab.

Bei den UHPFRC-Stützen kam es im Nachbruchbereich bei Längsdehnungen der Probe von 8 bis 10 ‰ zum Zerreißen einzelner Bügel (\varnothing 8 mm). Die Bruchstellen lagen kurz vor dem Beginn der Eckausrundung (Biegestelle), die Längsbewehrung knickte aus.

Bei der UHPC-Stütze S6 kam es abweichend zum Verhalten der UHPFRC-Stützen zu einem mit dem Erreichen der Höchstlast beginnenden großflächigen Abplatzen der Betondeckung.

Bild E-3 zeigt die UHPFRC-Stütze S1 vor und während des Versuches. Bei 95 % der Höchstlast kündigte sich der Bruch durch kleine Abplatzungen im Bereich der Lasteinleitung und feine Rissbildung an. Mit dem Erreichen der Höchstlast bei einer Probenverkürzung von $\Delta l_z = 2$ mm (≈ 3 ‰ Stauchung) kam es zu einem Aufweiten dieser Risse. Der Versuch wurde bei einer Probenverkürzung von $\Delta l_z = 14$ mm (23 ‰) abgebrochen.



Bild E-3: UHPFRC-Stütze S1 vor Versuchsbeginn (links) und rechts nach dem Abbruch des Versuches bei $\Delta l_z = 14$ mm

Die vier Seiten der UHPFRC-Stütze S1 nach dem Abstemmen loser Betonteile sind in Bild E-4 dargestellt.

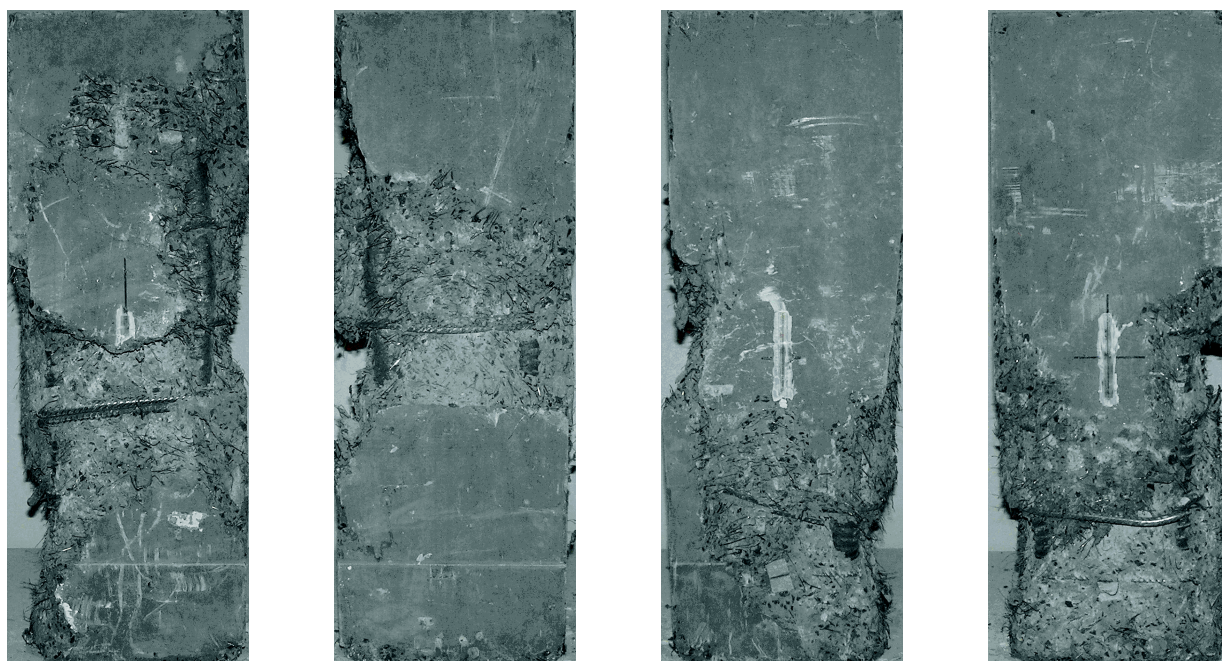


Bild E-4: UHPFRC-Stütze S1 nach dem Versuch

Unmittelbar vor dem Erreichen der Höchstlast wurden bei der UHPFRC-Stütze S2 bei 2 mm Probenverkürzung zwei von der oberen Lasteinleitung ausgehende senkrechte Risse mit etwa 2 cm Abstand parallel zum Rand mit 0,2 mm Rissbreite festgestellt. Zeit-

gleich platzten kleine Betonschollen im Bereich der unteren Lasteinleitung ab. Bild E-5 zeigt die in einem späteren Lastschritt im Nachbruchbereich aufgenommenen Risse und Abplatzungen.



Bild E-5: UHPFRC-Stütze S2: Kurz vor dem Erreichen der Höchstlast beginnende senkrechte Rissbildung (links) und rechts Abplatzungen am Stützenfuß (Fotos wurden im Nachbruchbereich aufgenommen)

Die eigentliche Bruchprozesszone bildete sich aber, wie in Bild E-6 dargestellt, etwa im mittleren Drittel der Stütze aus.

Bei Stauchungen von 6 bis 7 ‰ wurden bei der UHPFRC-Stütze S2 während des Versuches zwei Knallgeräusche festgestellt, deren Ursache erst nach dem Versuchsende festgestellt werden konnte. Nach dem Abstemmen der losen Betonteile wurden die in Bild E-6 (rechts) deutlich erkennbar ausgeknickten Längsstäbe $\varnothing 28$ mm mit dem an zwei Stellen gerissenen Bügel $\varnothing 8$ mm sichtbar. Es wird vermutet, dass das Reißen der Bügel die Ursache der beiden Knallereignisse war.

Die UHPFRC-Stütze S2 nach dem Versuch zeigt Bild E-7.



Bild E-6: UHPFRC-Stütze S2 vor Versuchsbeginn (links), bei etwa $\varepsilon = 5\text{‰}$ (2. v.li.), beim Abbruch des Versuches bei $\varepsilon = 27\text{‰}$ ($\Delta l_z = 17,3\text{ mm}$, 3. v.li.) und rechts nach dem Abstemmen loser Betonteile

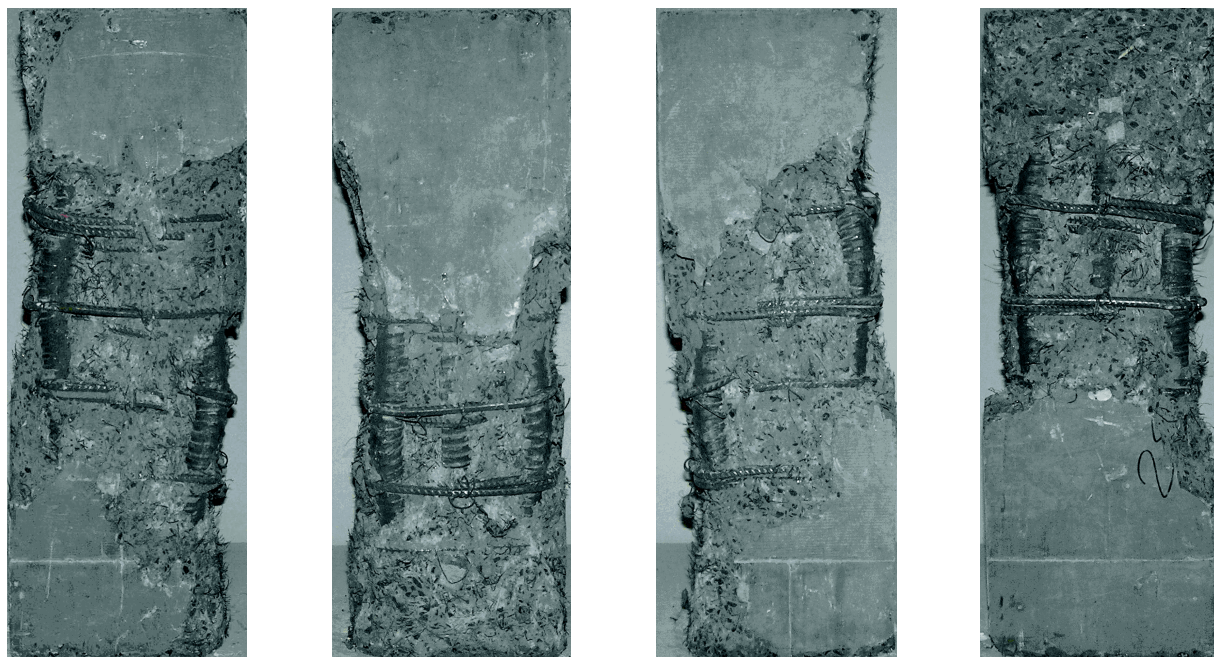


Bild E-7: UHPFRC-Stütze S2 nach dem Versuch

In Bild E-8 (links) ist die UHPFRC-Stütze S3 vor dem Versuch dargestellt. Kurz vor Erreichen der Höchstlast platzte der Beton auf der Nordseite oben schollenartig ab (in Bild E-8, Mitte, oben rechts erkennbar, aufgenommen von der Ostseite). Kurz nach dem Erreichen der Höchstlast bei Längsstauchungen von $3,5\text{‰}$ kam es zur Bildung eines umlaufenden Risses. Die Rissebene verlief auf der Südseite (Bild E-9, links), etwa waage-

recht im unteren Drittel, auf der Ostseite (Bild E-9, Mitte, mit 2 bezeichneter DMS) geneigt von links unten nach rechts oben, auf der Nordseite (Bild E-9, Mitte, DMS-3) etwa waagrecht im oberen Drittel und auf der Westseite Bild E-9 (rechts, DMS-4) die Risse auf Nord- und Südseite verbindend geneigt.



Bild E-8: UHPFRC-Stütze S3 vor dem Versuch (links), bei Erreichen der Höchstlast bei Stauchungen von 3,0 ‰ ($\Delta l_z = 1,98$ mm, Mitte) und bei Versuchsende bei $\varepsilon = 22$ ‰ ($\Delta l_z = 14,3$ mm, rechts)

Bild E-10 zeigt die UHPFRC-Stütze S3 nach dem Versuch. Deutlich ist der beim Abgleiten auf einer etwa 40 ° zur Senkrechten geneigten Ebene entstandene horizontale Versatz der Stützenränder zu sehen. So hat sich der Stützenkopf in Bild E-10 (links) im Vergleich zum Stützenfuß nach links versetzt. Bei Stauchungen von 5 bis 7 ‰ bildete sich die im Bild E-10 (links) und im 2. Bild (Mitte) deutlich erkennbare geneigte Bruchfläche (Schubband) aus.

Bild E-11 stellt die Versuchskörper der UHPFRC-Stützen S4 und S5 dar. Bei der UHPFRC-Stütze S4 drückte sich die obere Lastplatte, die 3 mm kleiner als der Betonquerschnitt war, in den Beton ein. Es kam zu einem bleibenden vertikalen Versatz zwischen der äußeren Betondeckung und der Unterkante der Stahlplatte (Bild E-11, 2.v.li. u. rechts).

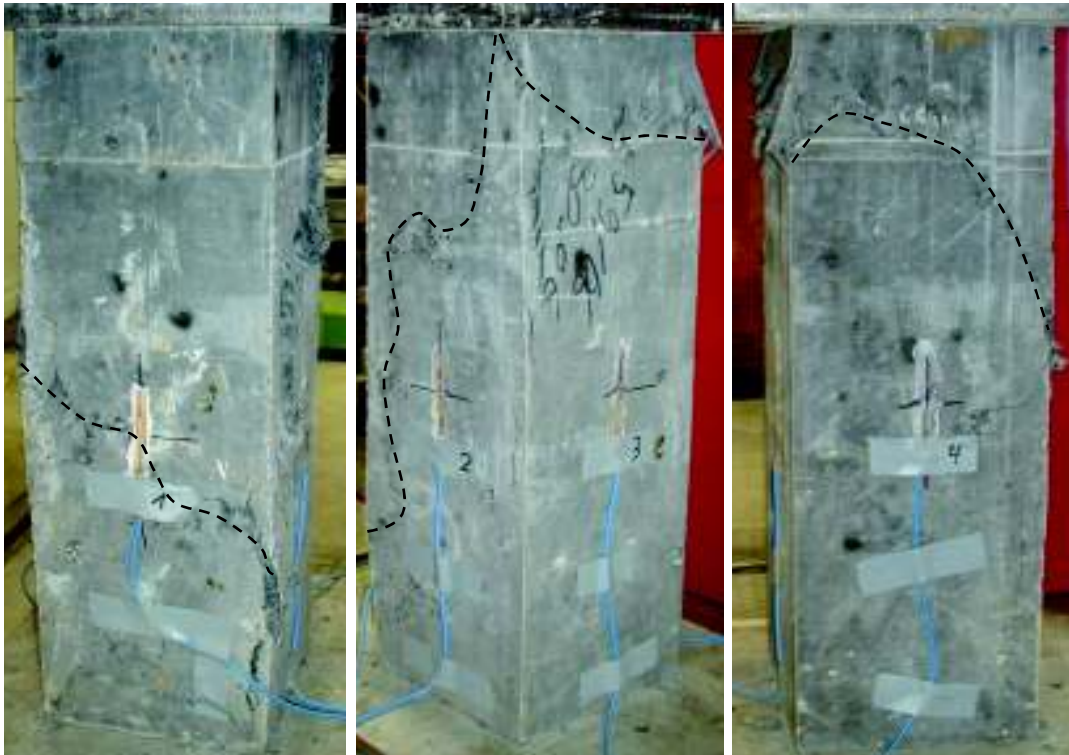


Bild E-9: UHPFRC-Stütze S3: Umlaufende Rissbildung kurz nach dem Erreichen der Höchstlast bei Längsstauchungen von 3,5 ‰ ($\Delta l_z = 2,3$ mm)

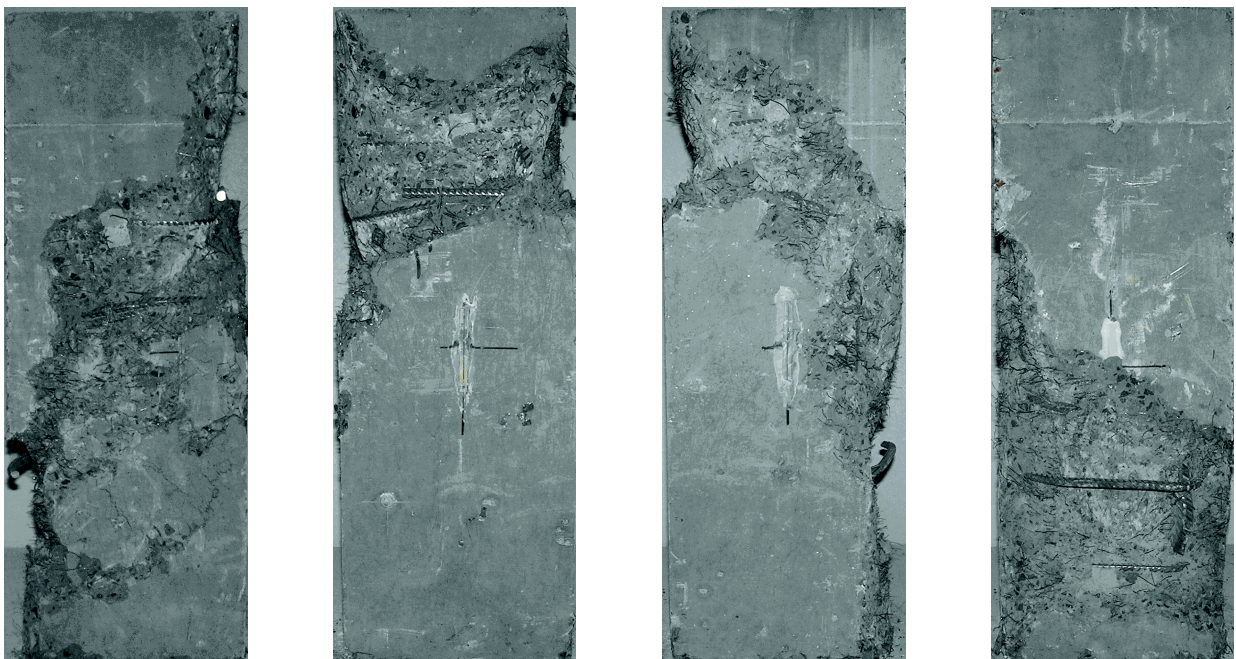


Bild E-10: UHPFRC-Stütze S3 nach dem Versuch (von links nach rechts: Ost, Nord, West und Süd)



Bild E-11: UHPFRC-Stütze S4 vor dem Versuch (links) und bei Versuchsende (2.v.li.), Längsrisse bei S5 bei Erreichen der Höchstlast (3.v.li.) und S5 bei Abbruch des Versuches (rechts)

Bild E-12 und Bild E-13 zeigt die UHPFRC-Stützen S4 bzw. S5 nach dem Versuch.

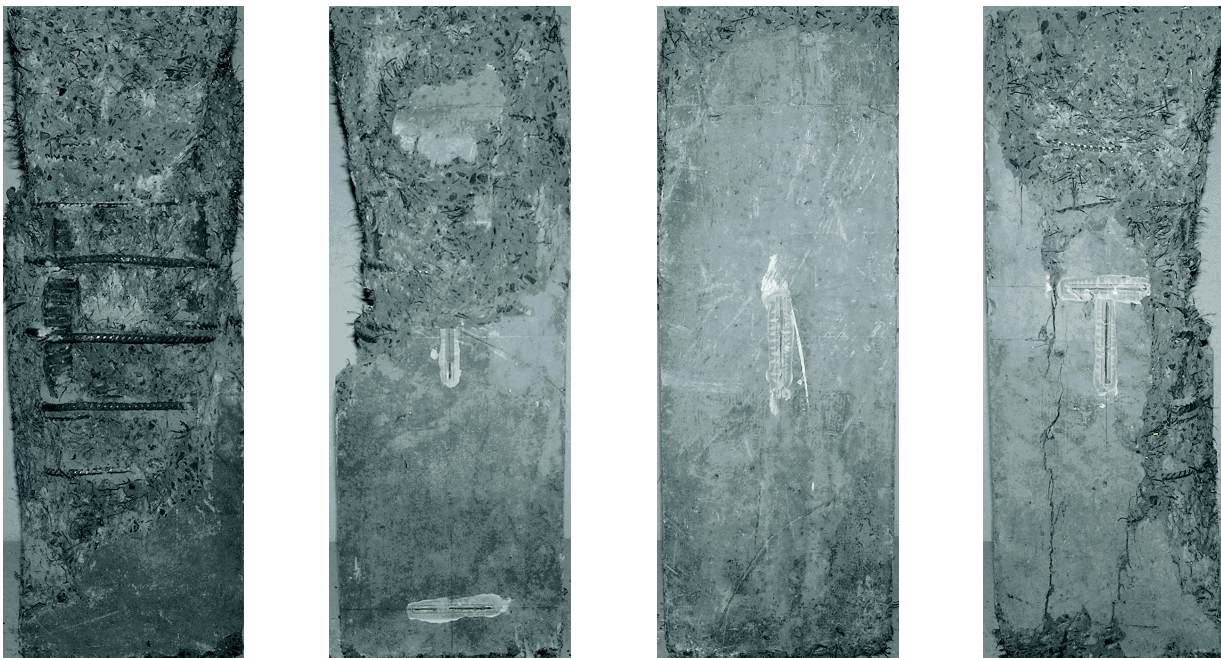


Bild E-12: UHPFRC-Stütze S4 nach dem Versuch

Abweichend von den UHPFRC-Stützen S1 bis S5 und VK1 bis VK2 kam es bei der UHPC-Stütze S6 zu einem mit dem Erreichen der Höchstlast beginnenden großflächigen Abplatzen der Betondeckung. Bild E-14 zeigt links die mit dem Überschreiten der Höchstlast eingetretenen senkrechten Risse parallel zur Kontaktfuge „Kern / Betonde-

ckung“, in der Mitte die deutlich abgeplatzte Betondeckung und rechts den verbleibenden bügelumschlossenen Kern.

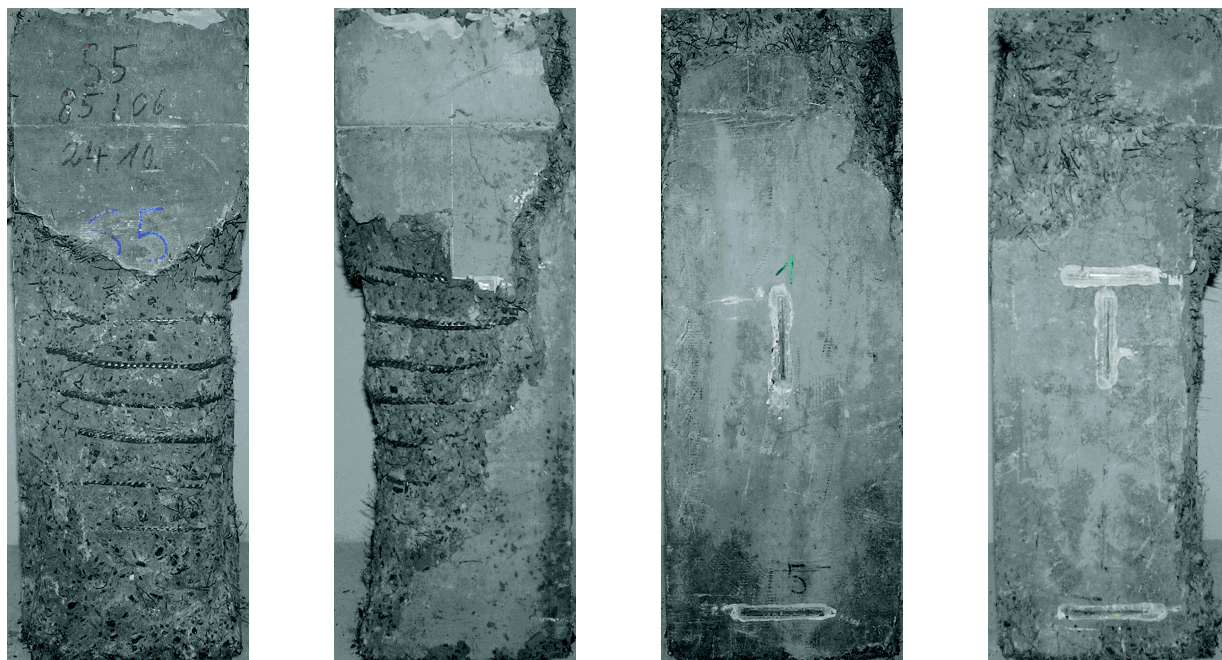


Bild E-13: UHPFRC-Stütze S5 nach dem Versuch



Bild E-14: UHPC-Stütze S6 bei Längsstauchungen von 4,0 ‰ (links), beim Versuchsende bei 22 ‰ ($\Delta L_z = 14,6$ mm, Mitte) und nach dem Versuch (rechts)

Bild E-15 zeigt die UHPC-Stütze S6 nach dem Abstemmen loser Betonteile.



Bild E-15: UHPC-Stütze S6 nach dem Versuch

Der Versuchskörper VK1 ist in Bild E-16 vor und während des Versuches dargestellt. Bei 95 % der Höchstlast kündigte sich der Bruch durch feine senkrechte Rissbildung an. Mit dem Erreichen der Höchstlast bei Stauchungen von etwa 3,35 ‰ kam es zu einem Aufweiten dieser Risse. Bei Stauchungen von 5 bis 7 ‰ bildete sich die im Bild E-16 (rechts) und Bild E-17 (links) deutlich erkennbare 25 ° zur Senkrechten geneigte Bruchfläche (Schubband) aus. Die UHPFRC-Stütze VK1 nach dem Versuch zeigt Bild E-17.

Bild E-18 stellt den Versuchskörper VK2 vor, während und nach dem Versuch dar. Auch hier kündigte sich der Bruch bei etwa 95 % der Höchstlast durch feine Rissbildung an. Mit dem Erreichen der Bruchlast bei Stauchungen von 3,1 ‰ kam es zu einem Aufweiten dieser Risse. Die UHPFRC-Stütze VK2 nach dem Versuch ist in Bild E-19 dargestellt.



Bild E-16: UHPFRC-Stütze VK1 vor Versuchsbeginn (links), etwa bei $\varepsilon = 5\text{‰}$ (Mitte) und beim Abbruch des Versuches bei $\varepsilon = 24\text{‰}$ ($\Delta l_z = 15,3\text{ mm}$, rechts)



Bild E-17: UHPFRC-Stütze VK1 nach dem Versuch



Bild E-18: UHPFRC-Stütze VK2 vor Versuchsbeginn (links), bei Höchstlast bei 3,1 ‰ (2. v. li.), beim Abbruch des Versuches bei $\epsilon = 22,6 \text{ ‰}$ ($\Delta l_z = 14,5 \text{ mm}$, 3. v. li.) und nach dem Versuch (rechts)



Bild E-19: UHPFRC-Stütze VK2 nach dem Versuch

Anhang F: Versuche an gedrunenen zentrisch gedrückten Stützen aus normal- und hochfesten Betonen (VK3 bis VK10)

Bild F-1 stellt den Versuchskörper VK3 vor, während und nach dem Versuch dar. Bei Erreichen der Höchstlast bei Stauchungen von $\varepsilon = 3,0\text{‰}$ platzte ein Teil der Ecke ab (Bild F-1, 2. v. li.). Bei weiterer Wegsteigerung weiteten sich die Abplatzungen aus. Die Längsbewehrung (4 \varnothing 28 mm aus B500) begann bei $\varepsilon = 9\text{‰}$ zwischen den Bügeln (\varnothing 8 mm / s = 12,0 cm) auszuknicken. Bild F-1 (3. v. li.) zeigt den Zustand bei Abbruch des Versuches bei $\varepsilon = 10,3\text{‰}$. Bild F-1 (rechts) zeigt den Zustand nach dem Entfernen loser Betonschollen.



Bild F-1: Stütze VK3 vor Versuchsbeginn (links), bei Höchstlast bei 3,0‰ (2. v. li.), beim Abbruch des Versuches bei $\varepsilon = 15,7\text{‰}$ ($\Delta l_z = 10,1$ mm, 3. v. li.) und nach dem Abstemmen loser Schollen nach dem Versuch (rechts)

Bild F-3 zeigt den Versuchskörper VK4 vor, während und nach dem Versuch. Der Bruch kündigte sich bei etwa 90 % der Höchstlast durch feine Rissbildung an. Mit dem Erreichen der Bruchlast bei Stauchungen von 3,5‰ kam es zu einem Aufweiten dieser Risse ohne dass die außerhalb des Kernes liegende Betonschale sich völlig ablöste. Bei weiterer Wegsteigerung weiteten sich die Abplatzungen aus. Bild F-3 (rechts) zeigt den Zustand nach dem Entfernen loser Betonschollen. Die Längsbewehrung (4 \varnothing 28 mm aus B500) knickte nicht aus.



Bild F-2: Stütze VK3 nach dem Versuch



Bild F-3: Stütze VK4 vor Versuchsbeginn (links), bei Höchstlast bei 3,5 ‰ (2. v. li.), beim Abbruch des Versuches bei $\epsilon = 21,6 \text{ ‰}$ ($\Delta l_z = 13,9 \text{ mm}$, 3. v. li.) und nach dem Abstemmen loser Schollen nach dem Versuch (rechts)

Bild F-4 und Bild F-5 (links) stellen den Versuchskörper VK5 während und nach dem Versuch dar. Der Bruch wurde bei etwa 90 % der Höchstlast durch feine Rissbildung angekündigt. Die Risse verliefen mit 20 mm Abstand (Betondeckung) parallel zu den Stützenlängsrändern (Bild F-4, Mitte). Die Risse weiteten sich bis zum Erreichen der Höchstlast bei Stauchungen von $\epsilon = 1,6 \text{ ‰}$ auf. Dann begannen erste Abplatzungen der Ecken,

die sich bei weiterer Wegsteigerung bis zu der etwa bei $\varepsilon = 3 \text{ ‰}$ im oberen Stützendrittel vollständig vom Kern abgelösten Betondeckung (Bild F-4, rechts) vergrößerten.



Bild F-4: Stütze VK5 vor Versuchsbeginn (links), bei Höchstlast bei 1,6 ‰ (Mitte) und bei Stauchungen von $\varepsilon = 5,9 \text{ ‰}$ ($\Delta l_z = 3,8 \text{ mm}$, rechts)

Bei Stauchungen von 3,5 ‰ begann die Längsbewehrung $\varnothing 28 \text{ mm}$ der Stütze VK5 zwischen den Bügeln ($\varnothing 8 \text{ mm} / s_w = 17 \text{ cm}$) auszuknicken. Bis zum Versuchsabbruch bei 5,9 ‰ bildete sich die im Bild F-5 (links) dargestellte sanduhrförmige Betonfigur aus und die Längsbewehrungsstäbe knickten in Richtung der Querschnittsdiagonale aus.



Bild F-5: Stütze VK5 (links) und VK6 (rechts) nach dem Versuch

Bild F-6 stellt den Versuchskörper VK6 vor Versuchsbeginn und während des Versuches dar. Das Erreichen der Höchstlast der Stütze VK6 wurde bei etwa 90 % der Höchstlast durch feine Rissbildung angekündigt. Die Risse verliefen mit etwa 20 mm Abstand parallel zu den Stützenlängsrändern (Bild F-6, Mitte). Die Risse weiteten sich bis zum Erreichen der Höchstlast bei $\varepsilon = 1,6 ‰$ auf. Dann begannen erste Abplatzungen der Ecken, die sich bei weiterer Wegsteigerung bis zu der etwa bei 3 ‰ im oberen Stützendrittel eintretenden vollständigen Ablösung der Betondeckung vom Kern (Bild F-6, oben rechts) vergrößerten. Bei Stauchungen von 4 ‰ begann die Längsbewehrung $\varnothing 28$ mm zwischen den Bügeln ($\varnothing 8$ mm / $s_w = 17$ cm) auszuknicken. Bis zum Versuchsabbruch bei 8 ‰ bildete sich die im Bild F-5 (rechts) dargestellte sanduhrförmige Betonfigur mit den vier in Richtung der Diagonalen ausknickenden Längsbewehrung aus.

Bild F-7 zeigt die Stütze VK7 vor Versuchsbeginn (links). Mit dem Erreichen der Höchstlast bei 1,8 ‰ kommt es zu großflächigen Betonabplatzungen und einem Lastabfall quasi auf den Stahltraganteil. Bei 2,2 ‰ begann die Längsbewehrung $\varnothing 16$ mm zwischen den Bügeln ($\varnothing 6$ mm / $s_w = 20$ cm) auszuknicken (Bild F-7, Mitte). Bild F-7 (rechts) zeigt die Stütze kurz vor Abbruch des Versuches bei einer Stauchung von $\varepsilon = 12,8 ‰$. Die Längsbewehrung war in zwei zueinander versetzten Ebenen ausgeknickt.

Der Bruchbereich der Stütze VK7 hat sich abweichend zu dem der HPC-Stützen VK3 und VK4 bis in die untere Lasteinleitungszone ausgebildet.



Bild F-6: Stütze VK6 vor Versuchsbeginn (links), bei Höchstlast bei 1,6 ‰ (Mitte), und beim Abbruch des Versuches bei 8 ‰ ($\Delta l_z = 5,4$ mm, rechts)

Bild F-8 zeigt die mit VK7 baugleiche Stütze VK8 im Versuch. Nach dem Überschreiten der Höchstlast (1,8 ‰) platzte die Betondeckung bei Stauchungen von etwa 2,2 ‰ großflächig ab (Bild F-8, links). In Bild F-8, Mitte ist das etwa bei 2,5 ‰ beginnende Ausknicken der Längsbewehrung $\varnothing 16$ mm zu erkennen. Bei 4 ‰ Stauchung war der Riss eines Bügels $\varnothing 6$ mm zu hören. Der Versuch wurde bei Stauchungen von 5,8 ‰ abgebrochen. Bild F-8, rechts zeigt die Stütze nach dem Entfernen loser Betonteile.

Die Längsbewehrung aus $\varnothing 16$ mm der baugleichen Stützen VK7 bis VK8 knickte zwischen den im Abstand von $s_w = 20$ cm angeordneten Bügeln $\varnothing 6$ mm aus.



Bild F-7: Stütze VK7 vor Versuchsbeginn (links), nach Überschreiten der Höchstlast bei 1,6 ‰ (Mitte) und beim Abbruch des Versuches bei $\epsilon = 12,8 \text{ ‰}$ (rechts)



Bild F-8: Stütze VK8: Nach Überschreiten der Höchstlast bei 2,2 ‰ (links), beim einsetzenden Ausknicken der Längsbewehrung bei 2,5 ‰ und nach dem Versuch (rechts)

Bild F-9 zeigt die Stütze VK9 nach dem Erreichen der Höchstlast bei 2,0 ‰. Die Betondeckung platzte großflächig vom Kern ab und die Last fiel quasi auf den Stahltraganteil der 4 Ø 25 mm in B500 ab. Bei 2,5 ‰ Stauchung begann die Längsbewehrung Ø 25 mm zwischen den Bügeln (Ø 6 mm / $s_w = 20$ cm) auszuknicken (Bild F-9, Mitte). Bei weiterer Wegsteigerung überlagerte sich dieser Auslenkung der Längsbewehrung zwischen den Bügeln ein über die gesamte Stützenlänge eintretendes Ausknicken der Längsstäbe. Bild F-9 (rechts) zeigt die Stütze kurz vor Abbruch des Versuches bei $\epsilon = 7,0$ ‰ Stauchung. Das Bruchbild der Stütze VK9 hat sich abweichend zu dem der HPC-Stützen VK3 und VK4 bis in die beiden Lasteinleitungszonen ausgebildet.



Bild F-9: Stütze VK9: Kurz nach Überschreiten der Höchstlast (2,0 ‰) bei 2,2 ‰ (links), beim einsetzenden Ausknicken der Längsbewehrung bei 3,5 ‰ (2. und 3. von links) und bei Versuchsabbruch bei 7 ‰ (rechts)

Bild F-10 zeigt die mit Stütze VK9 baugleiche Stütze VK10. Abweichend zu den Stützen VK7 bis VK9 wurde bei VK10 zwischen Presse und Probenkörper keine Hartfaserplatte angeordnet.

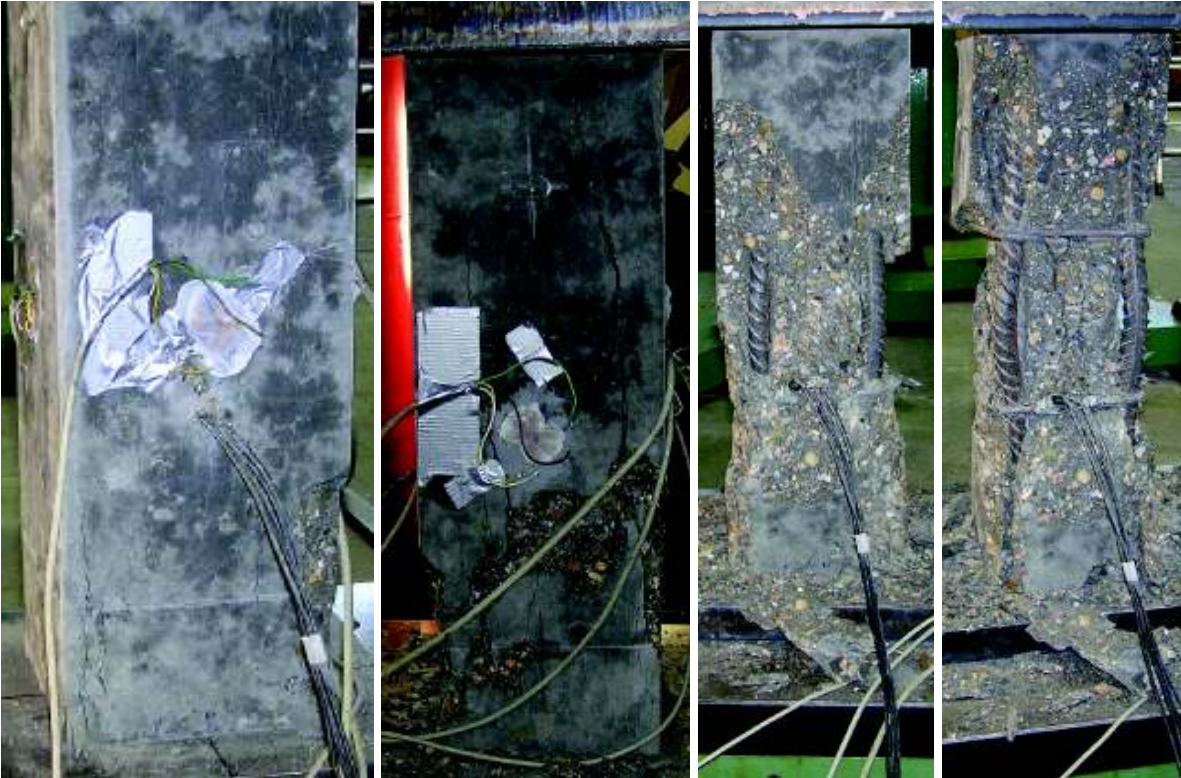


Bild F-10: Stütze VK10: Kurz nach Überschreiten der Höchstlast (2,0 ‰) bei 2,5 ‰ (links), beim einsetzenden Ausknicken der Längsbewehrung bei 5 ‰ (2. und 3. von links) und bei Versuchsabbruch bei 7,8 ‰ (rechts)

Anhang G: Versuche an gedrunenen exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen (SE1 bis SE7)

Bild G-1 zeigt den Versuchsaufbau für die Prüfung der durch einachsige exzentrische Längsdruck beanspruchten gedrunenen UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4. In Stützenlängsrichtung wurden neben Kraft und Kolbenweg die Stauchungen in Stützenmitte durch je Seite zwei mittig angeordnete Wegaufnehmer (WA) und zwei Dehnmessstreifen (DMS) gemessen. In Querrichtung wurden je Seite 3 Wegaufnehmer und drei DMS appliziert (Bild G-2, links).

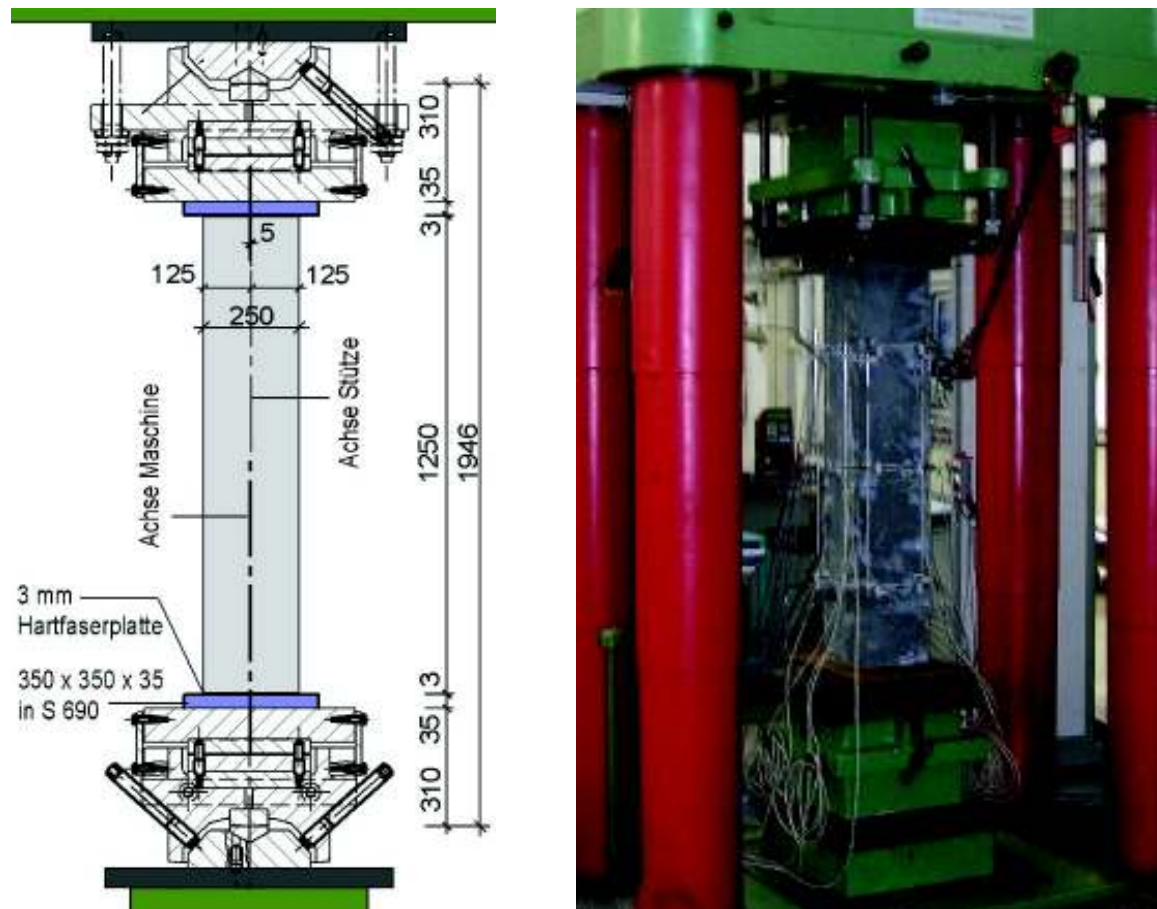


Bild G-1: Versuchsaufbau der UHPFRC-Stütze SE1 (Versuchsteil 1)

Zur Messung der Stahldehnungen wurden je vier Dehnmessstreifen (DMS) auf den Eckstäben der Längsbewehrung $\varnothing 22$ mm (Bild G-3, 1V-4V) und vier DMS auf dem Hauptbügel $\varnothing 8$ mm in Stützenmitte (Bild G-3, 1H-4H) montiert.

Die für alle exzentrisch beanspruchten UHPFRC-Stützen einheitliche Bewehrung besteht aus 8 \varnothing 22 mm als Längsbewehrung in S670 und Haupt- und Zwischenbügeln \varnothing 8 mm / 10,5 cm in B500. Bild G-4 zeigt den Bewehrungskorb der UHPFRC-Stütze SE1.

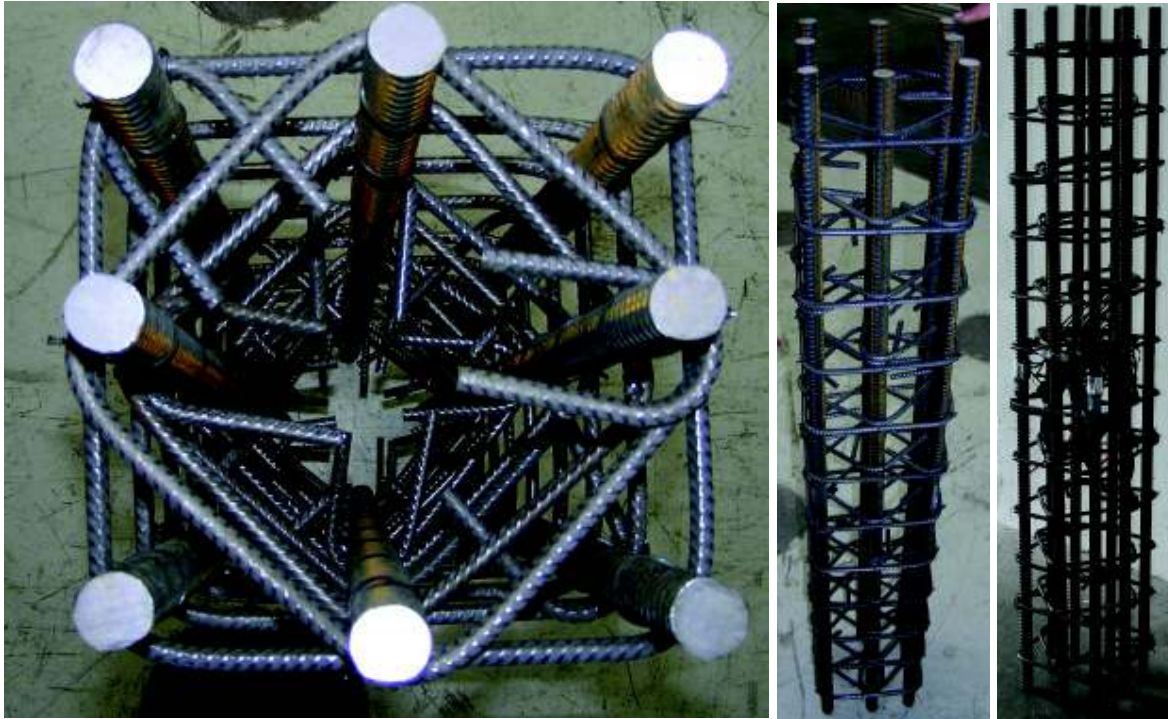


Bild G-4: Bewehrungskorb für die UHPFRC-Stütze SE1

Die Stützen wurden liegend hergestellt. Der Beton wurde mit einem Zyklus-Zwangsmischer mit 125 Liter Nenninhalt hergestellt, lagenweise eingefüllt und mit Innenrüttler verdichtet. Die Stützen wurden nach 2 Tagen Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte ausgeschalt und bis unmittelbar vor den nach 28 Tagen durchgeführten Versuchen in feuchte Jutesäcke und Folien eingeschlossen gelagert. Die Stirnflächen der Proben wurden 1 bis 2 Tage vor dem nach 28 Tagen durchgeführten Versuch plangeschliffen.

Bild G-5 stellt die Anordnung der Stützen SE1 bis SE4 bei Versuchsbeginn dar.

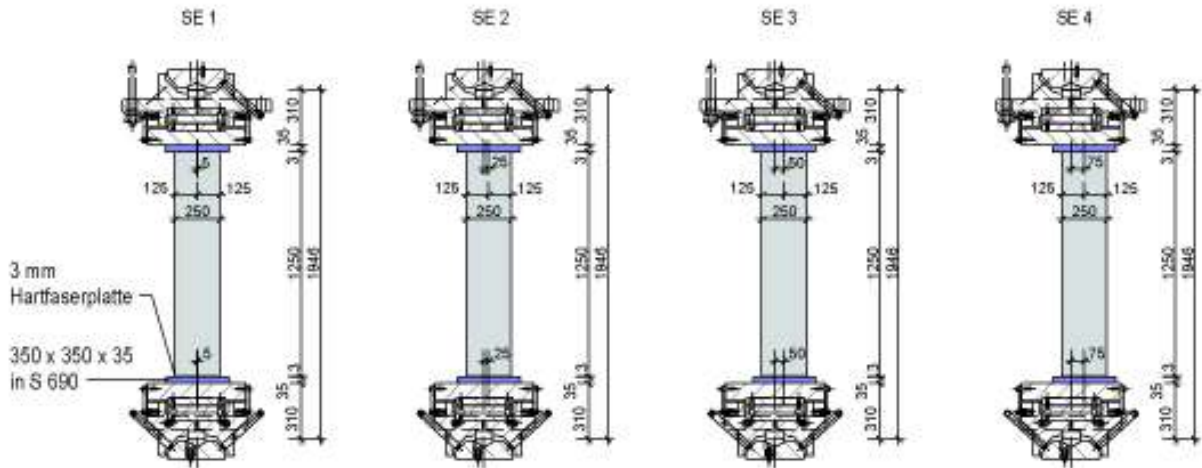


Bild G-5: Anordnung der UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4 bei Versuchsbeginn, die Ausmitten unterscheiden sich

Der Druckpunkt des Lagers verschiebt sich bei Drehung um die dargestellten Achsen um $e_{y,Lager} = \varphi \cdot 310 \text{ mm}$ (Drehwinkel φ im Bogenmaß, Bild G-6). Für den maximale Drehwinkel $\text{max. } \varphi = 3^\circ$ ergibt sich so eine Verschiebung um $e_{y,Lager} = 16,2 \text{ mm}$.

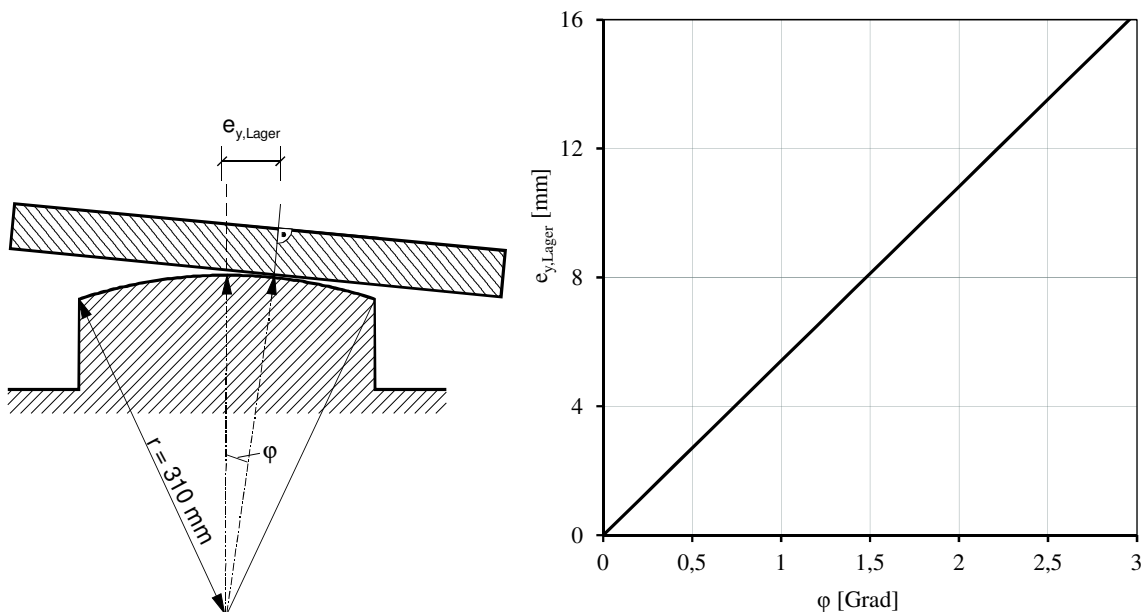


Bild G-6: Verschiebung des Druckpunktes bei Auflagerdrehung φ

Die UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4 wurden zunächst mit dem in Bild G-5 dargestellten Versuchsaufbau (Versuchsteil 1) geprüft. Diese Versuche mussten mit dem Erreichen des Grenzdrehwinkels des unteren Kipplagers von $\varphi = 3^\circ$ abgebrochen werden. Um den Nachbruchbereich auch für größere Verformungen ermitteln zu können, wurden die Stützen SE1 bis SE3 mit einem veränderten Versuchsaufbau (Bild G-8, Versuchsteil 2) erneut untersucht. Hierbei wurden die oben und unten angeordneten Kipplager durch Keilplatten aus S 355 um 3° entgegen der Lastdrehung vorverdrehen. Hierdurch konnten die Stützen bis zu einem Drehwinkel φ von 6° untersucht werden.



Bild G-7: Oberes Kipplager bei Erreichen des Grenzdrehwinkels φ von 3° (links) und unteres, durch Keilplatte um 3° vorverdrehtes Kipplager (rechts)

Um den Anschluss der Kraft-Verschiebungsbeziehungen zwischen dem ersten und zweiten Versuch vornehmen zu können, wurden die Proben im zweiten Versuch so in die Maschine eingebaut, dass sich bei Erreichen der Normalkraft, bei der der erste Versuch beendet wurde, möglichst die gleiche resultierende Ausmitte einstellte. Dies ist mit kleineren Abweichungen gelungen.

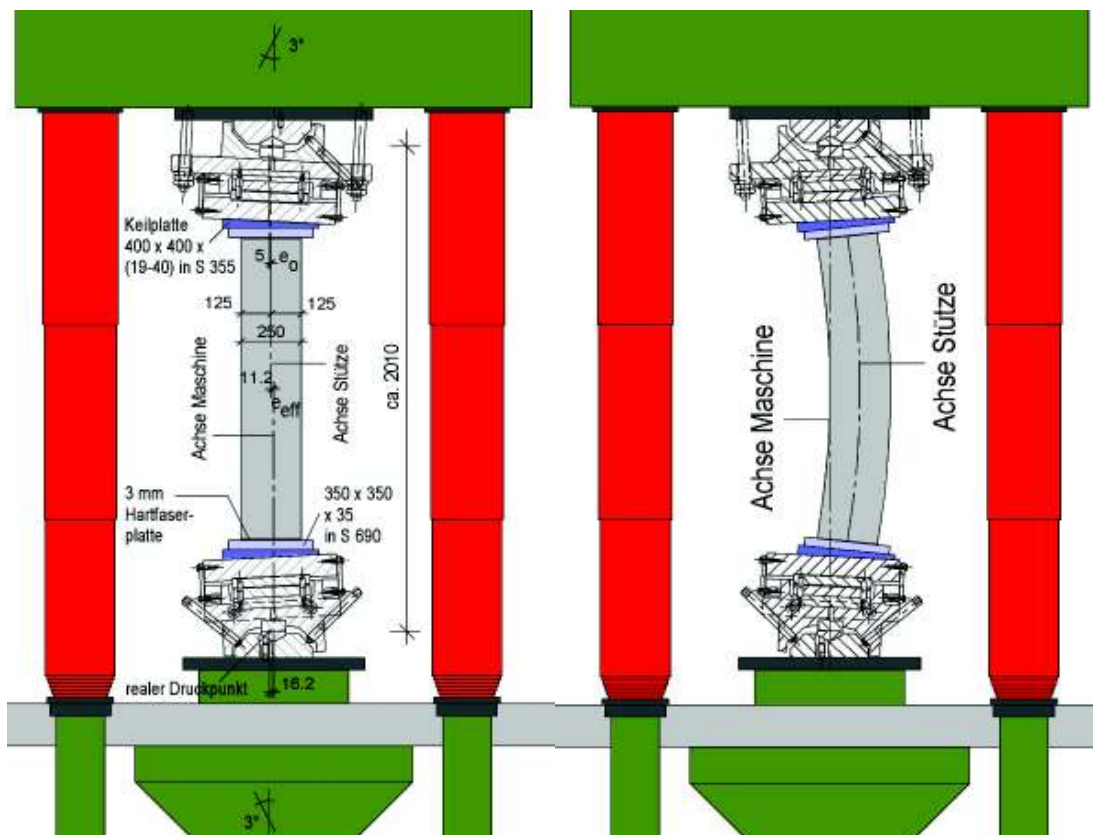


Bild G-8: Versuchsaufbau mit um 3° vorverdrehten Kipplager (links) und Probe bei Erreichen des Grenzdrehwinkels φ von 3° (Summe $\varphi = 6^\circ$, rechts), Versuchsteil 2

Auch die aus den schlanken UHPFRC-Stützen C1 und C2 nach deren Prüfung durch Schneiden gewonnenen UHPFRC-Stützen SE5 bis SE7 wurden mit diesem in Bild G-8 dargestellten Versuchsaufbau untersucht.

Bild G-9 (links) zeigt die UHPFRC-Stütze SE1 vor dem Versuch, kurz nach dem Überschreiten der Höchstlast einer Verkürzung von $\Delta l_z = 3,5$ mm (Bild G-9, Mitte) und bei Abbruch des Versuches bei einer horizontalen Auslenkung e_{ym} von 21 mm ($\Delta l_z = 14,8$ mm, Bild G-9, rechts).



Bild G-9: UHPFRC-Stütze SE1 im Versuch (Ostansicht)

Bild G-10 (links) zeigt die mit dem Überschreiten der Höchstlast bei einer Stauchung in der Stützenachse von $\varepsilon_0 = 3,0$ ‰ ($\Delta l_z = 2,5$ mm) eingetretenen Betonabplatzungen auf der stärker gedrückten Südseite und senkrechte und waagerechte Risse auf der weniger gedrückten Nordseite bei etwa gleicher Last (Bild G-10, rechts).

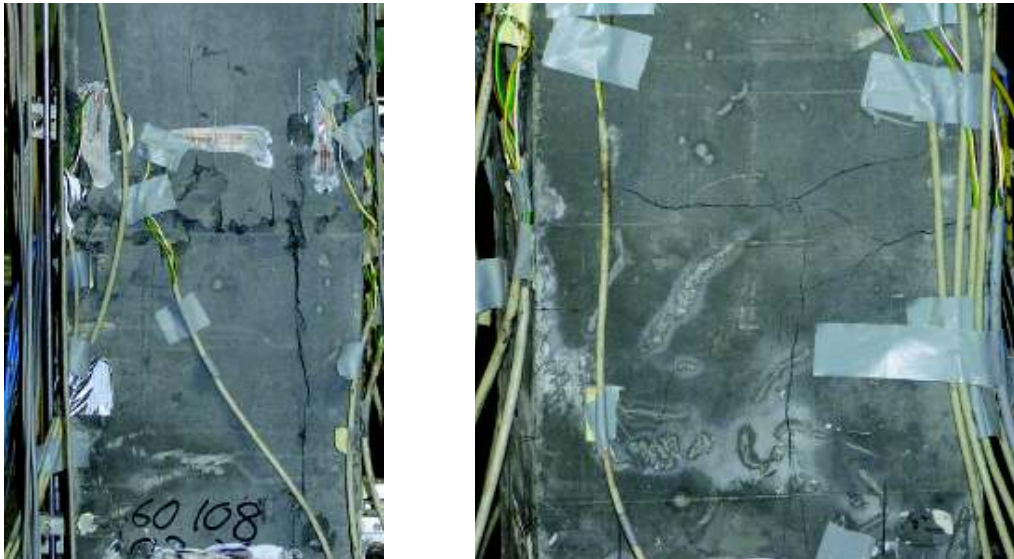


Bild G-10: Druckseite (Südansicht, links) und Zugseite (Nordansicht, rechts) der UHPFRC-Stütze SE1 im Versuch bei Höchstlast

Bild G-11 stellt die mit Dehnmessstreifen (DMS) und Wegaufnehmern (WA) auf Nord- und Südseite in Stützenmitte gemessenen Kraft-Dehnungsbeziehungen der UHPFRC-Stütze SE1 dar. Die DMS waren mit dem Erreichen der Höchstlast durch sie kreuzende Risse ausgefallen. Die Höchstlast wurde bei Randstauchungen von 3,3 ‰ (Süd) und 2,2 ‰ (Nord) erreicht.

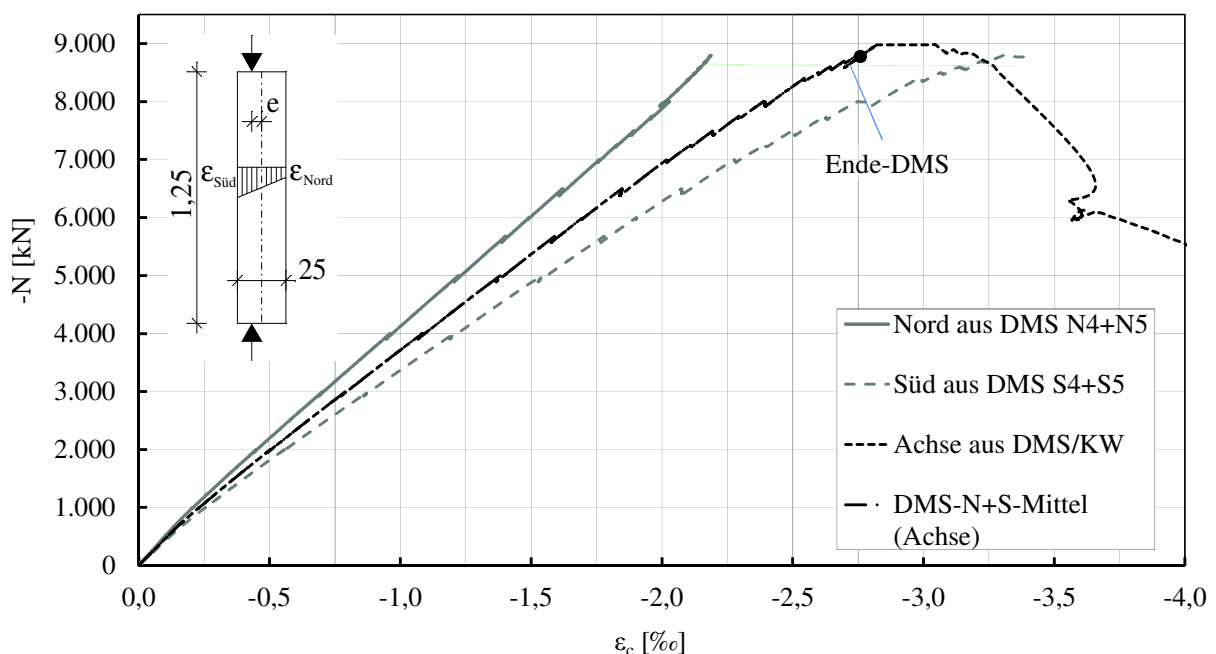


Bild G-11: Kraft-Dehnungsbeziehungen des UHPFRC der Stütze SE1

Die mit DMS erfassten Stauchungen der Längsbewehrung Ø 22 mm in Stützenmitte sind in Bild G-12 dargestellt. Die DMS im Südosten 3V und Nordosten 2V (Bild G-3, links) lieferten kein verwertbares Signal. Es wird vermutet, dass die Isolierung der Kabel durch die ca. 100 kg/m³ Stahlfasern im B5Q-1 beschädigt wurde. Die Längsbewehrung auf der

stärker gedrückten Südseite erreichte mit dem Erreichen der Höchstlast die Stauchgrenze des eingesetzten Betonstahls S670 bei Stauchungen von 3,6 ‰.

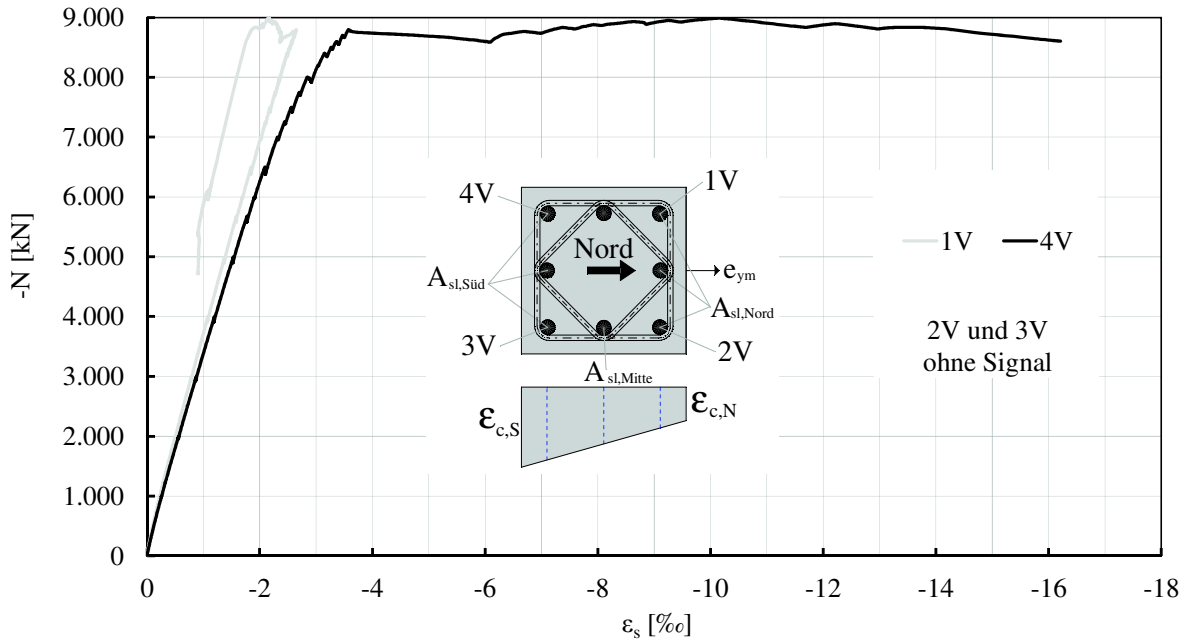


Bild G-12: Dehnungen der Längsbewehrung in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE1

Bei welcher Stauchung das nach dem Versuch durch Abstemmen der losen Betonteile sichtbare Ausknicken der Längsbewehrung auf der stärker gedrückten Südseite eingetreten ist, konnte im Versuch nicht genau erfasst werden. Die Abplatzungen auf der Südseite in Stützenmitte begannen mit dem Überschreiten der Höchstlast bei $\epsilon_0 = 3 \text{ ‰}$ Achsstauung. Die Randdehnungen der gezogenen Südseite betragen hierbei 3,3 ‰.

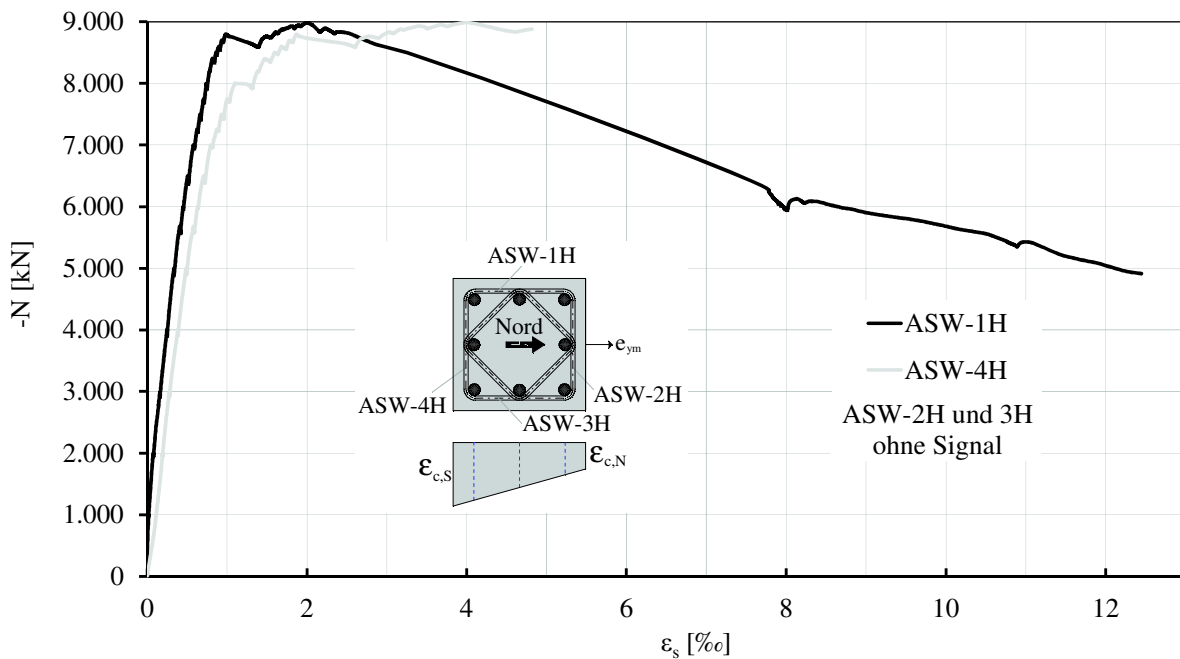


Bild G-13: Dehnungen der Bügel in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE1

Die mit DMS gemessenen Dehnungen der Bügelbewehrung $\varnothing 8$ mm in Stützenmitte zeigt Bild G-13. Die DMS im Osten (3H) und Norden (2H) lieferten kein verwertbares Signal. Die Bügelbewehrung auf der stärker gedrückten Südseite erreichte mit dem Erreichen der Höchstlast die Streckgrenze des verwendeten Betonstahles B500 von 2,8 ‰ ($f_{yk} = 560$ MPa).

Bei etwa $\varepsilon_0 = 9,5$ ‰ Achsstauchung wurden „Knallgeräusche“ festgestellt. Es wird vermutet, dass hierbei die in Bild G-24 (links) dargestellten Brüche der Bügel $\varnothing 8$ mm auf der Südseite in Stützenmitte entstanden sind.

Bild G-14 zeigt die mit DMS und Wegaufnehmern (WA) in Stützenmitte gemessenen Kraft-Dehnungsbeziehungen der UHPFRC-Stütze SE2 mit Randstauchungen bei Höchstlast von $\varepsilon_c = 3,0$ und $\varepsilon_c = 0,25$ ‰ (Nord) dar. Im Nachbruchbereich schlug die zunächst gedrückte Nordseite durch die überproportional anwachsende Ausmitte in den Biegezugbereich um.

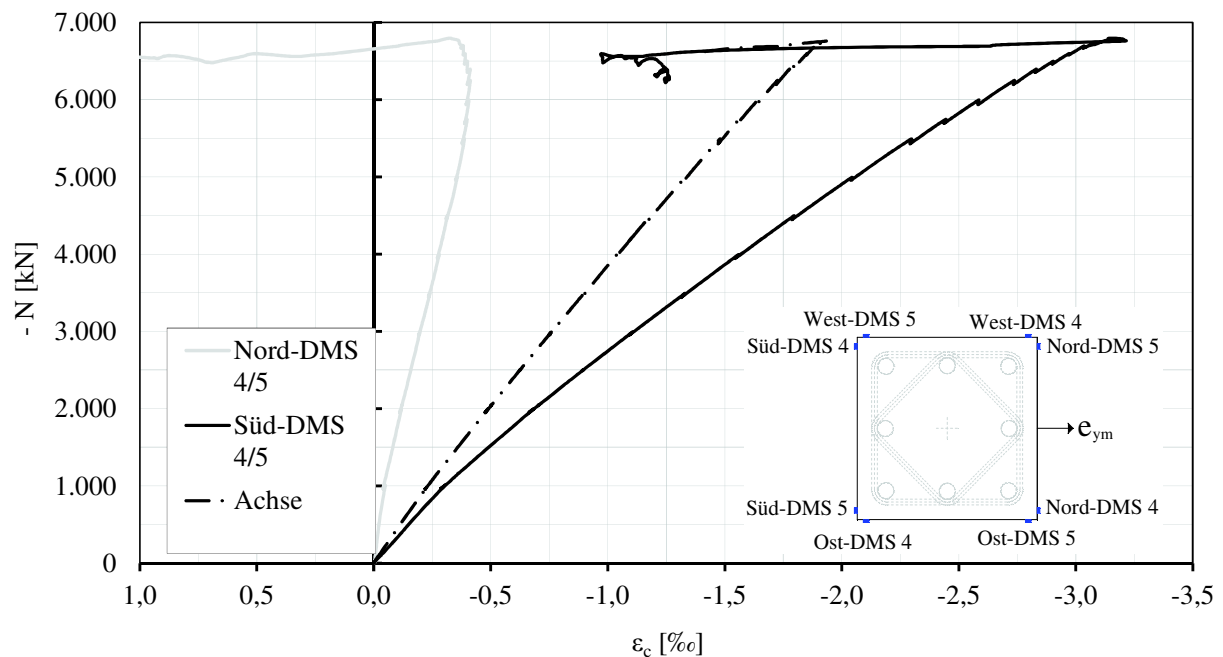


Bild G-14: Kraft-Dehnungsbeziehungen des Betons der UHPFRC-Stütze SE2

Die Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze SE2 in Stützenmitte erreichte auf der stärker gedrückten Südseite (Bild G-15, Graph DMS-3V) die Stauchgrenze des S670. Auf der Nordseite (DMS-1V) schlug die Stahldehnung, analog zum Beton, in den Zugbereich um und erreichte bis zum Ausfall des Signals knapp die Streckgrenze von $\varepsilon_s = 3,35$ ‰.

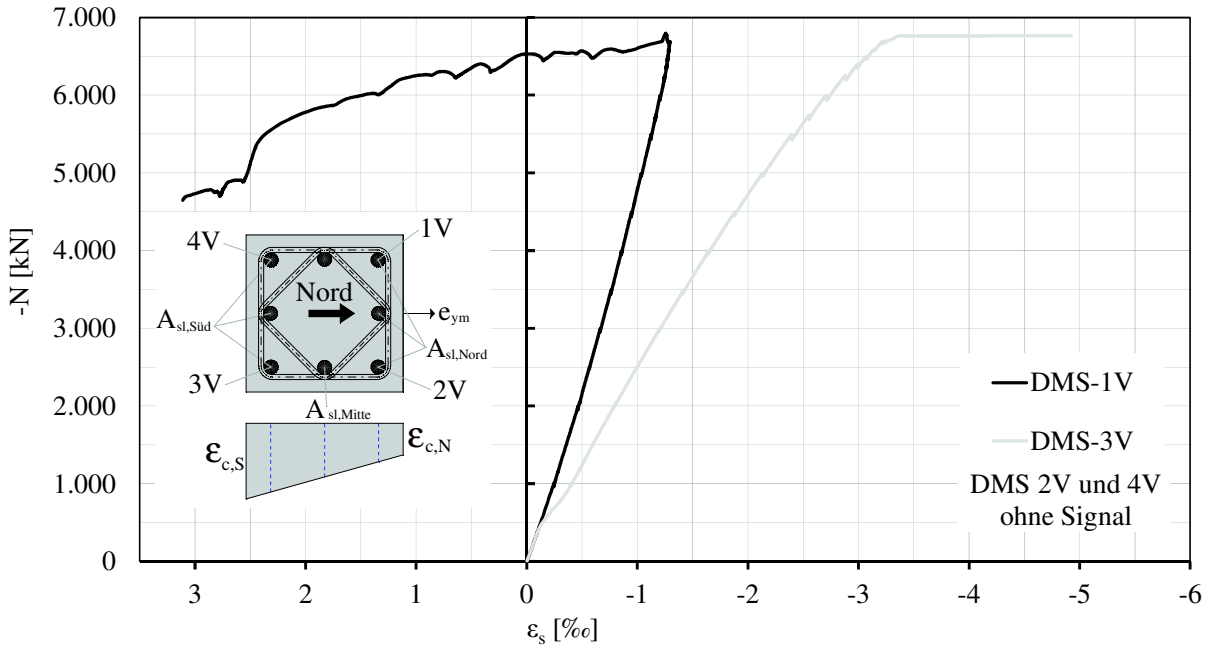


Bild G-15: Dehnungen der Längsbewehrung in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE2

Aus Bild G-16 ist erkennbar, dass die Dehnungen der Bügel der UHPFRC-Stütze SE2 in Stützenmitte auf der stärker gedrückten Südseite (4H) und den beiden Seiten (1H und 3H) mit dem Erreichen der Höchstlast sprunghaft von 0,4 bis 0,8 ‰ bis über die bei $\epsilon_s = 2,8 \text{ ‰}$ erreichte Streckgrenze des Betonstahls B500 von 560 MPa stiegen.

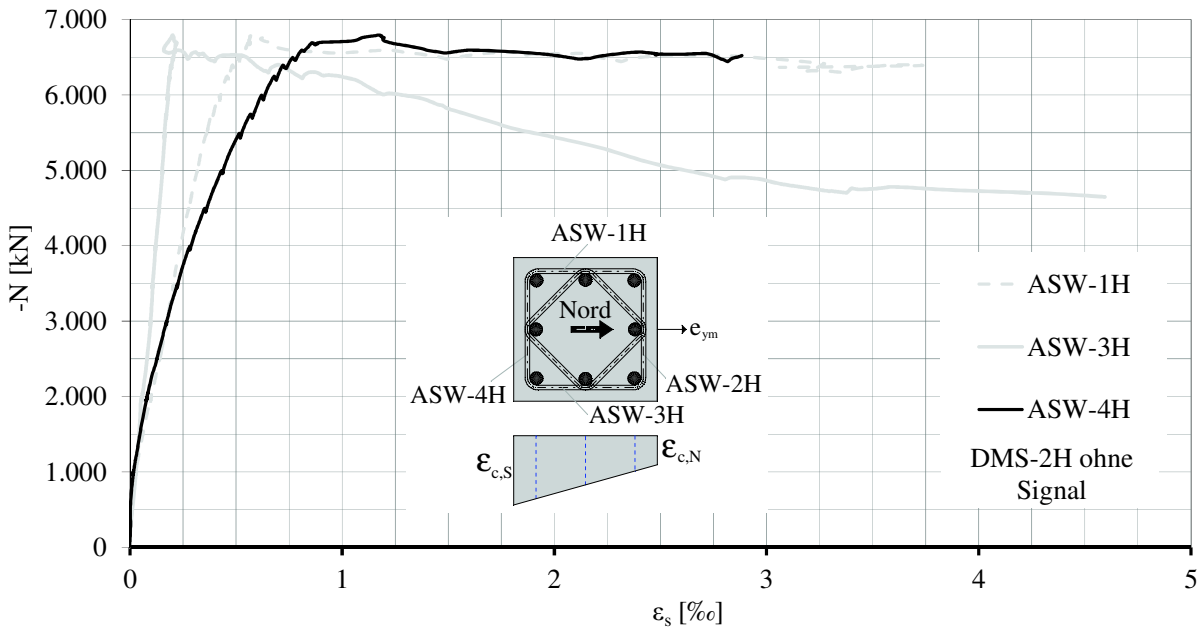


Bild G-16: Dehnungen der Bügel in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE2

Die UHPFRC-Stütze SE2 ist in Bild G-17 vor dem Versuch (links), kurz nach dem Überschreiten der Höchstlast (Mitte) und bei Abbruch des Versuches bei einer Auslenkung e_{ym} von 49 mm (rechts) dargestellt.

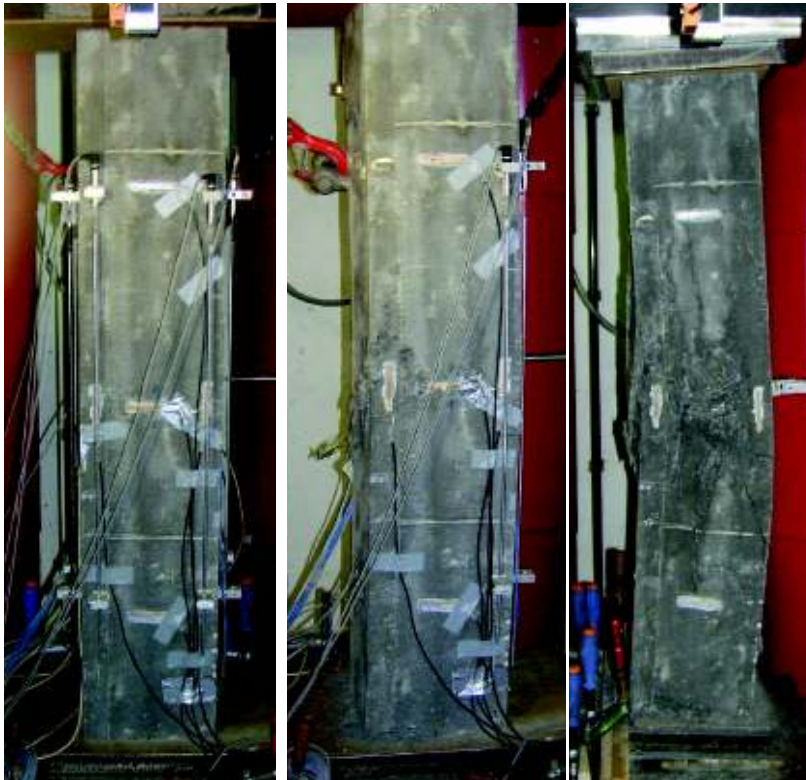


Bild G-17: UHPFRC-Stütze SE2 im Versuch

Bild G-18 zeigt die mit Dehnmessstreifen (DMS) und aus dem Kolbenweg (KW) gemessenen Betonstauchungen der UHPFRC-Stütze SE3 in Stützenmitte. Die Werte betragen auf der Südseite bei Höchstlast $\varepsilon_c = 3,7 \text{ ‰}$ und auf der Nordseite $-0,7 \text{ ‰}$.

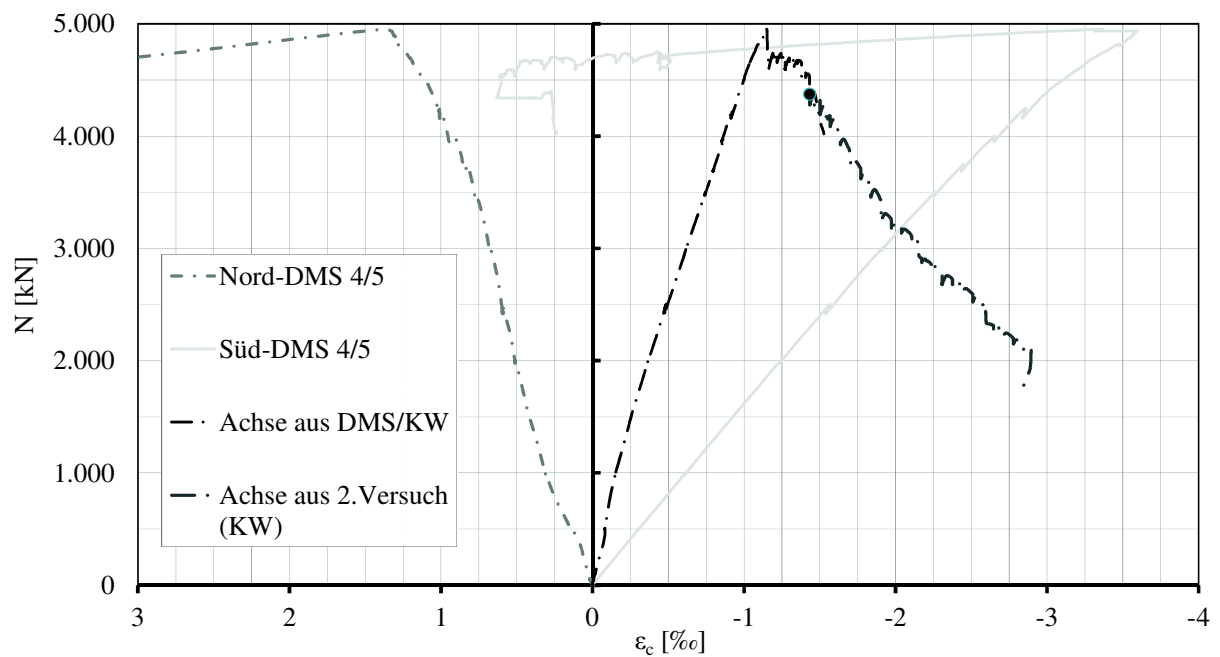


Bild G-18: UHPFRC-Stütze SE3: Kraft-Dehnungsbeziehungen in Stützenmitte

Bild G-19 zeigt die Stauchungen der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze SE3 in Stützenmitte. Die Stäbe auf der Südseite 3V und 4V wurden über die Stauchgrenze gestaucht

und die auf der weniger gedrückten bzw. im Nachbruchbereich gezogenen Nordseite 1V und 2V dann voll gestreckt.

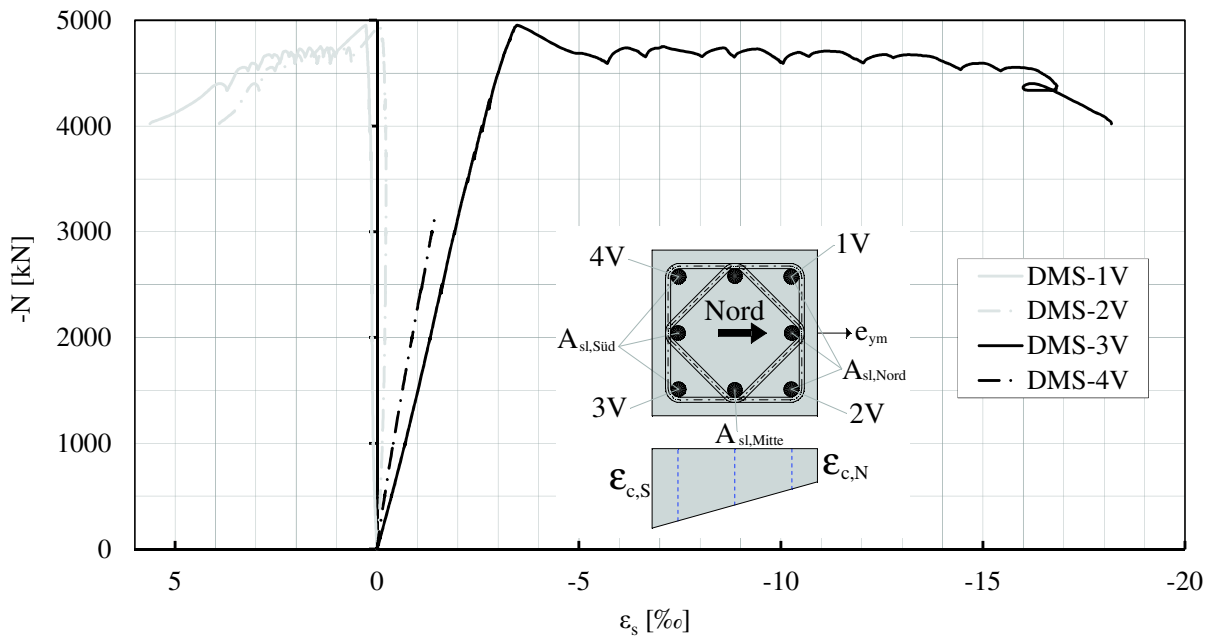


Bild G-19: Dehnungen der Längsbewehrung in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE3

Die Bügeldehnungen der UHPFRC-Stütze SE3 in Bild G-20 stiegen auf der stärker gedrückten Südseite (4H) bis zum Erreichen der Höchstlast auf 0,9 ‰ an. Dann fiel das Signal aus. Die Dehnung auf der Westseite (1H) erreichte aber die Streckgrenze. Es ist zu vermuten, dass der Bügel 4H auf der stärker gedrückten Südseite ebenfalls die Streckgrenze erreicht hat.

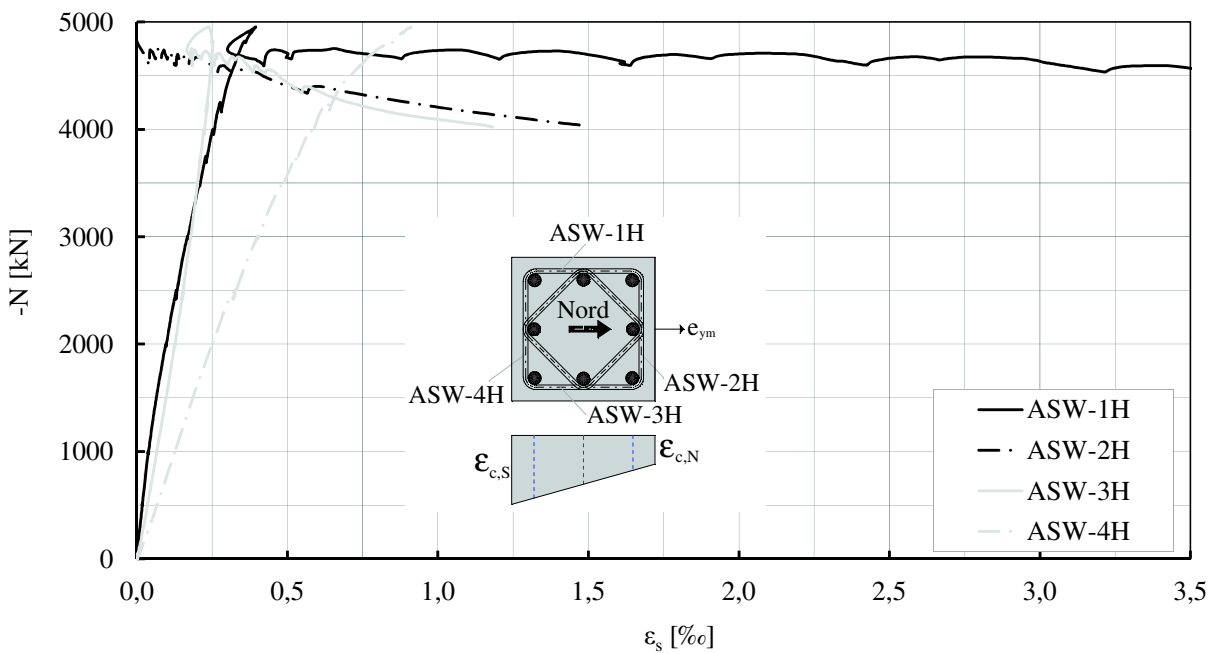


Bild G-20: Dehnungen der Bügel in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze SE3

Bild G-21 zeigt die UHPFRC-Stütze SE3 bei etwa 1000 kN im ansteigenden Ast (links), kurz nach dem Überschreiten der Höchstlast (2. von links) und bei Abbruch des Versuches bei einer Auslenkung e_{ym} von 60 mm (3. von links).

Bild G-21 zeigt die UHPFRC-Stütze SE4 vor dem Versuch (4. von links) und rechts das Rissbild auf der gezogenen Seite kurz vor dem (mit dem Erreichen des Grenzdrehwinkels des unteren Kipplagers von $\varphi = 3^\circ$ bei einer Auslenkung e_{ym} von 9 mm erforderlichen) Abbruch des Versuches. Die über die ganze Querschnittsbreite verlaufenden Risse hatten in dieser Laststufe Rissbreiten von 0,2 bis 0,3 mm und einen Rissabstand von 10 bis 15 cm (Bild G-21, rechts). Die UHPFRC-Stütze SE4 wurde, abweichend zu den anderen Stützen SE1 bis SE3, SE5 bis SE7 und C1 und C2 mit der Exzentrizität in Richtung Süden eingebaut.



Bild G-21: UHPFRC-Stütze SE3 (1. bis 3. Bild) und SE4 (4. und 5. Bild) im Versuch

Bild G-22 stellt die Stauchungen des Betons und der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze SE4 in Stützenmitte dar. Während der bei dieser Stütze stärker gedrückte Beton auf der Nordseite auf $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$ gestaucht wird, wird die Südseite gezogen.

Die Betondehnungen auf der Zugseite wurden aus den mit zwei Wegaufnehmern mit 700 mm Messlänge protokollierten Wegen bestimmt.

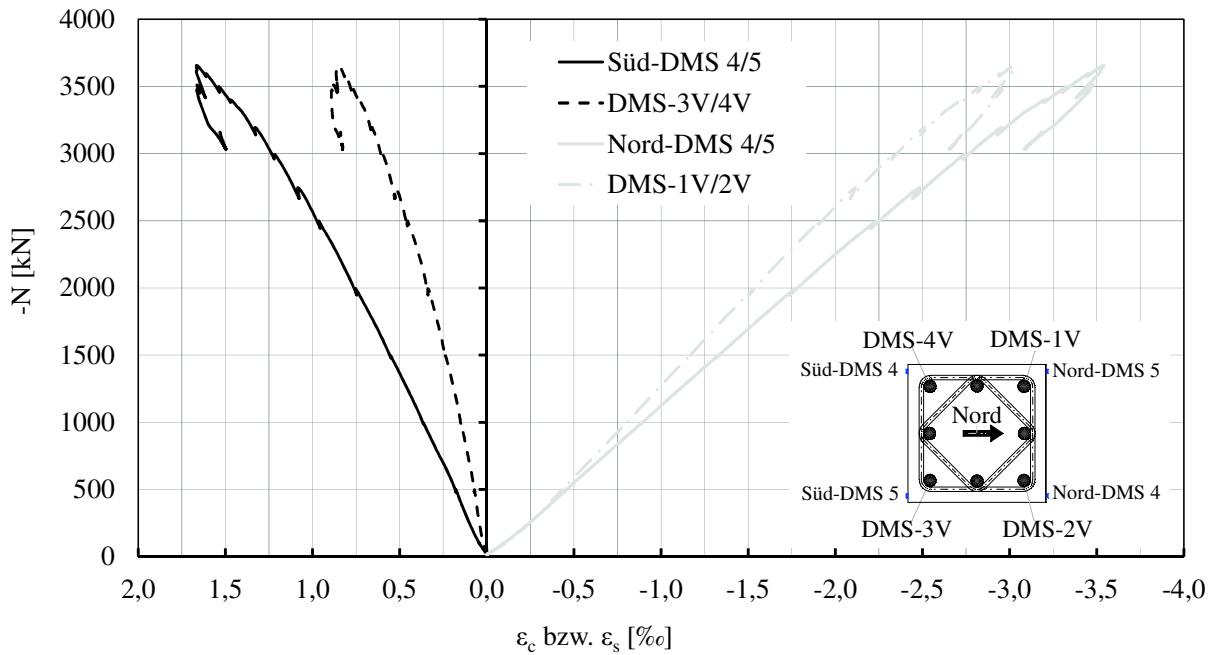


Bild G-22: Stahl- und Betondehnungen der UHPFRC-Stütze SE4

Die Stützen SE1 bis SE4 nach dem Versuch und nach dem Abstemmen loser Betonteile sind in Bild G-23 dargestellt. Bei den über die Höchstlast hinaus geführten Versuchen SE1 bis SE3 lokalisierte sich die Bruchzone etwa in Stützenmitte.



Bild G-23: UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4 (von links nach rechts) nach dem Versuch

Die Bruchzone der UHPFRC-Stützen SE1 (links) und SE2 (rechts) mit abgeplatzttem Beton, ausgeknickter Längsbewehrung und gebrochenen Bügeln ist in Bild G-24 abgebildet.

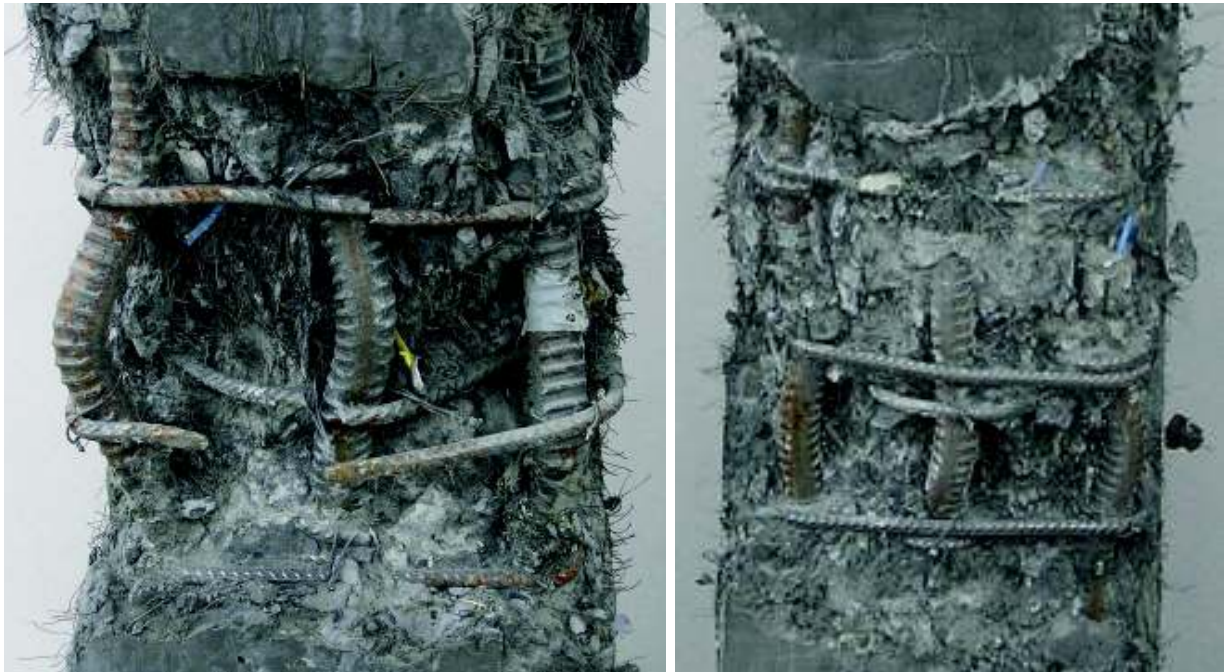


Bild G-24: UHPFRC-Stützen SE1 (links) und SE2 (rechts): Detail der Bruchzone mit abgeplatzttem Beton, ausgeknickter Längsbewehrung und gebrochenen Bügeln

Die UHPFRC-Stütze SE5 ist in Bild G-25 vor dem Versuch (links), bei Erreichen der Höchstlast (Mitte) und bei Abbruch des Versuches wegen des Erreichens des maximalen Drehwinkels des unteren Lagers (rechts) dargestellt.

Der aus dem oberen Drittel der UHPFRC-Stütze C1 gewonnene Versuchskörper SE5 zeigte, abweichend zu den UHPFRC-Stützen SE1 bis SE4, in der Seitenansicht eine deutlich unsymmetrische Verformungsfigur, mit einer Lokalisierung der Bruchprozesszone im unteren Bereich. Dieser Bereich lag in der Nähe der Bruchprozesszone der UHPFRC-Stütze C1 und war hierdurch vermutlich stärker vorgeschädigt.

Bei den UHPFRC-Stützen SE5 bis SE7 wurden die Betondehnungen in Stützenmitte durch je Seite einen Wegaufnehmer mit 70 cm Messlänge und mittig auf der Betonoberfläche angeordnete vertikale und horizontale DMS gemessen (Bild G-25, rechts).

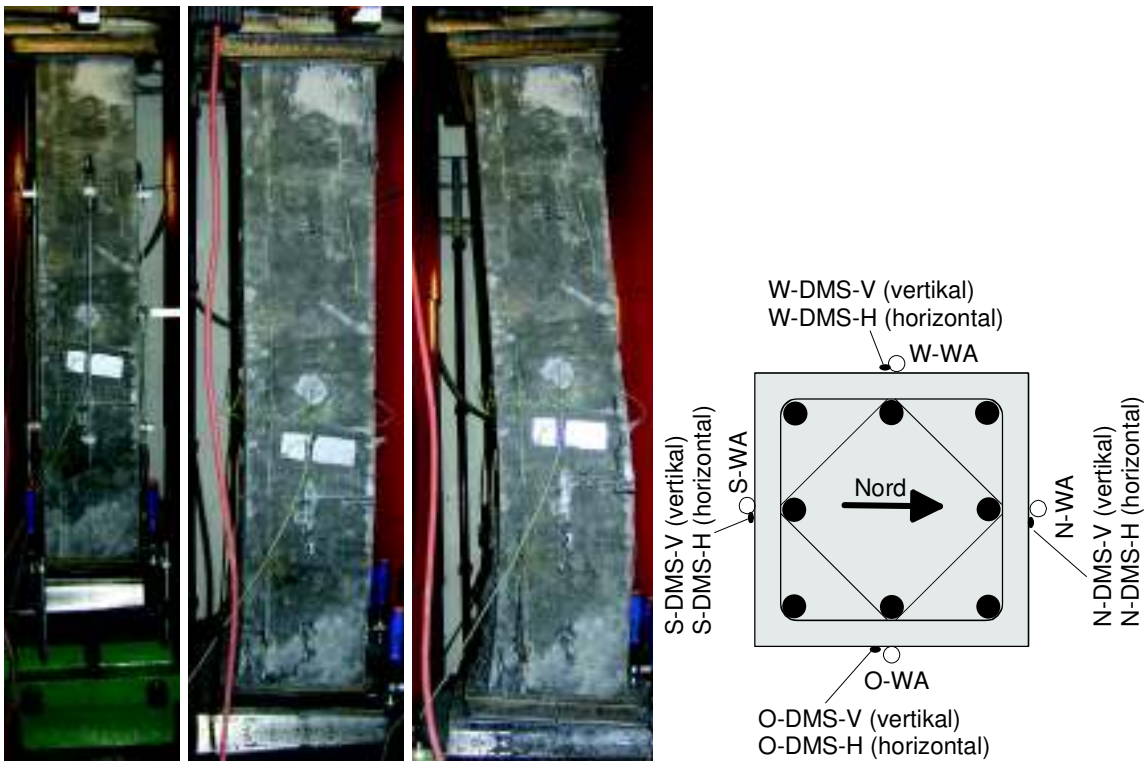


Bild G-25: UHPFRC-Stütze SE5 im Versuch, Bezeichnungen SE5 bis SE7

Bild G-26 (links) zeigt den aus dem unteren Drittel der UHPFRC-Stütze C1 gewonnenen Versuchskörper SE6 vor dem Versuch und rechts bei Abbruch des Versuches wegen des Erreichens des maximalen Drehwinkels des oberen Lagers.

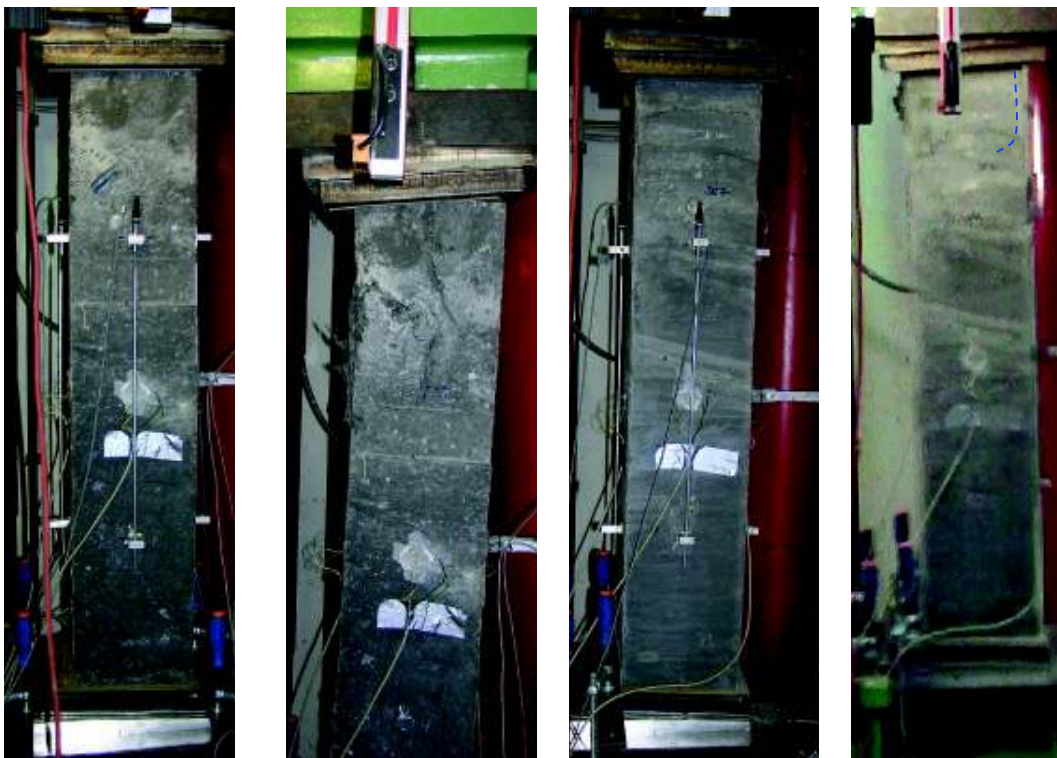


Bild G-26: UHPFRC-Stütze SE6 (links und 2. von links) und UHPFRC-Stütze SE7 im Versuch (3. von links und rechts)

Anhang H: Versuche an schlanken exzentrisch gedrückten UHPFRC-Stützen C1 und C2

Bild H-1 zeigt den Versuchsaufbau der einachsiger exzentrisch gedrückten schlanken UHPFRC-Stützen. Die maximale Verdrehung der Kipplager oben und unten von 3° beschränkte die Prüfung im Nachbruchbereich. Um dem entgegenzuwirken, wurden die Kipplager durch Keilplatten aus Stahl S 355 um 3° entgegen der erwarteten Probenverformung vorverdrehung vorverdrehung. In Bild H-1 ist die UHPFRC-Stütze C2 mit durch Keilplatten um -3° vorverdrehung vorverdrehung Kipplagern oben und unten im Versuchsstand dargestellt (links). In Bild H-1 (Mitte) ist die Situation bei Erreichen der maximalen Lagerdrehung der Kipplager von $+3,0^\circ$ erkennbar. Die Bezeichnung der Messstellen in einer Abwicklung ist in Bild H-1 (rechts) dargestellt.

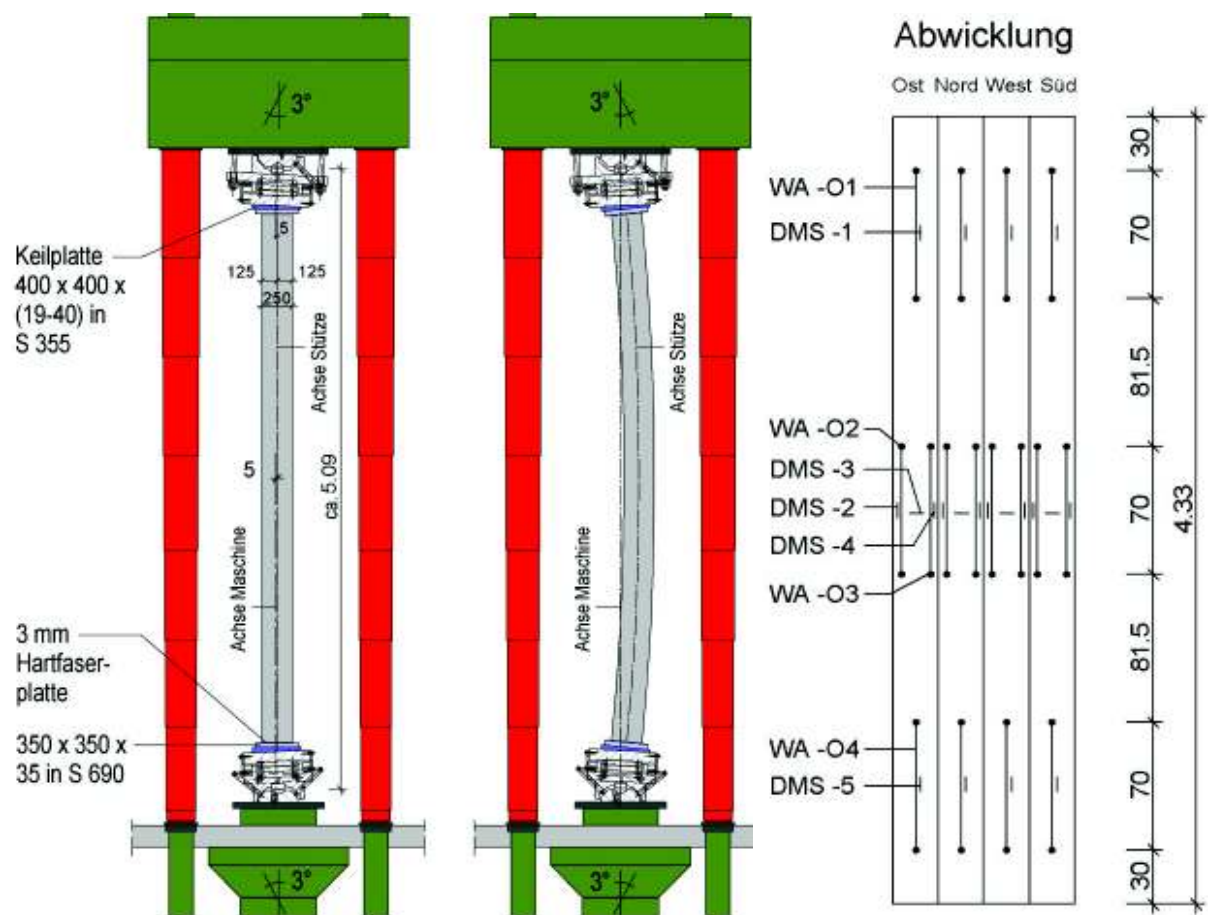


Bild H-1: UHPFRC-Stütze C2 im Versuchsstand bei Versuchsbeginn mit vorverdrehung Lagern (links), bei Erreichen der maximalen Lagerdrehung der Kipplager von $+3,0^\circ$ (Mitte) und Anordnung der Messstellen (rechts)

Der Abstand der frei drehbaren Gelenke betrug 5,09 m, hiermit ergibt sich eine Biegeschlankheit von:

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{\beta \cdot l_{col}}{i} = \frac{1,0 \cdot 5,09 \text{ m} \cdot \sqrt{12}}{0,25 \text{ m}} = 70,5 \quad \text{Gl. H-1}$$

Bild H-2 zeigt die Messstellen im Querschnitt. In Stützenlängsrichtung wurden neben Kraft und Kolbenweg die Dehnungen durch insgesamt 16 an der Probenoberfläche befestigten Wegaufnehmer (WA) und 16 Dehnmessstreifen (DMS) gemessen. In Querrichtung wurden die Betondehnungen an der Stützenoberfläche durch je Seite einen in Stützenmitte angeordneten DMS erfasst.

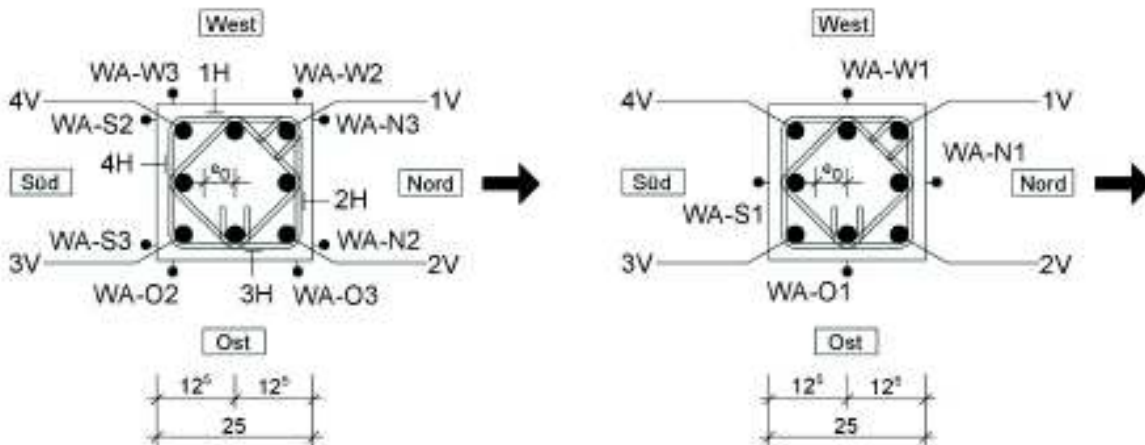


Bild H-2: Messstellen in Stützenmitte (links) und Messstellen im oberen bzw. unteren Stützendrittel (rechts) der UHPFRC-Stütze C1

Der Bewehrungskorb der UHPFRC-Stütze C1 nach der Montage der Dehnmessstreifen (DMS) ist in Bild H-3 dargestellt. Zur Messung der Stahldehnungen in Stützenmitte wurden vier DMS auf den Eckstäben der Längsbewehrung $\varnothing 22 \text{ mm}$ (Bild H-2, links, 1V-4V) und vier DMS auf dem Hauptbügel $\varnothing 8 \text{ mm}$ in Stützenmitte (Bild H-2, links, 1H-4H) angeordnet. Im unteren und oberen Drittel des Korbes wurden zusätzlich je vier DMS auf den Eckstäben der Längsbewehrung $\varnothing 22 \text{ mm}$ (Bild H-2, rechts, 1V-4V) angeordnet.



Bild H-3: Bewehrungskorb mit DMS der UHPFRC-Stütze C1

Bild H-4 zeigt Bilder der Herstellung der UHPFRC-Stütze C1.



Bild H-4: Betonage der UHPFRC-Stütze C1

Bild H-5 stellt die in Stützenmitte durch Wegaufnehmer (WA-S2+3 und WA-N2+3) und Dehnmessstreifen (N-DMS-2+4 und S-DMS-2+4) erfassten Kraft-Dehnungsbeziehungen dar. Mit den DMS-2 und 4 wurden die Längsdehnungen in Stützenmitte gemessen. Mit dem Erreichen der Höchstlast schlug die Spannung auf der zunächst weniger gedrückten Nordseite in den positiven Zugbereich um. Die Höchstlast von 4425 kN wurde bei Randstauchungen von $\epsilon_c = 3,45 \text{ ‰}$ (Süd) bzw. auf der Nordseite bei $\epsilon_c = -0,1 \text{ ‰}$ erreicht.

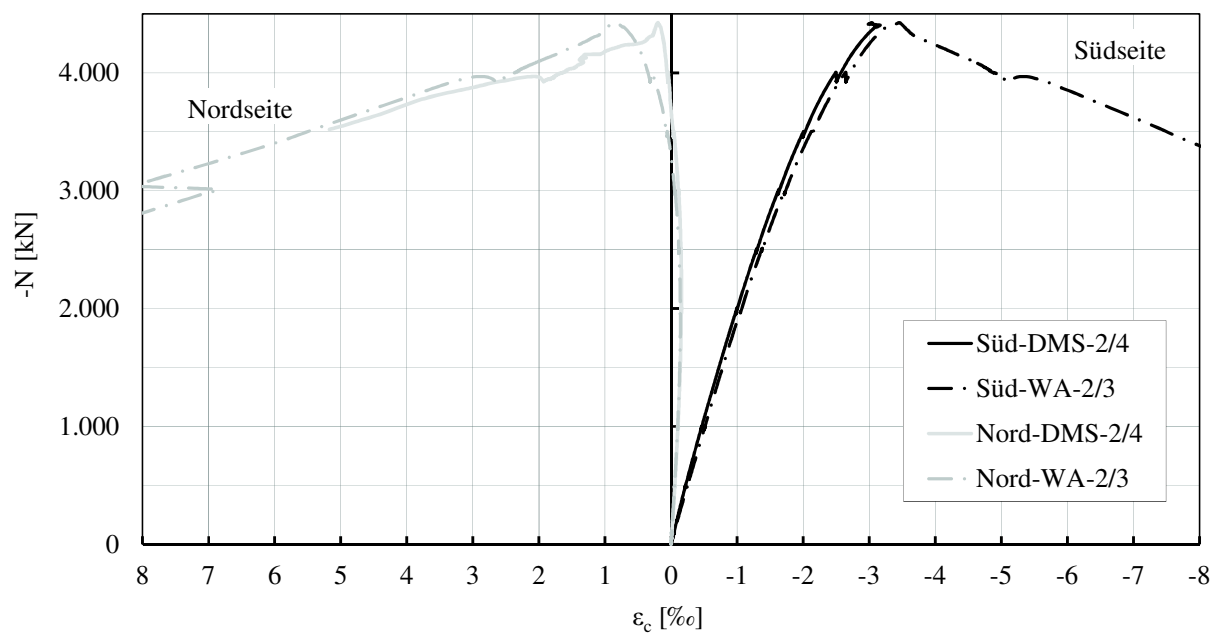


Bild H-5: Kraft-Dehnungsbeziehungen des Betons der UHPFRC-Stütze C1

Bild H-6 stellt den Kraft-Dehnungsverlauf der Längsbewehrung im oberen, mittleren und unteren Stützenbereich dar.

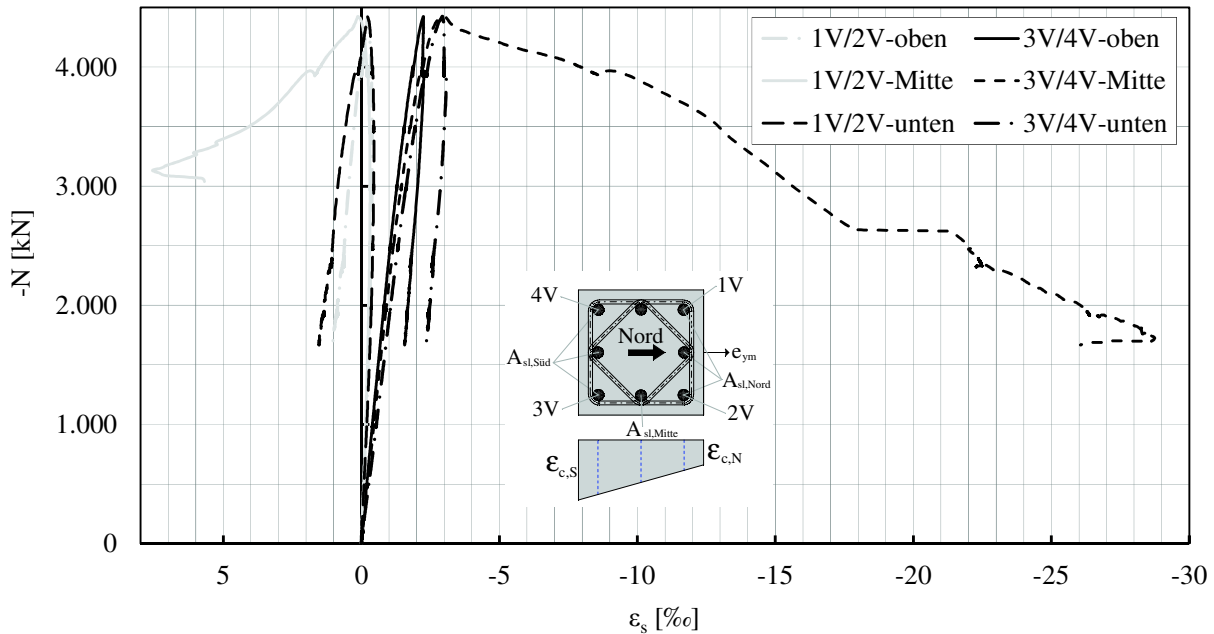


Bild H-6: Kraft-Dehnungsbeziehungen der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze C1

Wie Bild H-6 zeigt, erreicht die Längsbewehrung in Stützenmitte auf der stärker gedrückten Südseite (3V und 4V) Stauchungen von 3,0 ‰. Auf der weniger gedrückten bzw. gezogenen Nordseite (1V und 2V) wurde die Längsbewehrung in Stützenmitte bei der Höchstlast um 0,1 ‰ gedehnt. Die Bewehrung im oberen und unteren Stützenbereich wurde auf der Südseite bis etwa $\epsilon_s = 2,5 \text{ ‰}$ gestaucht und auf der Nordseite zunächst mit $\epsilon_s = 0,25 \text{ ‰}$ gestaucht und im Nachbruchbereich gezogen.

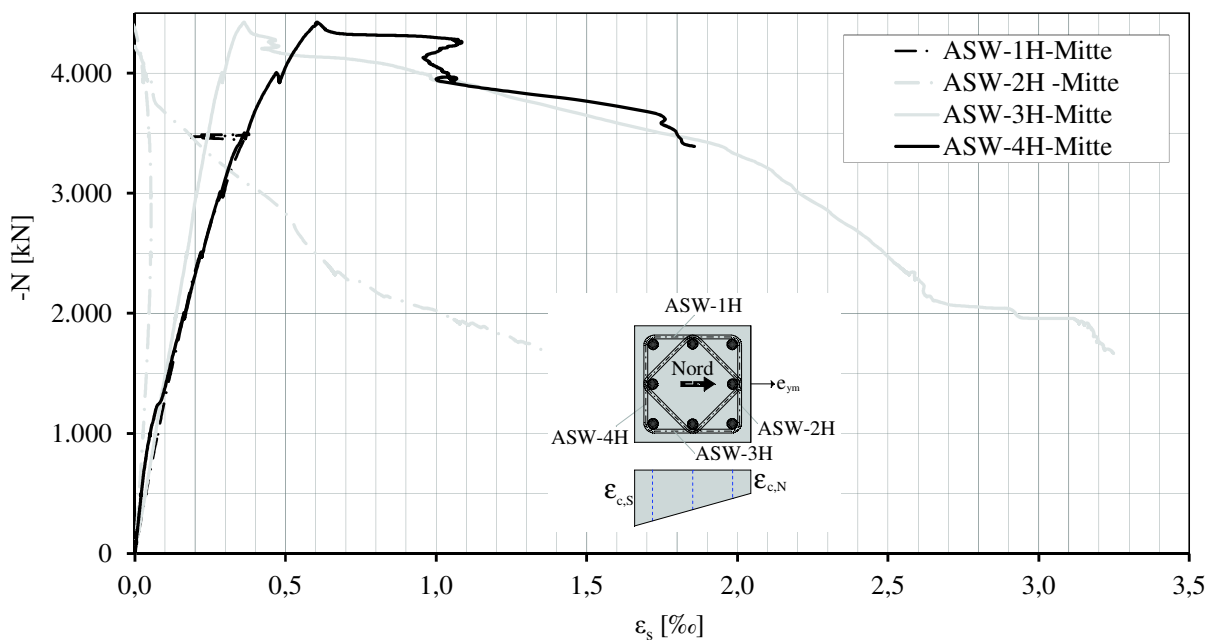


Bild H-7: Dehnungen der Bügel in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze C1

Bild H-7 stellt den Kraft-Dehnungsverlauf der Bügelbewehrung in Stützenmitte dar. Die Bügelbewehrung auf der stärker gedrückten Südseite (4H) erreichte die Streckgrenze der Bügel \varnothing 8 mm aus B500 von $\varepsilon_s = 2,8 \text{ ‰}$ bei $f_{yk} = 560 \text{ MPa}$ erst deutlich nach dem Überschreiten der Höchstlast. Der Bügel auf der weniger gedrückten bzw. im Nachbruchbereich gezogenen Nordseite (2H) wurde bis $1,40 \text{ ‰}$ gestreckt.

Bild H-8 zeigt die UHPFRC-Stütze C1 vor dem Versuch (links), bei Erreichen der Höchstlast (Mitte) und kurz vor Abbruch des Versuches bei Erreichen der maximalen Lagerdrehung der Kipplager und einer horizontalen Auslenkung e_{ym} der Stütze in Stützenmitte von etwa 160 mm (rechts).



Bild H-8: UHPFRC-Stütze C1 im Versuch

Im Nachbruchbereich kam es zu einer Konzentration der Verformungen in einer in Stützenmitte liegenden Bruchprozesszone. Bild H-9 (links) zeigt den kurz nach dem Überschreiten der Höchstlast auf der gezogenen Nordseite aufgeweiteten mittigen Riss mit einer Rissbreite bis 2,5 mm. Die Betondruckzone zeigte (Bild H-9, rechts) ebenso lokal

begrenzte Abplatzungen. Die wesentlichen zusätzlichen Verformungen der Stütze wurden im weiteren Versuchsverlauf in diesem Fließgelenk geleistet.

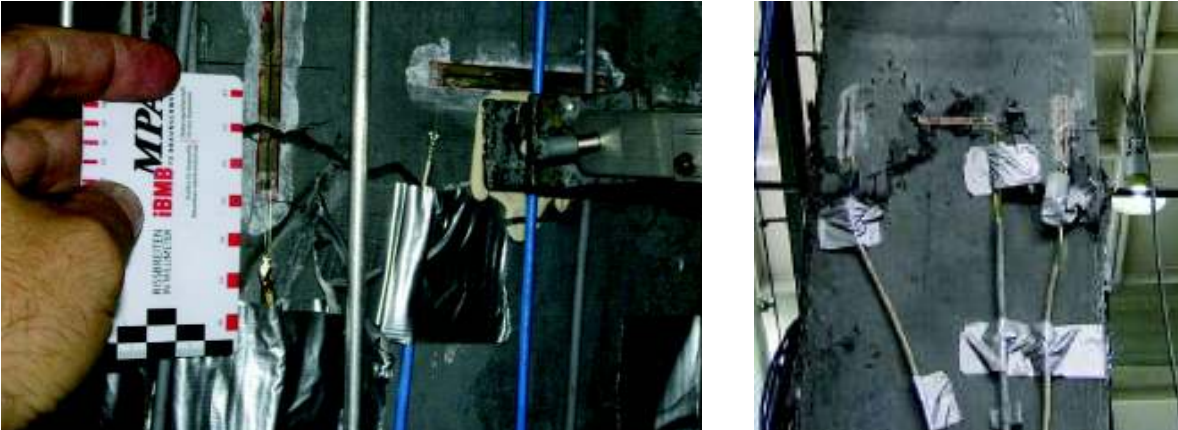


Bild H-9: C1 in Stützenmitte bei 3800 kN im Nachbruchbereich und Riss (Nord) mit 2,5 mm Rissbreite (links) und Abplatzungen (Südseite) rechts

Bild H-10 zeigt die mittlere Bruchprozesszone kurz vor Abbruch des Versuches, der Riss in Stützenmitte auf der Nordseite hatte sich im Nachbruchbereich bei 2000 kN auf 5 mm Rissbreite aufgeweitet.



Bild H-10: C1 in Stützenmitte kurz vor Abbruch des Versuches (Nordseite)

Mit dem Überschreiten der Höchstlast hatte sich in Stützenmitte auf der Ostseite ein Längsriss, etwa über dem Eckstab der Bewehrung, gebildet. Bild H-11 (links) zeigt diesen Längsriss im Nachbruchbereich bei etwa 2000 kN. Hier hatte sich die Betondeckung der stärker gedrückten Südseite vom Kern gelöst, fiel aber wegen der Stahlfasern nicht ab und beteiligte sich (eingeschränkt) am Lastabtrag.

Bild H-11 (rechts) zeigt die bei gleicher Laststufe auf der Ostseite ausgebildete Einschnürung der Betondruckzone durch Aufreißen der nördlichen Zugzone mit fließender Längsbewehrung und Abplatzen des gedrückten, südlichen Betons.



Bild H-11: C1 in Stützenmitte (Ostseite) im Nachbruchbereich bei 2000 kN: Längsriss in Stützenmitte (links) und Einschnüren der Betondruckzone (rechts)

Bild H-12 zeigt das mit einer Videokamera erfasste plötzliche Versagen der UHPFRC-Stütze C2.

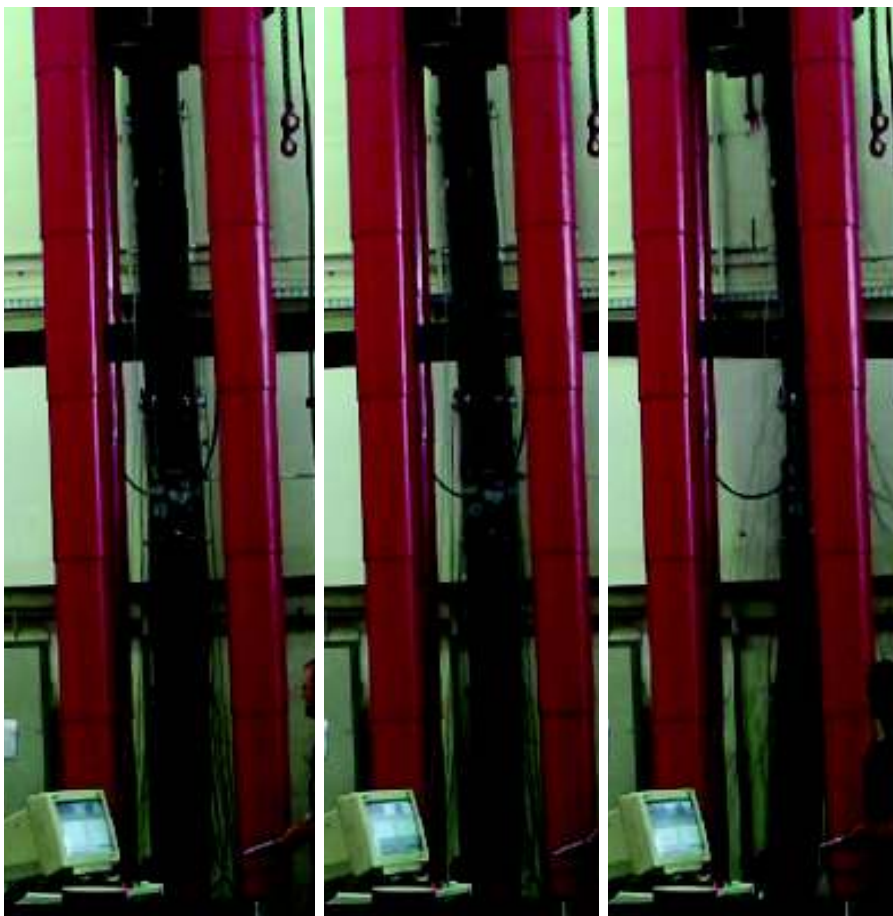


Bild H-12: Versagen der UHPFRC-Stütze C2 beim Versuch

Bild H-13 stellt die in Stützenmitte durch Dehnmessstreifen (N-DMS-2+4 und S-DMS-2+4) erfassten Stauchungen der stärker gedrückten Südseite und der weniger gedrückten

Nordseite dar. Die Höchstlast von 6402 kN wurde bei Randstauchungen von $\epsilon = 2,7 \text{ ‰}$ (Südseite) bzw. $\epsilon = 1,2 \text{ ‰}$ (Nordseite) erreicht.

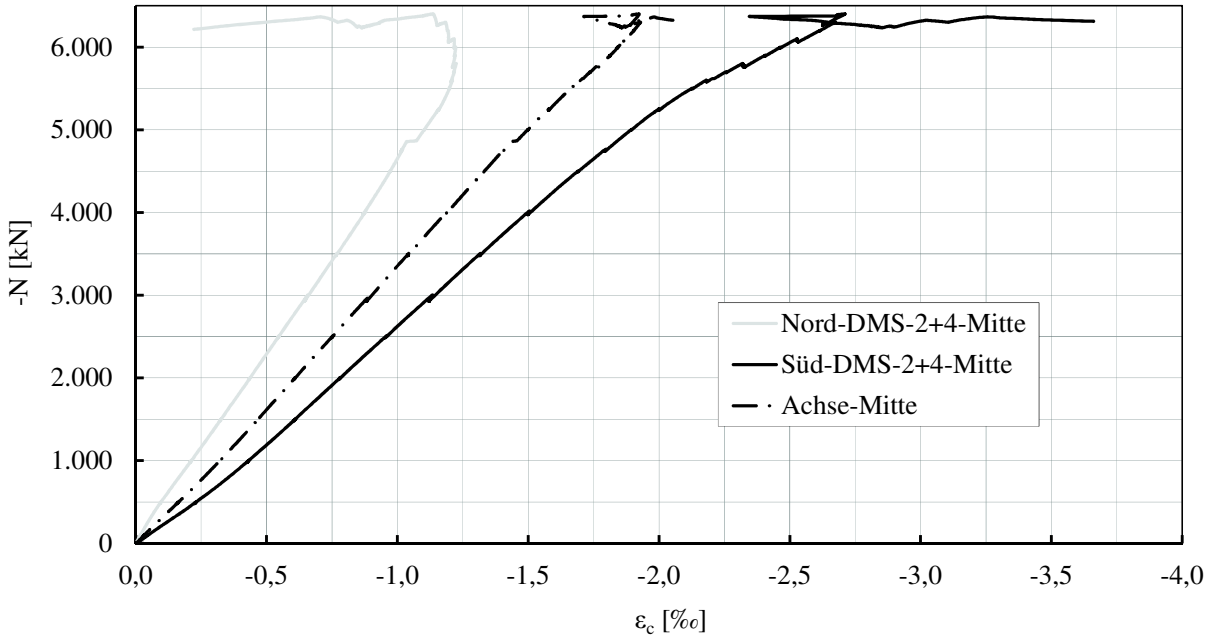


Bild H-13: Kraft-Dehnungsbeziehungen des Betons der UHPFRC-Stütze C2

Den Kraft-Dehnungsverlauf der Längsbewehrung im mittleren Stützenbereich der UHPFRC-Stütze C2 zeigt Bild H-14. Die Längsbewehrung auf der stärker gedrückten Südseite (3V und 4V) erreichte die Stauchgrenze des verwendeten S670 von $\epsilon_s = 3,35 \text{ ‰}$. Die Längsbewehrung auf der weniger gedrückten Nordseite (1V und 2V) war bei der Höchstlast um $\epsilon_s = 1,25 \text{ ‰}$ gestaucht.

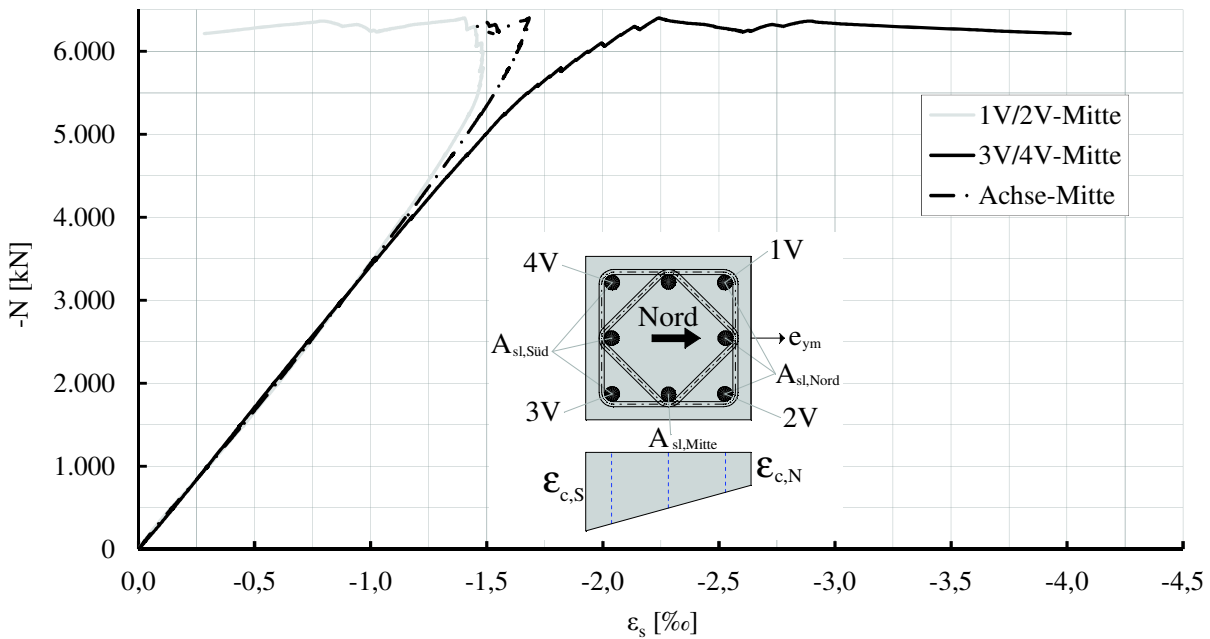


Bild H-14: Kraft-Dehnungsbeziehungen der Längsbewehrung der UHPFRC-Stütze C2

Bild H-15 stellt den Kraft-Dehnungsverlauf der Bügelbewehrung in Stützenmitte dar. Die Bügelbewehrung auf der stärker gedrückten Südseite (4H) war bei Erreichen der Höchstlast mit 1,0 ‰ gestreckt, die Dehnung stieg danach sprunghaft an. Der Bügel auf der weniger gedrückten Nordseite (2H) wurde bis 0,20 ‰ gestreckt.

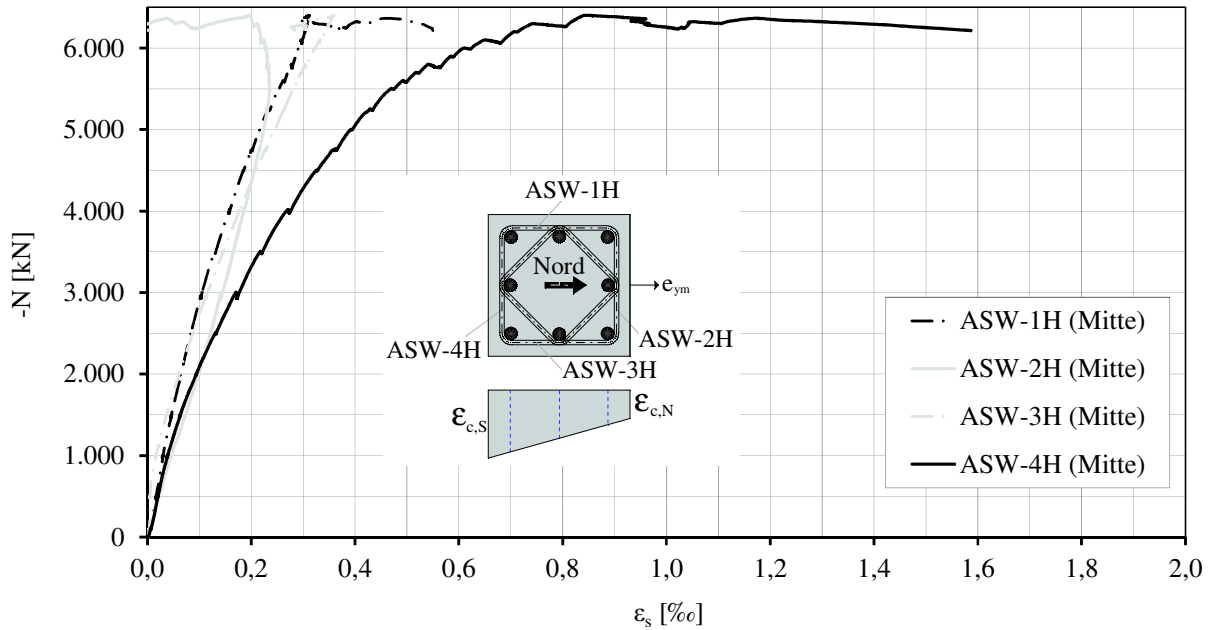


Bild H-15: Dehnungen der Bügel in Stützenmitte der UHPFRC-Stütze C2

Anhang I: FE-Nachrechnung der Versuche mit zentrischem Längsdruck

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche S1 und S2 sind im Abschnitt 5.4 dargestellt.

Die rechnerisch ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehungen in Bild I-1 zeigen, dass die FE-Berechnung die günstige Wirkung einer Verstärkung der Bügelbewehrung von $\rho_w = 1,48$ Vol.-% bei S1 auf $\rho_w = 2,20$ Vol.-% bei S4 und $\rho_w = 3,31$ Vol.-% bei S5 erfasst.

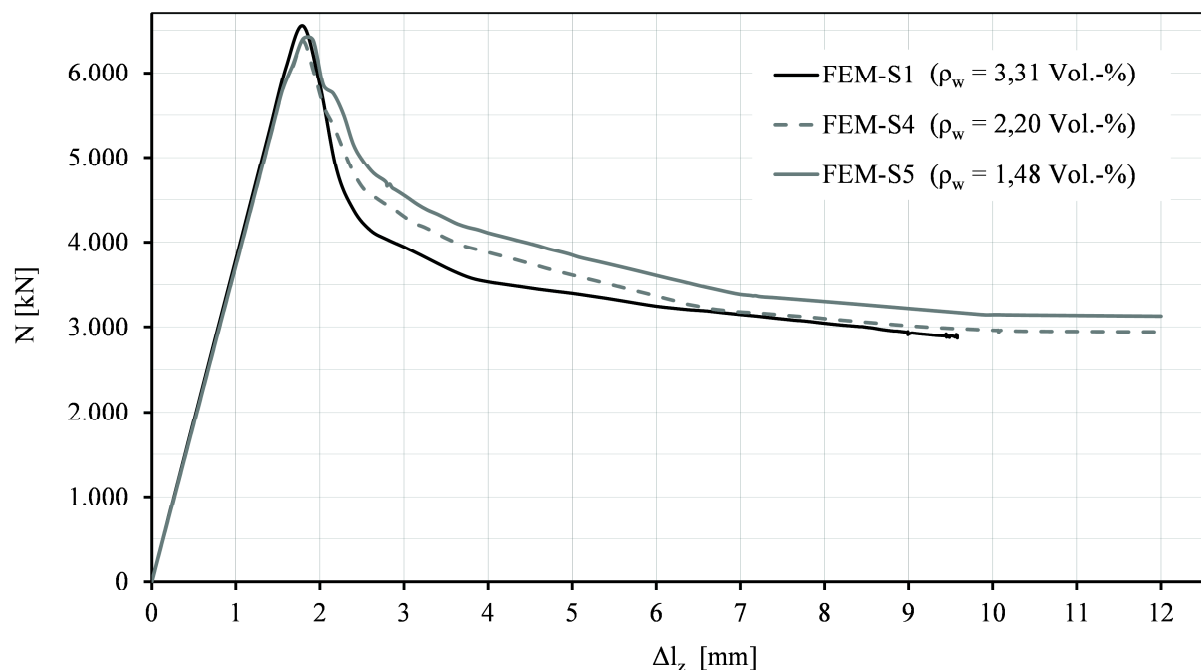


Bild I-1: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus der FE-Berechnung der UHPFRC-Stützen S1, S4 und S5

Bild I-2 zeigt den Vergleich der mit dem FE-Modell ermittelten Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S3 mit dem Versuchsergebnis. Höchstlast und Nachbruchverhalten werden sehr gut abgeschätzt.

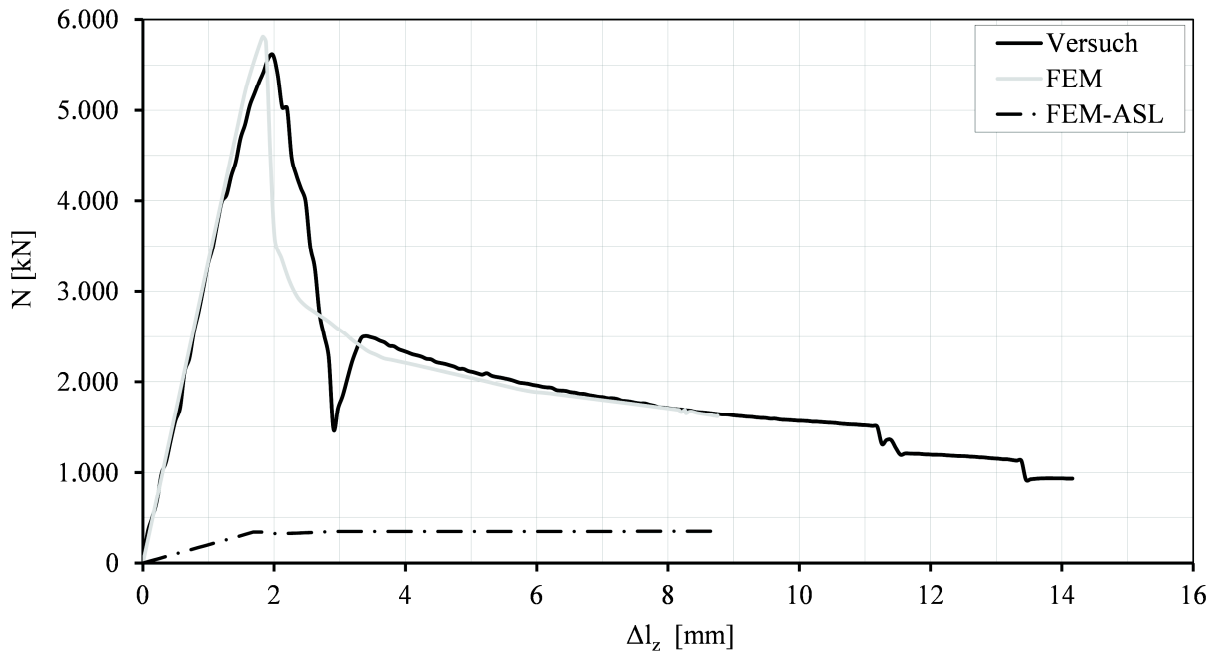


Bild I-2: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze S3

Bild I-3 zeigt, dass das Modell die Höchstlast der UHPFRC-Stütze S4 um 6 % geringfügig überschätzt und die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich etwas unterschätzt.

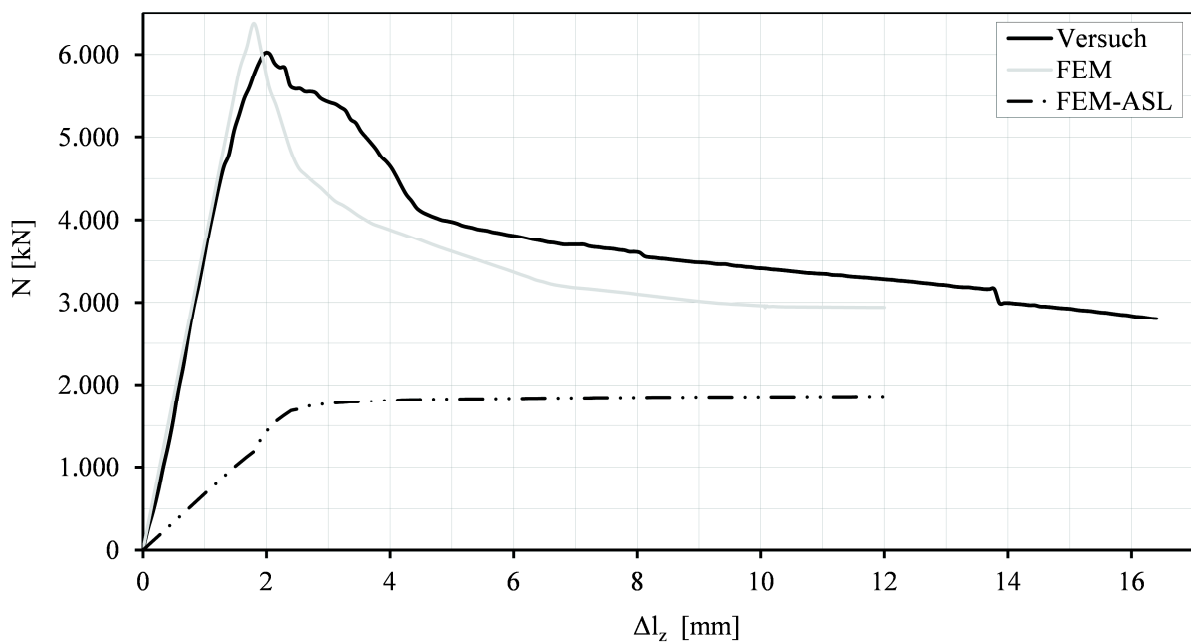


Bild I-3: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze S4

In Bild I-4 ist der Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPFRC-Stütze S5 zwischen Versuch und FE-Berechnung dargestellt. Die Rechnung zeigt eine gute Übereinstimmung bei der Abschätzung der Höchstlast. Das Modell unterschätzt die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich.

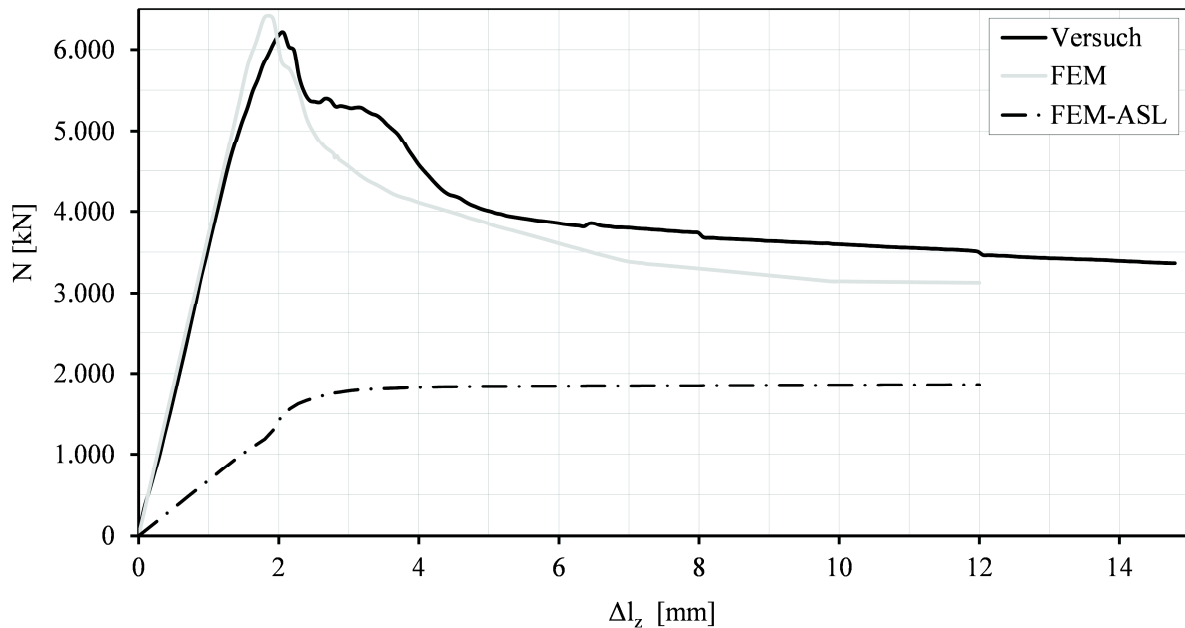


Bild I-4: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze S5

Der Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung der UHPC-Stützen S6 zwischen Versuch und FE-Berechnung ist in Bild I-5 dargestellt. Die Berechnung zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit der Höchstlast und unterschätzt die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich leicht. Zwischen Höchstlast und 3,5 mm Stauchung überschätzt das Modell das im Versuch ermittelte Nachbruchverhalten.

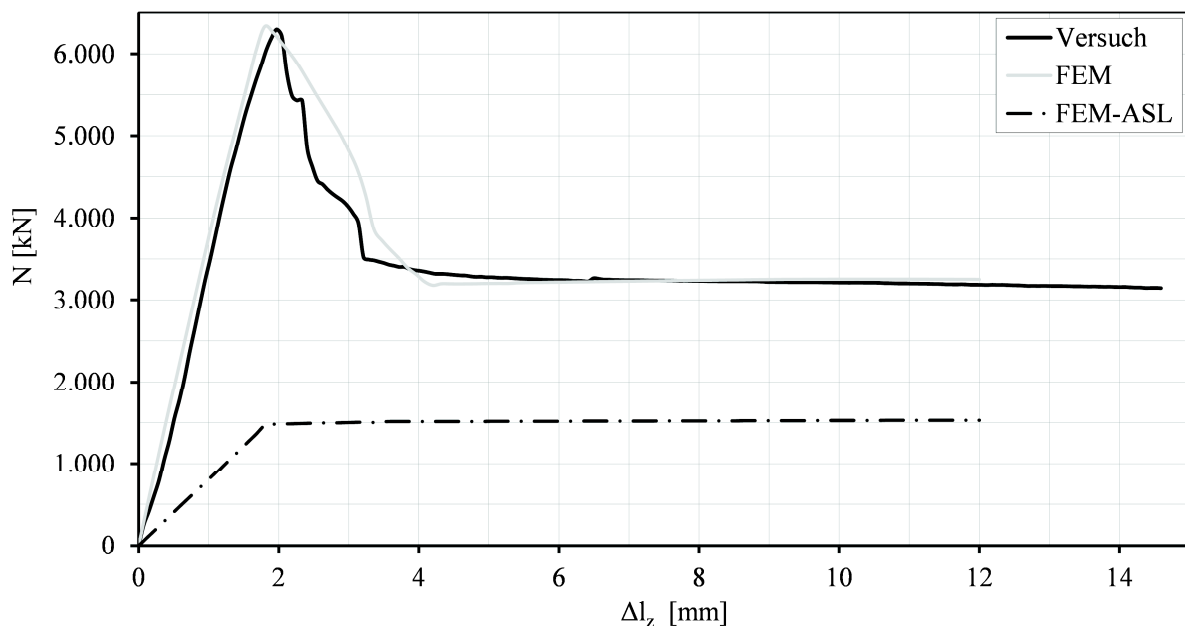


Bild I-5: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPC-Stütze S6

Die rechnerisch abgeschätzten Bügelspannungen der UHPC-Stütze S6 in Stützenmitte sind in Bild I-6 dargestellt. Wie bei den UHPFRC-Stützen wird der Bügel erst mit dem Überschreiten der Höchstlast voll aktiviert.

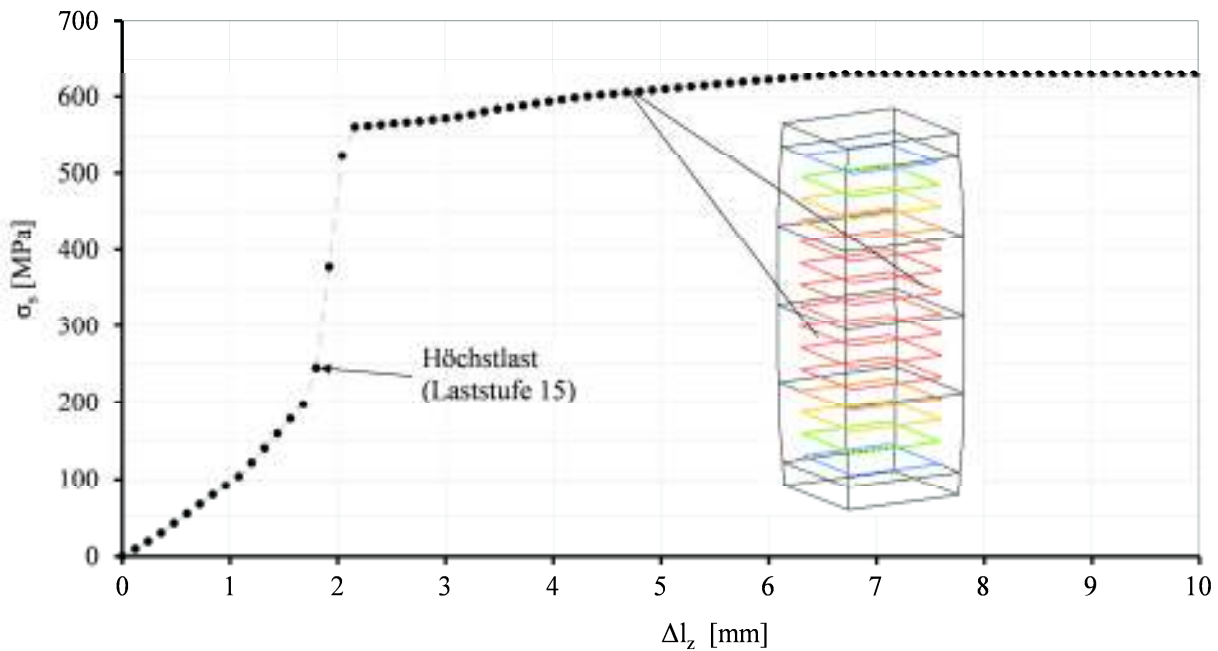


Bild I-6: Bügelspannungen aus FE-Berechnung der UHPC-Stütze S6

In Bild I-7 ist die gute Übereinstimmung zwischen rechnerischer und experimenteller Höchstlast der UHPFRC-Stütze VK1 zu erkennen. Dagegen wird die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich vom Modell unterschätzt.

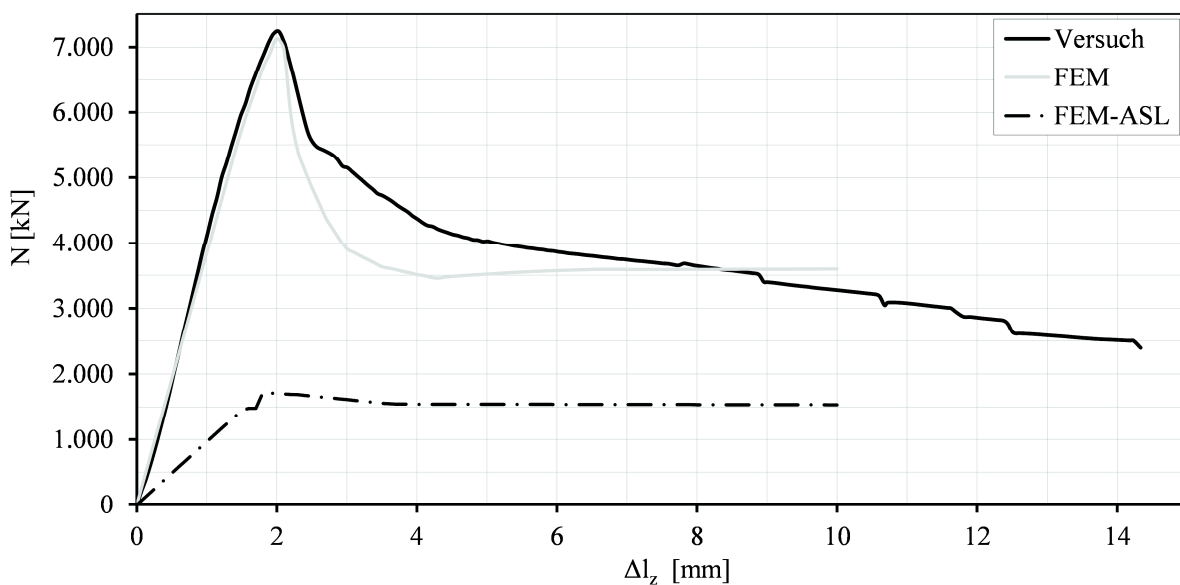


Bild I-7: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze VK1

Bild I-8 zeigt für die UHPFRC-Stütze VK2 die befriedigende Übereinstimmung zwischen rechnerischer und im Versuch bestimmter Höchstlast. Die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich wird bei größeren Stützenverkürzungen unterschätzt.

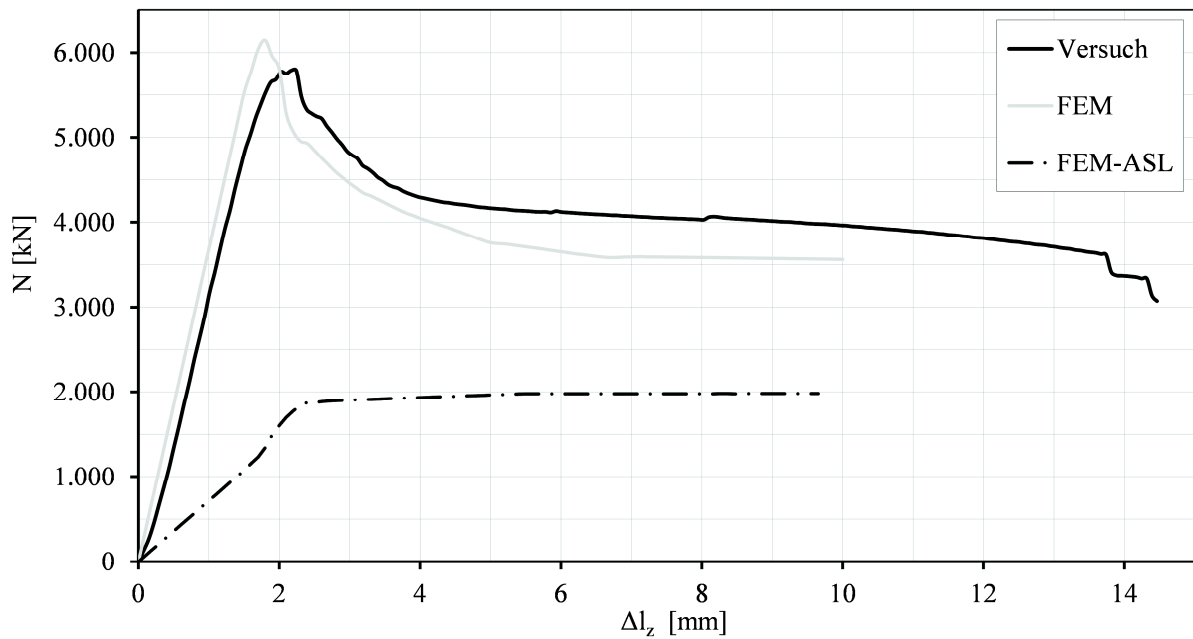


Bild I-8: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze VK2

Anhang J: FE-Nachrechnung der Versuche mit exzentrischem Längsdruck

Die Ergebnisse der Nachrechnung des Versuches SE1, C1 und C2 sind im Abschnitt 5.4 bzw. Abschnitt 5.6 dargestellt. Bild J-1 zeigt den Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung für die vertikale Verkürzung Δl_z aus FE-Berechnung und aus dem Versuch der UHPFRC-Stütze SE2 ($e_0/h = 0,10$). Die Höchstlast wird von der Rechnung überschätzt, das Nachbruchverhalten wird befriedigend abgebildet.

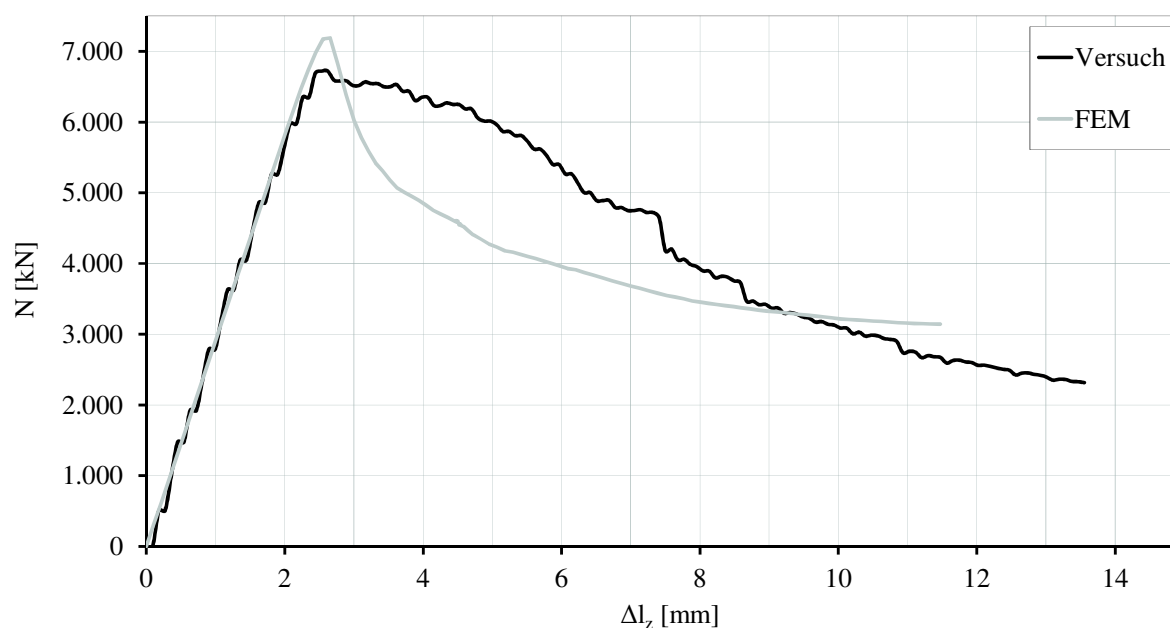


Bild J-1: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze SE2

In Bild J-2 sind die Kraft-Verschiebungsbeziehungen für die Horizontalauslenkung in Stützenmitte e_{ym} aus FE-Berechnung und Versuch der UHPFRC-Stütze SE2 dargestellt. Die Berechnung zeigt eine gute Übereinstimmung.

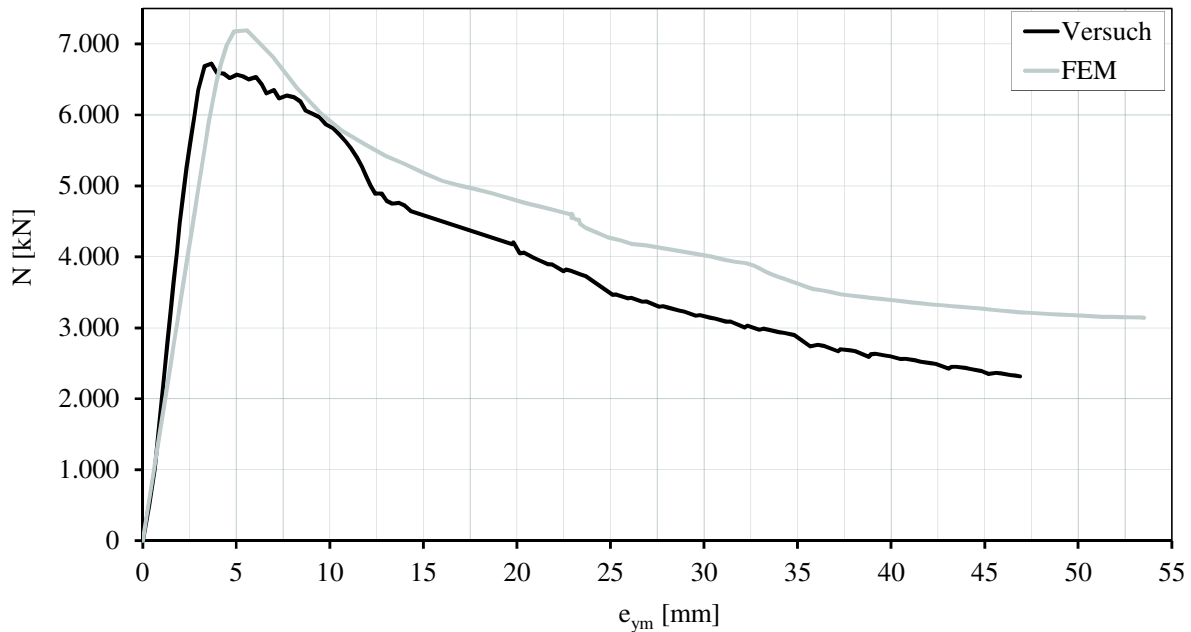


Bild J-2: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung der UHPFRC-Stütze SE2

In Bild J-3 ist der Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehung für die UHPFRC-Stütze SE3 für die vertikale Verkürzung Δl_z aus Versuch und FE-Berechnung dargestellt.

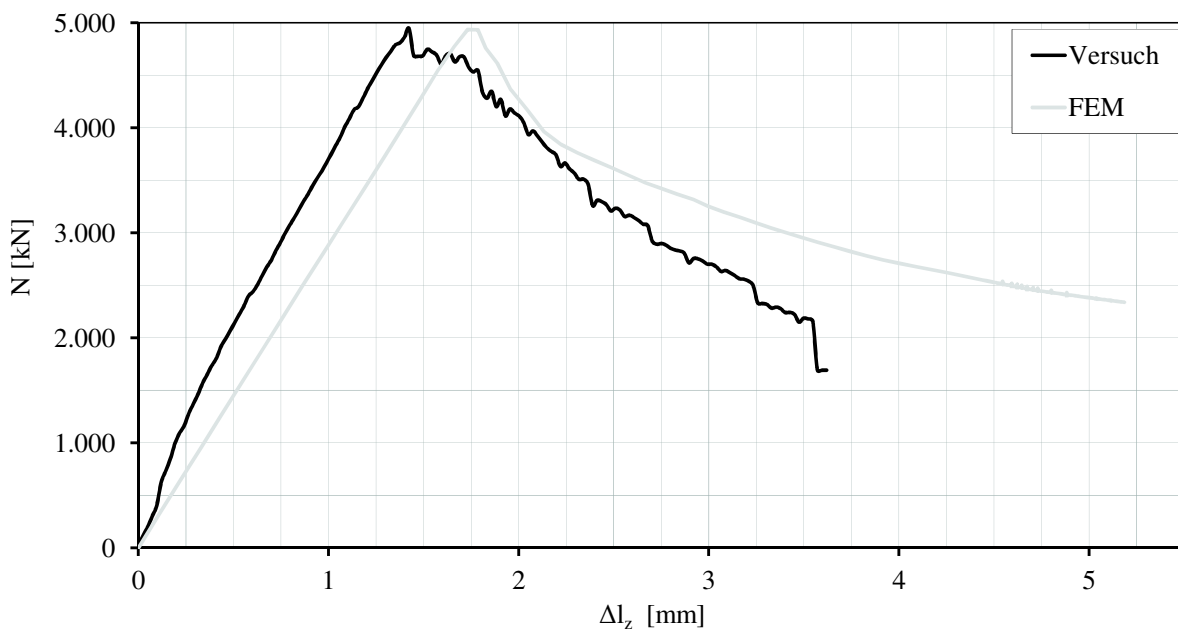


Bild J-3: UHPFRC-Stütze SE3: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung

Die Übereinstimmung der rechnerischen Abschätzung der horizontalen Verformungen der UHPFRC-Stütze SE3 in Bild J-4 mit dem Versuch ist gut.

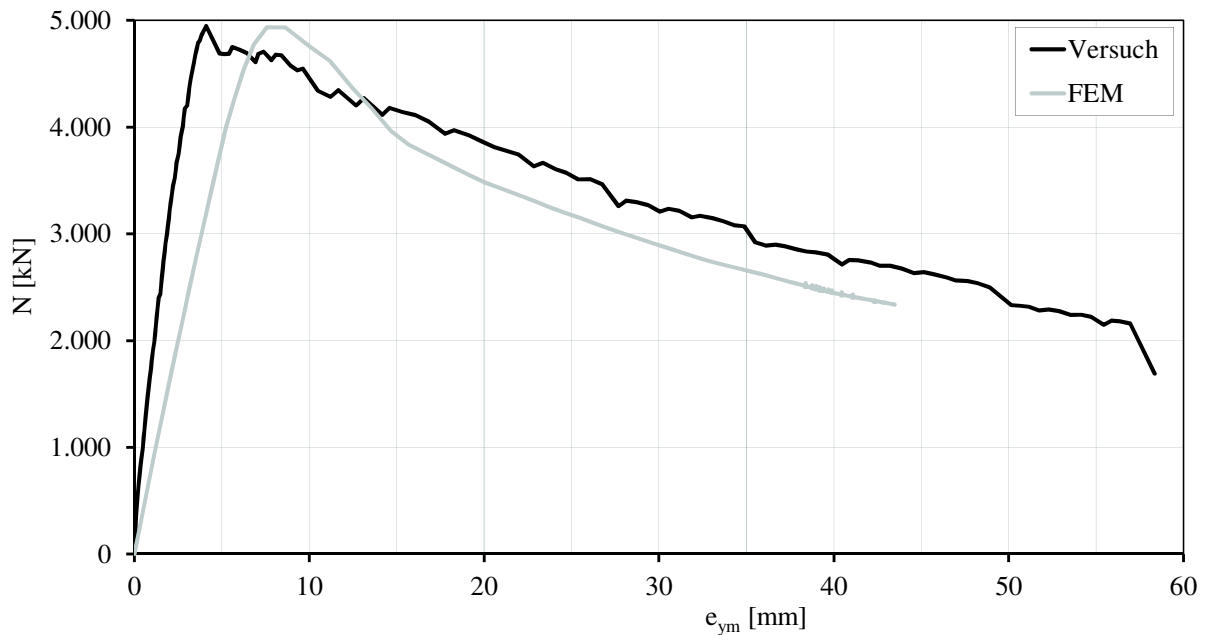


Bild J-4: UHPFRC-Stütze SE3: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung

Der Vergleich der vertikalen Verformungen aus FE-Berechnung und Versuch für die UHPFRC-Stütze SE4 ist in Bild J-5 dargestellt. Die Höchstlast wird gut abgeschätzt.

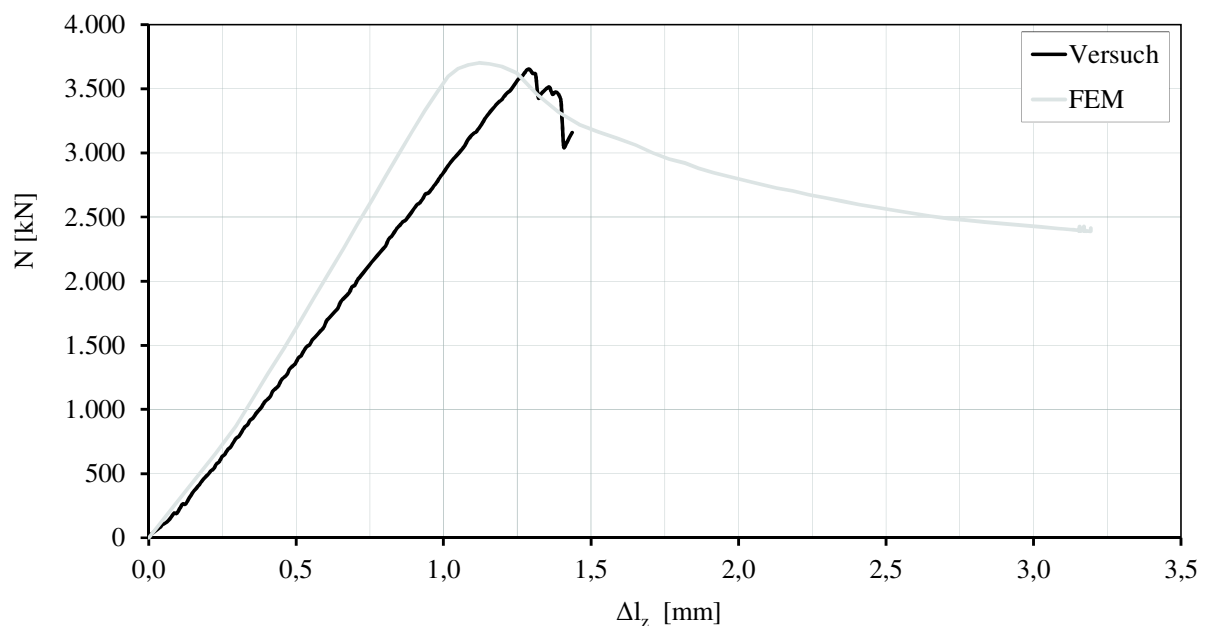


Bild J-5: UHPFRC-Stütze SE4: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung

Bild J-6 zeigt den Vergleich der horizontalen Verformungen für die UHPFRC-Stütze SE4. Die FE-Berechnung ergab größere Auslenkungen als im Versuch bestimmt.

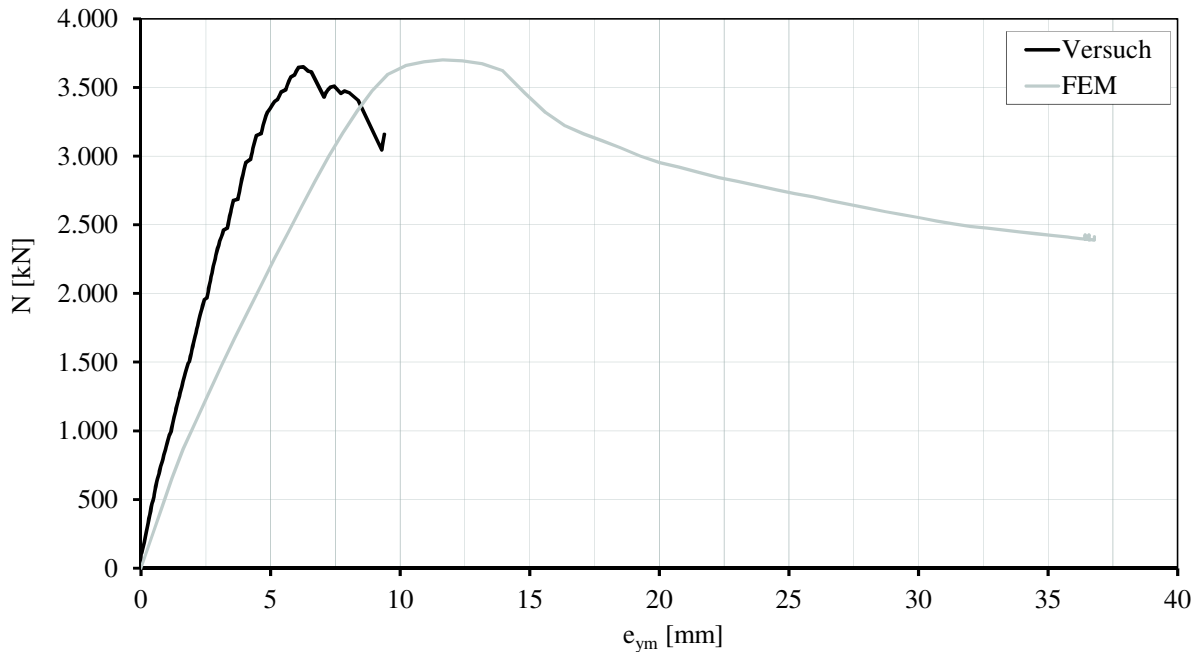


Bild J-6: UHPFRC-Stütze SE4: Vergleich der Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Versuch und FE-Berechnung

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

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ 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 Feuerangriff. 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 Betongütemwürfeln 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 dreiparametrisches, 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 Brandräumen (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 Gleitschalungsbau. 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 Ein-schluß 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-Abschalelementen.

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
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram 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 – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und Ein-
satzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Dissert-
ationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. 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 - Braunschwei-
ger 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 Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.
- H. 190:
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bewe(är)ter 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 ex-
tended 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,
probabilistischen Bauwerksbewertung unter
Einbeziehung 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. Novem-
ber 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 Verfugung 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-
- 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