Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in Hochleistungsbetonen

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Boris Kommer

aus

Pforzheim

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
 Professor Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Tag der mündlichen Prüfung: 15.12.2008

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Inhaltsverzeichnis.....	I
Bezeichnungen und Einheiten.....	VII
Einheiten	VII
Verwendete Buchstaben	VII
Große lateinische Buchstaben	VII
Kleine lateinische Buchstaben	VIII
Griechische Buchstaben.....	IX
Indizes	IX

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Inhalt der Arbeit	3
2	Überblick zum Stand der Kenntnisse	5
2.1	Verbund.....	5
2.1.1	Spannkraftübertragung bei sofortigem Verbund	5
2.1.2	Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich.....	8
2.2	Verwendete Baustoffe.....	9
2.2.1	Leichtbeton - LC (Lightweight Concrete)	9
2.2.1.1	Allgemeines.....	9
2.2.1.2	Leichtzuschläge	10
2.2.1.3	Verbundverhalten	11
2.2.2	Selbstverdichtender Beton - SCC (Self Consolidating Concrete)	12
2.2.2.1	Allgemeines.....	12
2.2.2.2	Verbundverhalten	13
2.3	Normative Regelungen	14
2.3.1	Allgemeines.....	14
2.3.2	DIN 1045-1	14
2.3.2.1	Übertragungslänge	14
2.3.2.2	Eintragungslänge	15
2.3.2.3	Verankerungslänge.....	16
2.3.2.4	Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder.....	17
2.3.3	DIN 4227.....	18
2.3.3.1	Übertragungslänge	18
2.3.3.2	Eintragungslänge	19
2.3.3.3	Verankerungslänge.....	19
2.3.3.4	Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder.....	21
2.3.4	Eurocode 2 - EC2	22
2.3.4.1	Übertragungslänge	22

2.3.4.2	Eintragungslänge	22
2.3.4.3	Verankerungslänge	22
2.3.4.4	Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder	23
2.3.5	CEB-FIP Model Code 1990	24
2.3.5.1	Verbundspannung	24
2.3.5.2	Übertragungslänge	25
2.3.5.3	Eintragungslänge	25
2.3.5.4	Verankerungslänge	26
2.3.5.5	Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder	26
2.3.6	ACI 318-02 (American Concrete Institute)	27
2.3.6.1	Allgemeines	27
2.3.6.2	Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder	28
2.3.6.3	Modifizierung nach Mitchell und Cook	28
2.4	Rechenansätze aus der Literatur	29
2.4.1	Messverfahren nach DIBt-Richtlinie	29
2.4.2	Die 95%-AMS (Average Maximum Strain) - Messmethode	29
2.4.3	Untersuchungen von Russel und Burns	30
2.4.4	Übertragungslänge als Funktion des Spannstahlschlupfes	30
2.4.5	Berechnungsverfahren nach Nitsch	32
2.4.6	SSR-Test nach Bruggeling	34
2.4.7	Verbundtragverhalten von Rundlitzenseilen in Beton	37
2.4.8	Verbundverhalten an Leichtbetonträgern	39
2.5	Zusammenfassung der Verbundmodelle sowie Forschungsbedarf	42
3	Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten	43
3.1	Versuchsprogramm und Durchführung	43
3.1.1	Allgemeines	43
3.1.2	Versuchsprogramm	45
3.1.3	Baustoffe	46
3.1.3.1	Hochfester Leichtbeton (LC)	46

3.1.3.2	Selbstverdichtender Beton (SCC)	47
3.1.3.3	Normal- und hochfeste Rüttelbetone (NSC/HSC)	49
3.1.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	49
3.1.5	Ermittlung der Frisch- und Festbetoneigenschaften	50
3.1.6	Messtechnik.....	50
3.1.7	Belastungsgeschichte	52
3.2	Versuchsergebnisse und Auswertung	52
3.2.1	Allgemeines.....	52
3.2.2	Versuche an hochfestem Leichtbeton	53
3.2.2.1	Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen.....	53
3.2.2.2	Verbundkraft-Verschiebungsverhalten	55
3.2.2.3	Ermittlung eines eigenen Verbundgesetzes	64
3.2.3	Versuche an selbstverdichtendem Beton	67
3.2.3.1	Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen.....	67
3.2.3.2	Verbundkraft-Verschiebungsverhalten	69
3.2.3.3	Anpassung des eigenen Verbundgesetzes für selbstverdichtenden Beton.....	79
3.3	Zusammenfassung.....	81
3.3.1	Verbundgesetz.....	81
3.3.2	Vergleich mit eigenen Versuchen an Normalbeton	82
4	Experimentelle Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung.....	83
4.1	Versuchsprogramm und Durchführung	83
4.1.1	Allgemeines.....	83
4.1.2	Versuchsprogramm	84
4.1.3	Baustoffe	85
4.1.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	85
4.1.5	Messtechnik.....	85
4.1.6	Belastungsgeschichte	86
4.2	Versuchsergebnisse und Auswertung	87
4.2.1	Allgemeines.....	87

4.2.2	Wesentliche Versuchsergebnisse	89
4.2.3	Verschiebungsverhalten der Spannstähle.....	89
4.2.4	Rissentwicklung im Übertragungsbereich	96
4.2.5	Übertragungslängen der Vorspannkraft	107
4.2.6	Vergleich der Übertragungslängen mit normativen Regelungen.....	118
4.2.7	Vergleich der Übertragungslänge mit Rechenansätzen aus der Literatur	119
4.3	Eigenes Bemessungskonzept zum Spannkrafteinleitungsbereich	120
4.3.1	Allgemeines.....	120
4.3.2	Betrachtung mit mittlerer Verbundspannung f_{bpm}	120
4.3.3	Betrachtung mit Litzenschlupf s	121
4.3.4	Anwendung des eigenen Bemessungsansatzes	122
4.4	Überprüfung des eigenen Bemessungsansatzes	124
4.4.1	Allgemeines.....	124
4.4.2	Überprüfung an externen Versuchen aus Leichtbeton.....	124
4.4.3	Überprüfung an Versuchen aus hochfestem Beton.....	125
4.5	Zusammenfassung.....	126
5	Experimentelle Untersuchungen zum Verankerungsverhalten	128
5.1	Versuchsprogramm und Durchführung	128
5.1.1	Allgemeines.....	128
5.1.2	Versuchsprogramm	128
5.1.3	Baustoffe	131
5.1.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	131
5.1.5	Messtechnik.....	132
5.1.6	Belastungsgeschichte	133
5.2	V Versuchsergebnisse und Auswertung	134
5.2.1	Allgemeines.....	134
5.2.2	Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft	135
5.2.2.1	Verschiebungsverhalten der Spannstähle.....	135
5.2.2.2	Übertragungslänge der Vorspannkraft	138
5.2.2.3	Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich	143

5.2.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung	147
5.3 Zusammenfassung	156
6 Numerische Untersuchungen	157
6.1 Allgemeines	157
6.2 Verwendete FE-Programme	157
6.2.1 2D-Analyse mit dem FE-Programm ABAQUS	157
6.2.2 3D-Analyse mit dem FE-Programm LIMFES	158
6.3 Nachrechnung der eigenen Versuche mit dem FE-Programm ABAQUS	161
6.3.1 Ausziehversuche	161
6.3.1.1 Modellbildung	161
6.3.1.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche	161
6.3.2 Spannkrafteinleitungsversuche	163
6.3.2.1 Modellbildung	163
6.3.2.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche	164
6.3.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen mit dem FE-Programm ABAQUS	167
6.4 Nachrechnung der eigenen Versuche mit dem FE-Programm LIMFES	168
6.4.1 Ausziehversuche	168
6.4.1.1 Modellbildung	168
6.4.1.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche	169
6.4.1.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen für die Ausziehversuche	172
6.4.2 Spannkrafteinleitungsversuche	174
6.4.2.1 Modellbildung	174
6.4.2.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche	175
6.4.2.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen für den Spannkrafteinleitungskörper	179
7 Zusammenfassung	181
8 Literaturverzeichnis	185

Anhang A: Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten	A-1
Anhang A.0: Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse	A-2
Anhang A.1: Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen bei unterschiedlichem Schlupf s	A-7
Anhang A.2: Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen im Vergleich mit dem ermittelten Verbundgesetz (Gl. 3.8 bzw. 3.9)	A-14
Anhang B: Experimentelle Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung.....	B-1
Anhang B.0: Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse	B-2
Anhang B.1: Versuchsprogramm und Rissbilder	B-5
Anhang B.2: Verschiebungsverhalten der Spannstähle.....	B-9
Anhang B.3: Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung	B-33
Anhang B.4: Zeitabhängige Betondehnungen.....	B-42
Anhang C: Experimentelle Untersuchungen zum Verankerungsverhalten	C-1
Anhang C.0: Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse	C-2
Anhang C.1: Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung	C-4
Anhang C.2: Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung	C-15
Anhang C.3: Zeitabhängige Betondehnungen.....	C-19
Anhang C.4: Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch....	C-23
Anhang C.5: Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche	C-27
Anhang C.6: Rissbilder beim Balkenversuch.....	C-31

Bezeichnungen und Einheiten

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Einheiten, Formelbuchstaben und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text erläutert.

Einheiten

Kräfte und Lasten:	kN, kN/m, MN, MN/m
Momente:	kNm, MNm
Dichte:	kg/dm ³
Wichte:	kN/m ³
Spannungen:	N/mm ² = MN/m ² = MPa

Verwendete Buchstaben

Große lateinische Buchstaben

<i>A</i>	Fläche allgemein, Querschnittsfläche
<i>A_c</i>	Betonquerschnittsfläche
<i>A_p</i>	Querschnittsfläche des Spannstahls
<i>A_s</i>	Querschnittsfläche des Betonstahls
<i>A_{s,bü}</i>	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
<i>C</i>	Konstante zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Spannstahl
<i>E</i>	Elastizitätsmodul (E-Modul), Einwirkung
<i>E_{cm}</i>	Mittelwert des E-Moduls von Beton
<i>E_s</i>	E-Modul des Stahls
<i>F</i>	Kraft, Last allgemein
<i>F_b</i>	Verbundkraft
<i>F_{max}</i>	Bruchlast
<i>F_{pk}</i>	charakteristische Bruchlast des Spannglieds
<i>F_u</i>	Bruchlast
<i>I</i>	Flächenträgheitsmoment
<i>M</i>	Biegemoment
MP	mikroplanebasierte/-bezogene Interfaceelemente
<i>N</i>	Parameter der Verbundcharakteristik
<i>P</i>	Prüfkraft, Vorspannkraft
<i>P_{max}</i>	maximale Prüfkraft
<i>Q</i>	Querkraft
ST	steifigkeitsbasierte/-bezogene Interfaceelemente
<i>V</i>	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abmessung
b	Abmessung, Bauteilbreite
c	Betondeckung
c_{min}	Mindestbetondeckung
d	Abmessung, Dicke, Durchmesser, stat. Nutzhöhe
d_g	Korndurchmesser der Gesteinskörnung
d_p	Nenndurchmesser des Spannstahls
f_{bp}	Verbundspannung
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit (Zylinder) des Betons
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit (Zylinder) des Betons
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
$f_{ctk0,05}$	5%-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit
f_{ctk}	charakteristischer Wert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
f_{lck}	charakteristische Druckfestigkeit (Zylinder) des Leichtbetons
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1%-Streckgrenze des Spannstahls
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
f_R	bezogene Rippenfläche
f_y	Streckgrenze (Stahl allgemein)
$f_{y,bü}$	Streckgrenze der Bügelbewehrung
h	Abmessung, Bauteilhöhe, bezogene Horizontalkraft
k_l	Verbundbeiwert aus Spannstahzulassung nach DIN 4227
l	Länge, Abmessung
l_{ba}	Verankerungslänge der Spannglieder
l_{bp}	Übertragungslänge der Vorspannkraft
l_{bpd}	Bemessungswert der Übertragungslänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$l_{p,eff}$	Eintragungslänge der Vorspannkraft
m	Masse, bezogenes Moment
n	Lastspielzahl, bezogene Normalkraft, Anzahl
r	Radius
s	lichter Abstand, Litzenschlupf, Störungslänge nach DIN 4227
$s_{bü}$	Bügelabstand
t	Dicke, Zeit
u_p	wirksamer Verbundumfang
v	bezogene Vertikalkraft
w	Rissbreite
x	Koordinate, Abstand von der Stirnfläche
y	Koordinate

Griechische Buchstaben

α	Winkel zw. Querkraftbewehrung und Bauteilachse
α_l	Beiwert zum Eintragen der Vorspannkraft
β_s	Streckgrenze des Betonstahls
β_w	Betondruckfestigkeit (Würfel)
β_z	Streckgrenze des Spannstahls
γ	Sicherheitsbeiwert
ε	Dehnung
η_l	Beiwert für Leichtbeton
η_E	Beiwert für Leichtbeton
η_p	Beiwert für Spannstahlart
ν	Versatzmass
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
σ_{ct}	Betonzugspannung
σ_p, σ_z	Spannstahlspannung
σ_{pmo}	Spannstahlspannung nach der Spannkraftübertragung
$\Delta\sigma$	Spannungsamplitude, Spannungsdifferenz allgemein
$\Delta\sigma_p$	Spannungsamplitude, Spannungsdifferenz des Spannstahls
τ	Verbundspannung
Δ	Differenz
Θ	Winkel zw. Betondruckstrebe und Bauteillängsachse

Indizes

0	Zulassung
b	Verbund (bond)
$bü$	Bügelbewehrung
c	Beton, charakteristisch
cal	rechnerisch
$cube200$	Würfel mit der Kantenlänge 200 mm
d	Bemessungswert (design)
eff	wirksam, effektiv
l	Leichtbeton
m	Mittel
n	Netto
p	Spannstahlbewehrung
s	Stahl, Steg
u	Bruchwert
x	in x-Richtung
y	in y-Richtung, Stahl
z	in z-Richtung

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Verwendung von Hochleistungsbetonen für Spannbetonfertigteile stellt unter wirtschaftlichen, technischen und ästhetischen Gesichtspunkten eine Weiterentwicklung der Betonbauweise dar. Die Kombination von hoher Dichtigkeit und hoher Druckfestigkeit (hochfester Beton) sowie niedriger Rohdichte ($< 2.000 \text{ kg/m}^3$; Leichtbeton), vergrößert die konstruktiven Möglichkeiten bei gleichzeitiger Verbesserung der Dauerhaftigkeit. Durch die Gewichtsersparnis und den hohen Widerstand gegen Frost-, Tausalz- und anderen Umweltbeanspruchungen ergeben sich Vorteile für den Einsatz von Hochleistungsbetonen im Brückenbau, bei weitgespannten Fertigteilen, Fassaden und Off-Shore-Bauwerken.

Bei Fertigteilen, die im Spannbett mit sofortigem Verbund hergestellt werden, stellt die Verbundverankerung der Spannstähle ein besonders wichtiges Konstruktionselement dar. Das Versagen durch Sprenggrissbildung in der Übertragungslänge wird durch Einhaltung von Konstruktions- und Bemessungsregeln sichergestellt, die für Normalbeton neben theoretischen Untersuchungen vor allem auf Grundlage von Versuchen nach der Prüfrichtlinie des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) [DIBt80] hergeleitet wurden.

Schwerpunkt der Arbeit sind zwei Hochleistungsbetone einerseits selbstverdichtender Beton und andererseits hochfester Leichtbeton. Hochfester Leichtbeton wurde für Stahlbetonkonstruktionen bereits erfolgreich eingesetzt [Hel96]. In Deutschland wurde beim Bau der Deutzer Brücke [Fal79] in den 70-er Jahren bereits ein Leichtbeton der Festigkeitsklasse LB 45 mit einer Trockenrohichte von $1,9 \text{ kg/dm}^3$ verwendet, für den eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich war. Danach kamen allerdings die Entwicklung und der Einsatz von leistungsfähigem Leichtbetonen in Spannbetonkonstruktionen in Deutschland nahezu zum Erliegen, so dass weitgespannte Brückenkonstruktionen fast ausschließlich in Stahl- bzw. Stahlverbundbauweise ausgeführt worden sind. Nach DIN 4227, Teil 4 [4227-4] war der Einsatz von Spannleichtbeton auf die Festigkeitsklasse LB 45 begrenzt und nach DIN 1045-1 [1045-1] auf die Festigkeitsklasse LC 60/67.

In Norwegen wurden nach Einführung des Norwegischen Standards NS 3473 [NS3473], der die Verwendung von Leichtbeton mit Festigkeiten bis 85 N/mm^2 regelt, gute Erfahrungen mit Brücken aus hochfestem Leichtbeton gemacht [Fer91]. Die Boknasundet Bridge [Wii91] wurde z.B. in einem Sondervorschlag als dreifeldrige Spannbetonkonstruktion mit einer Spannweite von 190 m im Mittelfeld unter Verwendung eines Leichtbetons LC 60 ausgeführt.

Weiterentwicklungen auf dem Gebiet der Baustofftechnologie, insbesondere im Bereich der Zuschläge für Leichtbetone, eröffnen neue Möglichkeiten, hochfeste Leicht-

betone mit niedriger Rohdichte und hoher Festigkeit herzustellen. Allerdings ist die Übertragbarkeit der existierenden Bemessungskonzepte (u.a. der Verbundverankerung im sofortigem Verbund) auf diese Betone nicht geklärt. DIN 4227, Teil 4 [4227-4] bzw. EC 2 [EC2] regeln Betonfestigkeiten bis 50 N/mm^2 bei einer Rohdichteklasse $< 2,0 \text{ kg/dm}^3$. Durch Einführung von DIN 1045-1 [1045-1] wurde ein konsistentes Bemessungskonzept zur Verfügung gestellt, das für Normal-, Leicht- und hochfesten Beton gilt. Leichtbeton wird hier für Dichteklassen zwischen $1,0$ und $2,0 \text{ kg/dm}^3$ bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von 60 N/mm^2 geregelt. Regelungen bezüglich der Kombination bestimmter Dichte- und Festigkeitsklassen wurden nicht formuliert, diese ergeben sich allenfalls indirekt aus der Beachtung der Grenzwerte an die Zuschlagsstoffe nach DIN 1045-2 [1045-2]. Prinzipiell werden in DIN 1045-1 die für Normalbeton bekannten Bemessungsregeln durch Korrekturfaktoren für Leichtbeton modifiziert. Weder in der alten Norm DIN 4227, Teil 4 [4227-4] noch in DIN 1045-1 [1045-1] bzw. EC 2, Teil 1-4 [EC2-1-4] sowie dem Erweiterungsdokument des Model Code 90 „Lightweight Aggregate Concrete“ [fib00] werden für hochfeste Leichtbetone experimentell abgesicherte Bemessungsregeln zur Spannkrafteinleitung angegeben.

Aufgrund der höheren Sprödigkeit und der geringeren Zugfestigkeit kombiniert mit einem kleineren E-Modul können die Bemessungsansätze für die Spannkrafteinleitung bei Normalbeton nicht ohne Überprüfung auf hochfesten Leichtbeton übertragen werden. Daher sind Untersuchungen erforderlich, die zum einen den nach DIN 1045-1 zulässigen Bereich absichern und zum anderen eine Extrapolation auf den darüber hinausgehenden Bereich höherer Festigkeiten ermöglichen.

Neben den hochfesten Leichtbetonen zählt auch der selbstverdichtende Beton zu den Hochleistungsbetonen. Die Verwendung von selbstverdichtendem Beton für Spannbetonfertigteile stellt ebenfalls eine Weiterentwicklung der Betonbauweise dar. Wegen der fließfähigen Konsistenz und dem hohen Mehlkorngehalt liegt der SVB nicht im Anwendungsbereich von DIN 1045-2 [1045-2] und DIN EN 206-1 [EN206-1], so dass die Bemessung durch eine Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [Rili03] geregelt wird. Die Richtlinie [Rili03] auf Basis von DIN 1045-1 [1045-1] begrenzt die Verbundspannung f_{bp} in der Übertragungslänge von Litzen und Drähten im sofortigen Verbund auf 85% der Verbundspannungen für Normalbeton.

In [Kön01a, Oza01, Rei01, Wal03, Sha05] ist der derzeitige Kenntnisstand zur Bontontechnologie und zum Tragverhalten von SVB zusammengefasst. Durch den höheren Matrixanteil und den vergrößerten Mehlkorngehalt verringern sich der E-Modul und die Verbundfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit, während die Zugfestigkeit zunimmt. Nach Untersuchungen in [Zil01, Kön01b] ist die Verbundfestigkeit für Betonstahl im Verbundbereich II höher und im Verbundbereich I geringfügig niedriger als bei Normalbeton. Für die Spannkrafteinleitung bei sofortigem Verbund ist zu klären, wie sich die geringere Verbundfestigkeit bei gleichzeitig höherer Zugfestigkeit auswirkt.

1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Verbundverankerung von Spannbetonbauteilen aus Hochleistungsbeton (hochfester Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton) theoretisch und experimentell untersucht, um zu überprüfen, inwieweit die derzeit in Deutschland gültigen und die zukünftigen technischen Regelwerke [1045-1, Rili03, EC2] bei hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton anwendbar sind. Erste Ergebnisse flossen bereits in die Richtlinie [Rili03] mit ein.

Es ist vorgesehen, den Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich für Spannbettträger aus Hochleistungsbeton (hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtenden Beton) für siebendrähtige Spannstahllitzen mit einem Nenndurchmesser von 12,5 mm (0,5“-Litzen) und geripptem Spannstahldraht (Spanndraht $\varnothing 12,0$ mm) mit den zulässigen Vorspannkraften gemäß DIN 1045-1 entsprechend [DIBt80] experimentell und theoretisch zu untersuchen. Hauptziel ist die Entwicklung normativer Regelungen zur erforderlichen Betondeckung und zu den Mindestabständen der Spannstähle sowie zur Übertragungslänge der Vorspannkraft. Für hochfesten Normalbeton sind diese Regelungen in [Nit01] erarbeitet worden und in DIN 1045-1 [1045-1] eingeflossen. Diese Arbeit nutzt die dabei gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse. Es berücksichtigt außerdem neueste Untersuchungen zum Stoffverhalten von hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton. Ausgehend von den vorliegenden experimentellen Untersuchungen zur Spannungsverteilung im Eintragungsbereich werden numerische Untersuchungen mit einem in [Nit01] entwickelten einfachen zweidimensionalen Stabwerkmodell unter Verwendung des FE-Programms ABAQUS sowie mit dem 3D-nichtlinear rechnenden FE-Programm LIMFES durchgeführt.

Dementsprechend sollen folgende offene Punkte untersucht werden:

- a) Das Verbundverhalten von Spannstahllitzen und gerippten Spannstahldrähten in hochfestem Leichtbeton (HLB; engl. LC-Lightweight Concrete) und selbstverdichtendem Beton (SVB; engl. SCC-Self Consolidating Concrete) wird durch Reihenuntersuchungen anhand von knapp 400 Ausziehversuchen experimentell ermittelt. Zur Analyse des Verbundverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich von hochfestem Leichtbeton werden die Ausziehversuche mit vorgespannten Stählen und geeigneten Betonsorten mit unterschiedlichen Festigkeiten (LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) und Betonzusammensetzungen 24 Stunden oder 14 Tage nach der Herstellung durchgeführt. Desweiteren sind Untersuchungen an verschiedenen selbstverdichtenden Betonen vorgesehen. Da die Art der Betonrezeptur von entscheidender Bedeutung ist, werden drei typische Mischungsentwürfe (Mehlkornotyp mit Flugasche, Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl, Kombinationstyp mit Flugasche) verwendet. Zur Beurteilung der zeitlichen Entwicklung der Verbundfestigkeit werden Versuche an SVB nach 24 h, 3 d bzw. 6 d vorgesehen sowie nach 25 d ohne Einleitung einer Vorspannkraft. Um das querpressungsabhängige Verbundverhalten im Einlei-

tungsbereich zu untersuchen, sollen die Vorspannkkräfte unmittelbar vor den Versuchen entsprechend der Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett vermindert werden. Zusätzlich ist der Einfluss unterschiedlicher Betondeckungen zu ermitteln.

- b) Das Verhalten im Einleitungsbereich der Spannbettvorspannung wird anhand von 27 Spannkrafteinleitungskörpern ohne Querbewehrung untersucht. Hierbei werden systematisch die Betondeckung und der lichte Abstand der Spannstähle variiert, um die Mindestabmessungen für eine rissfreie Spannkrafteinleitung gemäß a) zu bestimmen. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen wird die Spannbettvorspannung zeitnah eingeleitet, um praxisgerechte Übertragungslängen abzuleiten. Zusätzlich soll das zeitabhängige Verhalten bis zu einem Monat nach der Spannkrafteinleitung untersucht werden.
- c) Um die Ergebnisse auf die Verhältnisse des wirklichen Bauteils zu übertragen, werden sieben Spannbettträger aus hochfestem Leichtbeton bzw. vier Spannbettträgern aus selbstverdichtendem Beton mit jeweils vier Spannstählen (Litzen oder gerippte Spanndrähte) in einer Lage entsprechend den Mindestabmessungen nach b) jeweils mit und ohne Bügelbewehrung im Spannkraftübertragungsbereich hergestellt, um zusätzlich den Einfluss einer Querbewehrung zu bestimmen. Nach dem Einleiten der Spannbettvorspannung sind Biegeversuche vorgesehen, die den Verankerungsbereich im Bruchzustand untersuchen.

In einem ersten Abschnitt dieser Arbeit (Kapitel 2) erfolgt zunächst eine Auswertung der aus den Normen und der Literatur bekannten Ansätze und Erkenntnisse zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit sofortigem Verbund sowie zum Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich. Desweiteren wird auf die Betoneigenschaften von hochfestem Leichtbeton und SVB eingegangen und ihre Auswirkungen auf den Verbundmechanismus zwischen Spannstahl und Beton.

Anschliessend werden die unterschiedlichen Versuchsreihen in den Kapiteln 3 (Ausziehversuche), 4 (Spannkrafteinleitungsversuche) und 5 (Balkenversuche) ausführlich beschrieben und exemplarisch ausgewertet. Am Ende eines jeden Kapitels werden eigene allgemeine Verbundgesetze aufbauend auf den Versuchswerten ermittelt, ausgewertet und zusammengestellt. Im Anhang sind für alle Versuchskörper die Auswertungen der Messwerte zusammengestellt. Darauf aufbauend werden im Kapitel 6 die numerischen Untersuchungen zum Verbundverhalten im Spannkrafteinleitungsbereich beschrieben. Dabei kam zum Einen ein in [Nit01] entwickeltes einfaches zweidimensionales Stabwerkmodell unter Verwendung des FE-Programms ABAQUS zur Anwendung und zum Anderen das 3D-nichtlinear rechnende FE-Programm LIMFES. Den Abschluss bildet eine Zusammenfassung (Kapitel 7).

2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

2.1 Verbund

2.1.1 Spannkraftübertragung bei sofortigem Verbund

Für das Tragverhalten vorgespannter Bauteile mit sofortigem Verbund ist die Verbundverankerung von entscheidender Bedeutung. Neben der Einleitung der Vorspannkraft ist durch den Verbund die aus der Zugkraftdeckung vorhandene Endverankerungskraft im Bruchzustand aufzunehmen. Durch Einhaltung von Mindestmaßen für die Betondeckung und den gegenseitigen Abstand der Spannstähle ist grundsätzlich eine rissfreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen, da Sprengrisse zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führen und damit auch die Endverankerung am Auflager im Bruchzustand in Frage stellen.

Im Allgemeinen wird das Verbundverhalten über die Beziehung zwischen lokaler Verbundspannung und dem zugehörigen Schlupf definiert. Ein guter Verbund bedeutet, dass für eine gegebene Verbundspannung der zugehörige Schlupf ausreichend klein ist für eine schlupfarme Kraftübertragung, jedoch auch groß genug für ein duktileres Tragverhalten. Von einem schlechten Verbund hingegen spricht man, wenn der zugehörige Schlupf sehr groß ist. Die Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton wird in [Reh61] durch die drei grundlegende Mechanismen Haftung, Scherwiderstand sowie Reibung beschrieben (Bild 2.1). Die Summe dieser drei Komponenten ergibt schließlich die Verbundkraft.

Bild 2.1: Prinzip des Scherverbundes profilierter Stähle [Reh61]

Die drei für profilierten Betonstahl beschriebenen Verbundmechanismen können grundsätzlich auch auf Litzen übertragen werden, wobei angenommen wird, dass hauptsächlich der Reibungs- und Haftverbund für die Kraftübertragung verantwortlich sind. Aufgrund der anderen Geometrie sind jedoch einige Unterschiede vorhanden.

Während ähnlich wie beim Betonstahl der Haftverbund bei Litzen nur eine untergeordnete Rolle spielt, kommt dem Reibungsverbund hier die wichtigste Rolle zu. Die Übertragung von Reibungskräften bei Litzen erfordert das Vorhandensein von Querpressungen. Diese werden neben dem Frühschwinden des Betons maßgeblich durch den Hoyer-Effekt [Hoy39] erzeugt. Aus der Längsdehnung einer Litze beim Vorspannen resultiert eine Abnahme des Durchmessers entsprechend der Querdehnzahl für Spannstahl. Bei der Spannkrafteinleitung dehnt sich die Litze wieder in Querrichtung aus. Da der erhärtete Beton dieser Ausdehnung entgegenwirkt, entstehen Querspannungen in der Kontaktfläche (Bild 2.2). Dieses von Hoyer [Hoy39] erstmals untersuchte und nach ihm benannte Phänomen führt zu sehr kurzen Übertragungslängen.

Bild 2.2: Schematische Darstellung des Hoyer-Effektes [Hoy39]

Nach [Nit01] kann das Verbundverhalten von Litzen bei der Spannkrafteinleitung mit den folgenden drei Anteilen der Verbundkraft zutreffend beschrieben werden:

- a) Starr-plastisches Verbundverhalten (konstanter Anteil: $\tau = C_1$)

Dieser Verbundspannungsanteil besteht im Wesentlichen aus Haft- und Reibungsverbund, der sich durch das Aufschwinden des Betons auf die Litze und den daraus resultierenden Querpressungen ergibt.

- b) Querdehnungsabhängiges Verbundverhalten (linearer Anteil: $\tau = C_2 \cdot \sigma_p$)

Mit diesem Anteil wird der Einfluss des Hoyer-Effektes berücksichtigt.

- c) Verschiebungsabhängiges Verbundverhalten (Potenzansatz: $\tau = C_3 \cdot s^a$)

Der Anteil resultiert aus Querpressungen, die aus der speziellen Schraubengeometrie der Litze hervorgehen und wird erst bei einer Relativverschiebung der Litze gegenüber dem Beton aktiviert.

In Bild 2.3 ist das typische Verbundverhalten von Litzen im Übertragungsbereich anhand von Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen dargestellt [Nit01]. Der querdeh-

nungsabhängige Anteil der Verbundkraft nimmt mit der eingeleiteten Vorspannkraft aufgrund der anwachsenden Querdehnung kontinuierlich zu.

Bild 2.3: Schematische Darstellung des Verbundverhaltens von Litzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft [Nit01]

Litzen unterscheiden sich aufgrund ihrer Geometrie und ihres Aufbaus im Verbundverhalten gegenüber profilierten Spanndrähten. Die Verbundfestigkeiten von Litzen liegen zwischen denen von glatten und gerippten Stählen. Dies wird auf die Verwindung der äußeren Drähte zurückgeführt (Bild 2.4). In Heft 310 des DAfStb [Tro80] wird in Analogie zu Rippenstählen eine bezogene Rippenfläche für die Litze hergeleitet, in dem die vorstehenden Teile der Litze als verwundene Längsrippen aufgefasst werden.

Bild 2.4: Bestimmung der bezogenen Rippenfläche f_R bei Litzen nach [Tro80]

Nach Bild 2.4 ergeben sich relativ große Werte, die den Grenzwert von $f_R = 0,022$, der nach DIN 488 [488] angesetzt werden darf, weit überschreiten. Birkenmaier [Bir77] setzt dagegen nur etwa 50 % dieses Grenzwertes als bezogene Rippenfläche für diese Litze an. Nach [Ros93] beträgt $f_R = 0,01$ für 0,5“ Litzen und für profilierte Spanndrähte $f_R = 0,004$ bis 0,02. Den Uijl [Uij85] weist darauf hin, dass eine gegenüber dem um-

gebenden Beton verschobene Litze dem gewendelten Kanal im Beton folgt und deshalb eine Scherwirkung aufgrund der bezogenen Rippenfläche nicht aktiviert wird. Der Einfluss der Verdrillung der Litzen auf den Reibungsverbund ist bisher noch nicht vollständig geklärt.

2.1.2 Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich

Die Spannkrafteinleitung bei sofortigem Verbund führt vor allem wegen des Hoyer-Effektes zu lokalen Spannungsspitzen, die Spalt- und Stirnzugrisse erzeugen können (Bild 2.5). Geht durch eine Sprengrissbildung der für die Verbundfestigkeit günstige Einfluss des Hoyer-Effektes verloren, wird die Verbundfestigkeit deutlich reduziert. Maßgebende Parameter für die Rissentwicklung sind die Betondeckung und die lichten Abstände der Spannglieder untereinander.

Bild 2.5: Beanspruchung am Balkenende nach [Ruh77] und Ringzugspannungen

Im Bereich der Spannkrafteinleitung werden verschiedene Längen unterschieden (vgl. Bild 2.6):

- Übertragungslänge l_{bp} :

Abstand von der Stirnfläche des Bauteils bis zu dem Punkt, an dem die Spannkraft P_0 eines Spanngliedes bei sofortigem Verbund voll auf den Beton übertragen wird.

- Eintragungslänge $l_{p,eff}$:

Innerhalb der Eintragungslänge gehen die aus der Vorspannung resultierenden Betonspannungen in eine lineare Verteilung über die Bauteilquerschnittshöhe über.

- Verankerungslänge l_{ba} :

Die Verankerungslänge wird zur vollständigen Verankerung der maximalen Spanngliedkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit angesetzt. Hierbei wird zumeist unterschieden, ob es zu einer Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{bp} kam.

Bild 2.6: Längen des Spannkrafteinleitungsbereiches

Für die Spannungsermittlung im Verankerungsbereich darf angenommen werden, dass die Betonzugspannungen am Ende der Eintragungslänge $l_{p,eff}$ linear verteilt sind. Die Verankerung der Vorspannung wird in biegebeanspruchten Bauteilen maßgeblich durch die Rissbildung bestimmt. Der Verankerungsbereich darf als ungerissen betrachtet werden, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Betonzugspannung unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft die Betonzugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ nicht überschreitet. Wird die Zugfestigkeit überschritten, so ist ein Nachweis der Zugkraftdeckung zu führen.

2.2 Verwendete Baustoffe

2.2.1 Leichtbeton – LC (Lightweight Concrete)

2.2.1.1 Allgemeines

Die Bandbreite konstruktiver Leichtbetone ist wegen des breiten Spektrums der Leicht- und Feinzuschläge sehr groß. In Abhängigkeit von der Rohdichte ρ können Würfelfestigkeiten bis zu $f_{lcm,cube} = 100 \text{ N/mm}^2$ erreicht werden (Bild 2.7).

Bild 2.7: Spektrum der konstruktiven Leichtbetone [Fau00]

Leichtbetone der Güte LC 8/9 und LC 12/13 werden vorwiegend für nichttragende konstruktive Anforderungen eingesetzt, so dass die Trockenrohddichte tragender konstruktiver Leichtbetone zwischen $1,0 \text{ kg/dm}^3 \leq \rho \leq 2,0 \text{ kg/dm}^3$ liegt.

Der Begriff „hochfester Leichtbeton“ wird in der Literatur uneinheitlich angesetzt. Faust [Fau00] verwendet diese Bezeichnung in Anlehnung an die Definition von DIN 1045-2 [1045-2] nur für Leichtbetone mit einer Zylinderdruckfestigkeit von $f_{lcm} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, Held [Hel96] hingegen stellt vergleichend die Relation von Druckfestigkeit f_{lcm} und Rohddichte ρ von Leichtbeton und Normalbeton gegenüber. Er spricht von einem „hochfesten“ Leichtbeton, wenn die folgende Gleichung 2.1:

$$\frac{f_{lcm}}{\rho} \geq 25 \quad (\text{Gl. 2.1})$$

erfüllt ist. Danach wird ein Normalbeton mit einer Festigkeit von 60 MN/m^2 und einer Rohddichte von $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$ ebenso als hochfester Beton bezeichnet wie ein Leichtbeton mit einer Festigkeit von 30 MN/m^2 und einer Rohddichte von $\rho = 1,2 \text{ kg/dm}^3$. Die in den experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit verwendeten Leichtbetone erfüllen dieses Kriterium und werden nachfolgend als hochfeste Leichtbetone eingestuft.

2.2.1.2 Leichtzuschläge

Hochfester Leichtbeton ist ein Gemisch aus Leichtzuschlägen, Zement, Füller, Wasser und Betonzusatzmitteln. Die Leichtzuschläge bestehen entweder aus offenporigen Gesteinen, die im Tagebau gewonnen werden, wie z. B. Naturbims und Lavaschlacken, oder aus durch einen Oxidationsprozess industriell aufgearbeitete, geblähte Gesteine, Tone bzw. Flugaschen. Im Rahmen der später beschriebenen experimentellen Untersuchungen kamen Blähtonzuschlag Liapor (Bild 2.8, links) sowie Blähschieferzuschlag Berwilit (Bild 2.8, rechts) zum Einsatz.

Bild 2.8: links: Blähton Liapor 9.5
 rechts: Blähschiefer Berwilit

Zur Herstellung von Blähtonzuschlag wird im Tagebau gewonnener Ton aufbereitet und zu Kügelchen granuliert bzw. pelletisiert, wobei die ständige Homogenisierung des Tons für die gleichmäßige Porenstruktur entscheidend ist. Die Tonminerale durchlaufen ein Drehofen-System und werden bei ca. 1200 °C gebrannt. Die im Ton eingeschlossenen Stoffe verbrennen und die Tonkügelchen blähen sich auf. Gleichzeitig schmilzt die Oberfläche und bildet eine gesinterte Außenhaut. Es entstehen feinporige und leichte Tonperlen.

Je länger die Kügelchen im Blähofen verbleiben, desto geringer werden ihr Gewicht und damit auch ihre Festigkeit. Kornrohdichten zwischen 0,55 g/cm³ und 1,95 g/cm³ werden beispielsweise von der Lias-Franken GmbH unter dem Markennamen Liapor produziert (Bild 2.8, links). Ähnliche Produkte bieten die Hersteller Fibo-Exclay, Norddeutschland und Lecca mit Sitz in Norwegen und Österreich an.

Zur Herstellung von Blähschieferzuschlag wird Schiefersplitt auf ca. 1200 °C erhitzt. Der temperaturbedingte Druckanstieg im Korninneren führt zum Entweichen von Luft und organischen Bestandteilen. Der Schiefer bläht auf und es bildet sich eine wabenförmige Zellstruktur. Mit der Sinterung der Oberfläche des Kornes und der Bildung einer festen geschlossenen Schale ist der Blähvorgang beendet. Das Material wird nun kontinuierlich aus dem Ofen befördert und abgekühlt. Über Transportbänder gelangt die unterschiedlich große Körnung zu der Klassifizierung, wo über entsprechende Sieblinien die Korngruppen bestimmt werden. Den in den Versuchen eingesetzten Blähschiefer der Fa. Berwilit zeigt Bild 2.8, rechts.

2.2.1.3 Verbundverhalten

Das Verbundverhalten zwischen hochfestem Leichtbeton und Betonstahl hängt in erster Linie von den Eigenschaften der Verbundzone zwischen Stahl und Betonmatrix ab, die durch die chemische Reaktion während der Hydratation bestimmt werden. Faust [Fau00] stellt für den Leichtbeton fest, dass aufgrund der chemischen Zusammensetzung der Leichtzuschläge mit einem SiO₂-Anteil von in der Regel über 50 % eine puzzolanische chemische Sekundärreaktion mit dem bei der Hydratation entstehenden Calciumhydroxid und damit ein weiterer Beitrag zur Festigkeitssteigerung der Kontaktzone erwartet werden kann.

Für die Kontaktzone zwischen Matrix und Leichtzuschlag ist vor allem die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge von großer Bedeutung. Sie lassen eine wesentlich bessere Verzahnung zu, die durch die Verwendung von Feinstanteilen wie Silika noch begünstigt wird. Drei Eigenschaften der Leichtzuschläge sind für die gute Verbundfestigkeit verantwortlich: a) Saugfähigkeit, b) puzzolanische Reaktivität, c) Oberflächenporosität. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich die Tragfähigkeit der Kontaktzone von konstruktivem Leichtbeton im wesentlichen auf die mechanische Verzahnung zwischen Korn und Matrix zurückzuführen ist, die zudem im geringen Masse von einer chemischen Wechselwirkung beider Komponenten unterstützt wird.

Insgesamt weist der hochfeste Leichtbeton ein sehr gutes Verbundverhalten auf, was eigene Biegeversuche aus hochfestem Leichtbeton bestätigen [Heg02]. Es wurde bei Trägern mit sofortigem Verbund ein sehr feines, enges Rissbild mit Rissbreiten von $w \leq 0,25$ mm beobachtet. Bei den Biegeversuchen an Trägern mit sofortigem Verbund aus hochfestem Leichtbeton wurde aber auch ein vergrößerter Litzenschlupf im Verankerungsbereich festgestellt, wenn der Überstand zu gering gewählt wurde. Hieraus lässt sich auf eine begrenzte Leistungsfähigkeit der Verbundverankerung in hochfestem Leichtbeton schliessen.

2.2.2 Selbstverdichtender Beton SCC (Self Consolidating Concrete)

2.2.2.1 Allgemeines

An den selbstverdichtenden Beton (SVB) werden erhöhte Frischbetoneigenschaften gestellt. Der Mischungsentwurf gegenüber Rüttelbeton muss dahingehend modifiziert werden, dass die Leimsuspension die Zuschlagskörner im Frischbeton in der Schwebe hält und dabei fließfähig bleibt. Um dem Entmischen vorzubeugen, ist neben der Fließfähigkeit auch die Viskosität des SVB genau einzustellen. Eine Möglichkeit ist die Verwendung eines hohen Mehlkornanteils, eine andere der zusätzliche Einsatz von Stabilisierern. Durch den Einsatz der Stabilisierer wird die hohe Empfindlichkeit des selbstverdichtenden Betons gegenüber Toleranzen der Mischungsanteile und Schwankungen des Feuchtegehalts der Zuschlagstoffe reduziert [Rei01]. Dementsprechend unterscheidet man SVB in Mehlkorntyp, Kombinationstyp und Stabiliserertyp.

Der Mehlkorntyp zeichnet sich durch eine deutliche Erhöhung des Mehlkornanteils aus. Zum Mehlkorn zählen sämtliche Partikel, die eine Größe $< 0,125$ mm aufweisen. Üblicherweise besteht das Mehlkorn bei SVB aus Zement und einem Zusatzstoff. Als Zusatzstoffe können sowohl inerte Gesteinsmehle, wie beispielsweise Kalksteinmehl oder Quarzmehl, als auch puzzolanische Stoffe, wie Flugasche oder Metakaolin und auch Silicastaub eingesetzt werden. Die Art des Zusatzstoffes hängt von einer Reihe von geforderten Frisch- und Festbetoneigenschaften ab, auf die in späteren Abschnitten eingegangen wird. Ein Nachteil des Mehlkorntyps ist, dass er den in DIN 1045-2 [1045-2] vorgeschriebenen Grenzwert des Mehlkorngehalts für Beton überschreitet. In der Richtlinie für selbstverdichtenden Beton des DAfStb [Rili03] werden daher ergänzende Regelungen zu DIN 1045-1/2 [1045-1/2] getroffen. Ein weiterer Nachteil ist die Unwirtschaftlichkeit bei größeren Einbaumengen aufgrund des großen Anteils an feinkörnigen Zusatzstoffen. Der Mehlkorntyp stellt denjenigen SVB-Mischungsentwurf dar, der ursprünglich in Japan entwickelt wurde und auf dem der Mischungsentwurf nach Okamura gründet [Oka95].

Beim Stabiliserertyp wird die erforderliche Viskosität durch die Zugabe von Stabilisierern erzielt. Stabilisierer bestehen aus hochmolekularen Polymeren und entsprechenden Katalysatoren. Sie werden dem Beton vor allem zugegeben, um die Wasserabsonderung (Bluten) zu vermeiden, z.B. bei ungünstigem Kornaufbau. Vorteil dieser

Methode ist es, einen SVB herzustellen, der bezüglich seiner Zusammensetzung den Grenzwerten der zu DIN 1045-1/2 [1045-1/2] entspricht. Der Mehlkornanteil muss hier nicht bzw. nur geringfügig erhöht werden. Ein entscheidender Nachteil besteht darin, dass noch relativ wenige Erfahrungen gesammelt wurden und ungünstige Festbetoneigenschaften bezüglich Kriechen und Schwinden vermutet werden. Hier besteht nach [Bre00, Gra01, Gra04] noch erheblicher Forschungsbedarf.

Der dritte und heutzutage gebräuchlichste Mischungsentwurf ist der Kombinationstyp. Der Kombinationstyp kommt mit einem geringeren Feinstoffanteil aus und erreicht die notwendige Viskosität durch die Zugabe von Stabilisierern. Dadurch ist eine Reduktion des Mehlkornanteils möglich. Ziel der Entwicklung dieses Typs ist es, die Grenzen nach DIN 1045-2 [1045-2] einzuhalten. Beton besteht zu 60 bis 80 % aus natürlichen Rohstoffen, die gewissen Schwankungen unterworfen sind. Diese betreffen zum Beispiel die Feuchte oder die Toleranzen bei der Einwaage der Zuschläge [Bra04].

2.2.2.2 Verbundverhalten

Zu den Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton (Festigkeit, Elastizitätsmodul, Verbund mit Betonstahl und Dauerhaftigkeit) liegen umfangreiche Untersuchungsergebnisse vor [Kön01a, Wal03, Sha05]. Hinsichtlich der Verbundeigenschaften von Spannstahl in selbstverdichtendem Beton gibt es allerdings bisher kaum Erfahrungen. Aufgrund des üblicherweise hohen Matrixgehaltes weisen selbstverdichtende Betone zwar eine höhere Druck- und Zugfestigkeit auf, durch einen geringeren E-Modul nehmen aber die aufnehmbaren Verbundspannungen ab. Desweiteren ist bekannt, dass nicht ausschließlich die Druck- und Zugfestigkeit des Betons einen erheblichen Einfluss auf den Verbund zwischen Stahl und Beton haben, sondern gleichermaßen die Betonzusammensetzung und die Konsistenz [Mar84]. Aufgrund dieser Einflüsse können die Spannkrafteinleitungs- bzw. Verankerungslängen je nach Betonzusammensetzung um bis zu 100 % differieren.

Obwohl selbstverdichtender Beton prinzipiell aus den gleichen Komponenten wie Rüttelbeton zusammengesetzt wird, ist aufgrund des hohen Mehlkorngehaltes, dem ausreichenden Angebot an Zementleim sowie dem dichten Gefüge mit einer größeren Haftwirkung zu rechnen. Es muss daher bei der Zusammenstellung der Materialien eine extrem hohe Fließfähigkeit gepaart mit einer hohen Viskosität erreicht werden.

Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in SVB liegt im unteren Streubereich des günstigen Verbundbereiches für Rüttelbeton. Die in [Kön01b, Zil01] beobachtete höhere Verbundsteifigkeit im Verschiebungsbereich von $s = 0 - 0,2$ mm lässt aufgrund des geringeren Absetzverhaltens auf ein günstigeres Verbundverhalten von SVB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit schließen. Dies ist insbesondere für die aus dem Korrosionsschutz abgeleitete Rissbreitenbeschränkung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund von großer Bedeutung. Die in [Kön01b] festgestellten Versagensarten (Spaltzugversagen für normalen Rüttelbeton und Scherbruchversagen für SVB)

deuten darauf hin, dass der SVB gegenüber normalem Rüttelbeton ein duktileres Verhalten aufgrund eines weicheren Verbundes sowie einer besseren Verkittung bzw. höheren Zugfestigkeit aufweist.

2.3 Normative Regelungen

2.3.1 Allgemeines

Im Nachfolgenden werden bestehende Normative Regelungen zur Endverankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund aus nationalen und internationalen Regelwerken zusammengestellt. Die Bezeichnungen der in diesem Kapitel angegebenen Gleichungen, wurden denen der aktuellen deutschen Norm DIN 1045-1 [1045-1] angepasst. Die „originalen“ Schreibweisen stehen in eckigen Klammern dahinter.

2.3.2 DIN 1045-1

Mit DIN 1045-1 [1045-1] werden unbewehrter Beton, Normal- und Leichtbeton, Stahl- und Spannbeton hinsichtlich Bemessung und Konstruktion zusammengefasst. Eigenschaften, Anforderungen, Herstellung, Gütenachweis und Zertifizierung des Betons werden eigenständig in DIN 1045-2 [1045-2] behandelt. Die Ausführung von Betontragwerken wird in DIN 1045-3 [1045-3] geregelt. In DIN 1045-1 unterscheidet für den Nachweis der Spannkrafteinleitung in Übertragungs-, Einleitungs- und Verankerungslänge.

2.3.2.1 Übertragungslänge

In die Berechnungsformel der Übertragungslänge geht die Höhe der Spannung im Spannstahl σ_{pm0} nach der Spannkraftübertragung ein. Die Verbundspannung f_{bp} wird in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung angegeben.

Die Übertragungslänge l_{bp} wird in DIN 1045-1 nach Gleichung 2.2 berechnet.

$$l_{bp} = \alpha_l \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp} \cdot \eta_l} \quad (\text{Gl. 2.2})$$

mit:	α_l	=	1,0	bei stufenweisem Eintragen der Vorspannung
		=	1,25	bei schlagartigem Eintragen der Vorspannung
	η_l	=	1,0	für Normalbeton
		=	0,4 + 0,6 ($\rho/2200$)	für Leichtbeton mit ρ in [kg/m ³]
	A_p	=	Nennquerschnitt der Litze bzw. des Drahtes	
	d_p	=	Nenn Durchmesser der Litze bzw. des Drahtes	
	σ_{pm0}	=	Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung	
	f_{bp}	=	Verbundspannung nach Tabelle 2.1	

Zeile	Spalte	1	2
	Tatsächliche Betondruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung f_{cmj} in N/mm ² ^{ab}	Verbundspannung f_{bp} in N/mm ²	
		Litzen und profilierte Drähte	gerippte Drähte
1	25	2,9	3,8
2	30	3,3	4,3
3	35	3,7	4,8
4	40	4,0	5,2
5	45	4,3	5,6
6	50	4,6	6,0
7	60	5,0	6,5
8	70	5,3	6,9
9	80	5,5	7,2
10	≥ 90	5,7	7,4
a	Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		
b	Es gilt der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit (bei Verwendung von Würfeln ist im Verhältnis der Festigkeitsklassen umzurechnen)		

Tabelle 2.1: Verbundspannung f_{bp} in den Übertragungslängen von Litzen und Drähten im sofortigen Verbund in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkraftübertragung (DIN 1045-1, Tabelle 7)

Die Verbundspannungen nach Tab. 2.1 gelten für Litzen mit $A_p \leq 150 \text{ mm}^2$ und Drähte mit $d_p \leq 8,0 \text{ mm}$. Bei Verwendung von gerippten Drähten mit Durchmesser $d_p \leq 12,0 \text{ mm}$ sollen die Werte für die Verbundspannung aus Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Als Näherung dürfen die Werte der Tabelle 2.1 verwendet werden.

Die Berechnung des Bemessungswertes der Übertragungslänge l_{bpd} erfolgt nach Gl. 2.3.

$$l_{bpd} = \begin{cases} 0,8 \cdot l_{bp} \\ 1,2 \cdot l_{bp} \end{cases} \quad (\text{Gl. 2.3})$$

Der ungünstigere Wert aus Gl. 2.3 ist maßgebend.

2.3.2.2 Eintragungslänge

Die Eintragungslänge $l_{p,eff}$ gibt die Länge an, ab der sich im Bauteil eine lineare Spannungsverteilung infolge der Vorspannung einstellt (Gl. 2.4).

$$l_{p,eff} = \sqrt{l_{bpd}^2 + d^2} \quad (\text{Gl. 2.4})$$

mit d = statische Nutzhöhe

Gleichung 2.4 gilt nur für Rechteckquerschnitte. Für andere Querschnittsformen sollten die Eintragungslänge und die jeweilige örtliche Spannungsverteilung in Anlehnung an die Elastizitätstheorie festgelegt werden.

2.3.2.3 Verankerungslänge

Für die Berechnung der Verankerungslänge l_{ba} werden zwei Fälle unterschieden:

d) Bei Rissbildung außerhalb von l_{pd} (s. Bild 2.9 a)):

$$l_{ba} = l_{bpd} + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmt}}{f_{bp} \cdot \eta_l \cdot \eta_p} \quad (\text{Gl. 2.5})$$

e) Bei Rissbildung innerhalb von l_{pd} (s. Bild 2.9 b)):

$$l_{ba} = l_r + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x=l_r)}{f_{bp} \cdot \eta_l \cdot \eta_p} \quad (\text{Gl. 2.6})$$

mit $\eta_p = 0,5$ für Litzen und profilierte Drähte bzw.

$= 0,7$ für gerippte Drähte

$\eta_l =$ vgl. Gl. 2.2

σ_{pd} , σ_{pmt} , σ_{pt} werden nach Bild 2.9 bestimmt.

a) Risse außerhalb von l_{bpd}

b) Risse innerhalb von l_{bpd}

Bild 2.9: Verlauf der Spannstahlspannungen im Verankerungsbereich von Spanngliedern im sofortigen Verbund (DIN 1045-1, Bild 17)

Die zu verankernde Stahlzugkraft $F_{Ed}(x)$, die aus der Zugkraftdeckung resultiert, ist nach Gleichung 2.7 zu berechnen. Die Endverankerungskraft ist im Falle einer Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge l_{bpd} hinter der Auflagervorderkante rissfrei zu verankern.

$$F_{Ed}(x) = \frac{M_{Ed}(x)}{z} + \frac{1}{2} V_{Ed}(x) \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (\text{Gl. 2.7})$$

mit $M_{Ed}(x)$ = Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments an der Stelle x

z = innerer Hebelarm (nach DIN 1045-1, Bild 33: $z \approx 0,9 \cdot d$)

$V_{Ed}(x)$ = Bemessungswert der zugehörigen aufzunehmenden Querkraft an der Stelle x

θ = Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteillängsachse

α = Winkel zwischen der Querkraftbewehrung und der Bauteilachse

2.3.2.4 Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder

Für die Mindestbetondeckung c_{min} zur Sicherstellung des Verbundes schreibt DIN 1045-1 explizit keine Werte vor. In Bild 2.10 ist der lichte Mindestabstand s zwischen den einzelnen Spanngliedern dargestellt.

mit d_g = Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung

d_p = Nenndurchmesser der Litze oder des Drahtes

Bild 2.10: Spanngliedabstände s nach DIN 1045-1

Zur Sicherstellung der Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 sind in Heft 525 des DAfStb [Heft525] für die Mindestbetondeckung c_{min} folgende Werte angegeben:

für $s \geq 2,5 \cdot d_p$: $c \geq 2,5 \cdot d_p$

für $s = 2,0 \cdot d_p$: $c \geq 3,0 \cdot d_p$

mit s = lichter Mindestabstand
 c = Mindestbetondeckung
 d_p = Nenndurchmesser

Weder die Mindestbetondeckung c_{min} noch der lichte Abstand s werden in DIN 1045-1 bzw. Heft 525 [Heft525] für Leichtbeton angepasst. Die geringere Verbundspannung von Leichtbeton wird in Gl. 2.2 mit dem Faktor $\eta_l = 0,4 + 0,6/\rho$ berücksichtigt.

Die SVB-Richtlinie [Rili03] als Ergänzung zu DIN 1045-1 sieht eine Reduzierung der Verbundspannungen nach DIN 1045-1, Kapitel 8.7.6 (4) und Tabelle 7, (Tab. 2.2) vor. Die Werte sind für selbstverdichtenden Beton auf 85% zu reduzieren, wenn nicht durch Versuchsergebnisse Verbundspannungen nach Tabelle 2.1 nachgewiesen werden. In Tabelle 2.2 sind die auf 85% reduzierten Werte der Tabelle 2.1 dargestellt. Für die Mindestbetondeckung c_{min} und den lichten Abstand s können die Werte für Normalbeton übernommen werden.

Zeile	Spalte	1	2
	Tatsächliche Betondruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung f_{cmj} in N/mm ² ^{ab}	Verbundspannung f_{bp} in N/mm ²	
		Litzen und profilierte Drähte	gerippte Drähte
1	25	2,5	3,2
2	30	2,8	3,7
3	35	3,1	4,1
4	40	3,4	4,4
5	45	3,7	4,8
6	50	3,9	5,1
7	60	4,3	5,5
8	70	4,5	5,9
9	80	4,7	6,1
10	≥ 90	4,9	6,3
a	Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		
b	Es gilt der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit (bei Verwendung von Würfeln ist im Verhältnis der Festigkeitsklassen umzurechnen)		

Tabelle 2.2: Verbundspannung f_{bp} in den Übertragungslängen von Litzen und Drähten im sofortigen Verbund in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkraftübertragung für selbstverdichtenden Beton [Rili03]

2.3.3 DIN 4227

Die deutsche Norm DIN 4227-1 [4227-1] wurde inzwischen durch den EC2 [EC2] bzw. DIN 1045-1 [1045-1] ersetzt. Um einen Vergleich zwischen dem bisher verwendeten Bemessungskonzept und dem geltenden Bemessungskonzept von DIN 1045-1 zu erhalten, wird das Konzept von DIN 4227 nachfolgend zusammengefasst.

2.3.3.1 Übertragungslänge

In DIN 4227, Teil 1 [4227-1] wird die Übertragungslänge l_{bp} nach Gl. 2.8 auf der Grundlage eines Verbundbeiwertes k_l berechnet, der den Spannstahzulassungen in

Abhängigkeit der Betonfestigkeit zu entnehmen ist. Es dürfen dabei keine schädlichen Risse im Verankerungsbereich auftreten.

$$l_{bp} = k_I \cdot d_p \quad [l_{ii} = k_I \cdot d_v] \quad (\text{Gl. 2.8})$$

mit k_I = Verbundbeiwert aus Spannstahzulassungen gelten nach DIN 4227, Teil 4 auch für Leichtbetone

hier k_I = 110 - f_{cj} für 0,5“-Litzen

k_I = 45 für 12mm-Spanndraht mit Normalbeton B35

k_I = 40 für 12mm-Spanndraht mit Normalbeton B45

k_I = 35 für 12mm-Spanndraht mit Normalbeton B55

Es sei angemerkt, dass die „alte“ DIN 4227 geringere Spannstahlspannungen zugelassen hat (zul $\sigma_{p0} = 0,65 \cdot f_{pk} = 0,65 \cdot 1770 = 1150 \text{ N/mm}^2$) als die den Versuchen zugrunde liegende DIN 1045-1 (zul $\sigma_{pm0} = 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1570 = 1320 \text{ N/mm}^2$). Die entsprechende zulässige Vorspannkraft für die untersuchte 0,5“-Litze beträgt 107 kN gemäß „alter“, und 125 kN gemäß „neuer“ DIN. Deshalb lassen sich die hier hervorgehenden Berechnungswerte nur bedingt (bzw. im ULS, Nachweis der Gebrauchstauglichkeit) vergleichen.

In DIN 4227, Teil 1 [4227-1] sind Betone bis zu einer Nennfestigkeit von 55 N/mm² geregelt. DIN 4227, Teil 4 [4227-4] regelt Leichtbetone bis zu einer Nennfestigkeit von 55 N/mm². Höherfeste oder selbstverdichtende Betone sind nicht geregelt. In der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für hochfesten Beton [Rili95] ist der Spannbeton explizit ausgeschlossen, dies gilt auch für die Richtlinie für selbstverdichtenden Beton [Rili01].

2.3.3.2 Eintragungslänge

Die Eintragungslänge $l_{p,eff}$, ab der sich im Bauteil eine infolge Vorspannung lineare Spannungsverteilung einstellt wird nach Gleichung 2.9 berechnet.

$$l_{p,eff} = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{bp})^2} \geq l_{bp} \quad [e = \sqrt{s^2 + (0,6 \cdot l_{ii})^2} \geq l_{ii}] \quad (\text{Gl. 2.9})$$

mit s = Störungslänge, die zur Ausbreitung der konzentriert angreifenden Spannkkräfte bis zur Einstellung eines geradlinigen Spannungsverlaufs im Querschnitt nötig ist

Die Gleichung 2.9 gilt nur für Spannglieder, die durch Verbund verankert werden.

2.3.3.3 Verankerungslänge

Eine ausreichende Verankerung im rechnerischen Bruchzustand ist nachgewiesen, wenn die Bedingungen nach a) oder b) erfüllt sind.

- a) Die Verankerungslänge l_{ba} der Spannglieder muss in einem Bereich liegen, der im rechnerischen Bruchzustand frei von Biegezugrissen (Zone a) und frei von Schubzugrissen ist.

Die Hauptzugspannung σ_l ist im Abstand $0,5 \cdot d_0$ vom Auflagerrand nachzuweisen und darf die Werte für Zugspannungen nach Tabelle 2.3 bzw. Tab. 9, Zeile 49 bzw. Zeile 50 von DIN 4227-1 [4227-1] nicht überschreiten. Dort sind die maximalen schiefen Hauptzugspannungen im Gebrauchszustand und rechnerischen Bruchzustand nach Betonklassen aufgeführt. Gemäß Teil 4 sind die Hauptspannungen bei Verwendung von Leichtbeton auf 80% zu begrenzen.

		Betonklasse			
		B25	B35	B45	B55
		[N/mm ²]			
Schiefe Hauptzugspannungen im Gebrauchszustand		2,5	2,8	3,2	3,5
Beschränkte Vorspannung	Querkraft plus Torsion				
Schiefe Hauptzugspannungen im rech. Bruchzustand		1,4	1,8	2,0	2,2
Querkraft	Balken				

Tabelle 2.3: Hauptzugspannungen σ_l nach DIN 4227-1 [4227-1]

Die Verankerungslänge l_{ba} beträgt

$$l_{ba} = \frac{F_u}{\sigma_p \cdot A_p} \cdot l_{bp} \quad \left[l = \frac{Z_u}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot l_{ii} \right] \quad (\text{Gl. 2.10})$$

$$\text{mit } F_u = \frac{M_u}{z} + Q_u \cdot \frac{v}{h} \quad (\text{Gl. 2.11})$$

F_u = Zugkraft des Spannglieds im rechnerischen Bruchzustand

M_u = Biegemoment im rechnerischen Bruchzustand

Q_u = Querkraft am Auflager im rechnerischen Bruchzustand

σ_p = $0,75 \cdot f_{p0,02k}$ bzw. $0,55 \cdot f_{pk}$
zulässige Spannstahlspannung gem. Zulassung

A_p = Querschnittsfläche des Spanngliedes (über dem Auflager geführt)

v = Versatzmaß nach DIN 1045 ($v = 1,0 \cdot d$)

Der Anteil $Q_u \cdot \frac{v}{h}$ ist nur zu berücksichtigen, wenn anschließend in der Verankerungslänge Schubrisse vorausgesetzt werden müssen (Überschreitung der oben genannten Grenzwerte).

- b) Der rechnerische Überstand der im Verbund liegenden Spannglieder über die Auflagervorderkante muss die nach Gleichung 2.12 ermittelte Länge l_l einhalten. Bei direkter Lagerung genügt ein Überstand von $2/3 l_l$.

$$l_l = \frac{F_{Au}}{\sigma_p \cdot A_p} \cdot l_{pd} \quad \left[l_l = \frac{Z_{Au}}{\sigma_v \cdot A_v} \cdot l_{ii} \right] \quad (\text{Gl. 2.12})$$

mit $F_{Au} = Q_u \cdot \frac{v}{h}$; am Auflager zu verankernde Zugkraft (Gl. 2.13)

Sofern ein Teil der oben genannten Zugkraft F_{Au} nach DIN 1045 durch Längsbewehrung aus Betonstahl verankert wird, braucht der Überstand der Spannglieder nur für die nicht abgedeckte Restzugkraft $\Delta Z_{Au} = Z_{Au} - A_s \cdot \beta_s$ nachgewiesen zu werden.

2.3.3.4 Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder

Die Mindestbetondeckung c für eine Verankerung der Spannglieder darf nach DIN 4227, Teil 1 [4227-1] folgende Werte nicht unterschreiten:

$$c = 1,5 \cdot d_p \quad \text{für profilierte Drähte und Litzen aus glatten Einzeldrähten}$$

$$c = 2,5 \cdot d_p \quad \text{für gerippte Drähte}$$

Für Leichtbeton sind diese Werte gemäß Teil 4 [4227-4] zu erhöhen:

$$c = 1,8 \cdot d_p \quad \text{für profilierte Drähte und Litzen aus glatten Einzeldrähten bei Verwendung von Leichtbeton gemäß Teil 4}$$

$$c = 3,0 \cdot d_p \quad \text{für gerippte Drähte bei der Verwendung von Leichtbeton gemäß Teil 4}$$

In Bild 2.11 ist der lichte Mindestabstand s zwischen den einzelnen Spanngliedern dargestellt.

Bild 2.11: Spanngliedabstände s nach DIN 4227, Teil 1

DIN 4227, Teil 1 enthält keine Angaben zur Bemessung von selbstverdichtendem Beton. In der Richtlinie [Rili01] ist die Vorspannung explizit ausgeschlossen.

2.3.4 Eurocode 2 – EC 2

2.3.4.1 Übertragungslänge

Die Übertragungslänge l_{bp} wird nach [EC2-1-1] vom Durchmesser, der Art des Spanngliedes, seiner Oberflächenbeschaffenheit, der Betonfestigkeit und dem Verdichtungsgrad des Betons beeinflusst. Die Werte sollten sich auf Versuchsergebnisse oder Erfahrungen mit dem verwendeten Spanngliedtyp stützen. Für Bemessungszwecke ist die Übertragungslänge l_{bp} als ein Mehrfaches des Nenndurchmessers d_s der Litze oder des Drahtes festgelegt:

$$l_{bp} = \beta_b \cdot d_s \quad (\text{Gl. 2.14})$$

Der Beiwert β_b wird nach Tabelle 2.4 gewählt und gilt für Litzen sowie profilierte und gerippte Drähte. Glatte Drähte sind nicht erlaubt.

Betonfestigkeit f_c in N/mm ² bei Spannkrafteinleitung		25	30	35	40	45	50
β_b	Litzen mit $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$	75	70	65	60	55	50
	Profilierte Drähte mit $d_p \leq 12 \text{ mm}$	55	50	45	40	35	30

Tabelle 2.4: Richtwerte β_b nach Eurocode 2, Fassung 1992 [EC2]

$$l_{bpd} = \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot l_{bp} \\ 1,2 \cdot l_{bp} \end{array} \right\} \quad (\text{Gl. 2.15})$$

Der Vorfaktor aus Gl. 2.15 ist jeweils für die betrachtete Wirkung ungünstig anzunehmen und berücksichtigt die Streuung der Übertragungslänge. Wie in DIN 4227, Teil 1 werden auch im EC 2, Teil 1 keine Regelungen für hochfeste Betone getroffen.

2.3.4.2 Eintragungslänge

Die Eintragungslänge $l_{p,eff}$ wird für Rechteckquerschnitte mit geraden, unten liegenden Spanngliedern nach Gl. 2.16 berechnet.

$$l_{p,eff} = \sqrt{l_{pbd}^2 + d^2} \quad (\text{Gl. 2.16})$$

2.3.4.3 Verankerungslänge

Nach EC 2 wird die Verankerung vom Zustand des Verankerungsbereichs (gerissen - ungerissen) beeinflusst. Für die Verankerungslänge l_{ba} gilt in Abhängigkeit von der Zugspannung σ_{ct} unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft P_0

$\sigma_{ct} \leq f_{ct,0,05}$	keine zusätzlichen Nachweise der Verankerung erforderlich
$\sigma_{ct} > f_{ct,0,05}$	Nachweis der Zugkraftdeckung erforderlich. Die aufnehmbare Vorspannkraft F_{px} der Spannglieder wird bestimmt aus Bild 2.12 und Gl. 2.17:

$$F_{px} = \frac{x}{l_{bpd}} \cdot P_0 \leq A_p \cdot \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (\text{Gl. 2.17})$$

Bild 2.12: Aufnehmbare Vorspannkraft F_{px} unter Rissbeeinflussung nach EC2

2.3.4.4 Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder

Die Mindestbetondeckung c für eine Verankerung der Spannglieder soll nach EC 2, Teil 1 folgende Werte nicht unterschreiten:

$$c = 2,0 \cdot d_p \quad \text{für Litzen aus glatten Einzeldrähten}$$

$$c = 1,0 \cdot d_p \quad \text{für gerippte Drähte}$$

Der lichte Mindestabstand s zwischen den einzelnen Spanngliedern nach EC 2 ist in Bild 2.13 dargestellt.

Bild 2.13: Mindestabstand s zwischen den einzelnen Spanngliedern nach EC2

2.3.5 CEB-FIP Model Code 1990

2.3.5.1 Verbundspannung

Der CEB-FIP Model Code 1990 [MC90] ist als „Quelldokument“ für die europäische Normung zu sehen und wird vom Comité Euro-International du Béton (CEB) veröffentlicht. Dadurch, dass in [MC90] aktuelle Forschungsergebnisse und technische Neuerungen einfließen, besitzt er allgemeingültigen Charakter und ist durch seine z. T. theoretische Auslegung primär als Leitfaden für diejenigen anzusehen, die an der Erstellung einschlägiger Normen mitwirken.

Die Verbundspannung f_{bpd} ist im MC 90 nach Gleichung 2.18 definiert:

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (\text{Gl. 2.18})$$

mit	η_{p1}	=	1,4 für gerippte Stäbe
		=	1,2 für 7-drähtige Litzen
	η_{p2}	=	1,0 für: - Spannglieder mit einer Neigung von 45°-90° zur horizontalen während des Betoniervorgangs
			- horizontale Spannglieder die ≤ 250 mm von der Unterkante oder ≥ 300 mm von der Oberfläche im Bauteil positioniert sind
		=	0,7 für alle anderen Fälle
	f_{ctd}	=	$f_{ctk0,05} / 1,50$ Bemessungszugfestigkeit des Betons

Zur Ermittlung der Übertragungslänge ist die Zugfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung anzusetzen und zur Ermittlung der Verankerungslänge die Zugfestigkeit nach 28d.

Mit der Bemessungsverbundspannung f_{bpd} aus Gl. 2.18 ergibt sich die Grundverankerungslänge l_{bp} zu:

$$l_{bp} = \frac{A_{sp}}{d_p \cdot \pi} \cdot \frac{f_{pd}}{f_{bpd}} \quad (\text{Gl. 2.19})$$

mit	f_{pd}	=	$f_{pk} / 1,15$
	f_{pk}	=	Zugfestigkeit des Spannstahls
	$\frac{A_{sp}}{d_p \cdot \pi}$	=	$\frac{d_p}{4}$ für runde Drähte
			$\frac{7}{36} \cdot d_p$ für 7 – drähtige Litzen

2.3.5.2 Übertragungslänge

Die Übertragungslänge l_{bpd} ist durch Gleichung 2.20 definiert:

$$l_{bpd} = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} \cdot l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pd}} \quad [l_{bpt} = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} \cdot l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{pd}}] \quad (\text{Gl. 2.20})$$

mit	α_8	=	1,0	für stufenweise Eintragung der Vorspannung
		=	1,25	für schlagartige Eintragung der Vorspannung
	α_9	=	1,0	beim Nachweis von Momenten- und Querkrafttragfähigkeit
		=	0,5	beim Nachweis von Stirnquerzugspannungen in der Verankerungszone
	α_{10}	=	0,5	für Litzen
		=	0,7	für gerippte Stäbe
	σ_{pi}	=		Spannstahlspannung unmittelbar vor der Spannkrafteinleitung
	f_{pd}	=	$\frac{f_{pk}}{\gamma_p}$	Streckgrenze des Spannstahls f_{pk} reduziert um den Teilsicherheitsbeiwert γ_p

2.3.5.3 Eintragungslänge

Die Eintragungslänge $l_{p,eff}$, ab der sich im Querschnitt eine lineare Spannungsverteilung im Querschnitt infolge der Spannkrafteinleitung einstellt, berechnet sich zu:

$$l_{p,eff} = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpd})^2} > l_{bpd} \quad [l_p = \sqrt{h^2 + (0,6 l_{bpt})^2} > l_{bpt}] \quad (\text{Gl. 2.21})$$

mit h = Bauteilhöhe

Gl. 2.21 ist nur auf Rechteckquerschnitte mit unten liegenden Spanngliedern anwendbar. Für andere Querschnitte können die Eintragungslänge und die jeweilige örtliche Spannungsverteilung in Anlehnung an die Elastizitätstheorie bestimmt werden.

2.3.5.4 Verankerungslänge

Die Verankerungslänge l_{ba} wird im MC 90 wie folgt berechnet:

$$l_{ba} = l_{bpd} + l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pcs}}{f_{pd}} \quad [l_{bpd} = l_{bpt} + l_{bp} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pcs}}{f_{pd}}] \quad (\text{Gl. 2.22})$$

mit σ_{pd} = Spannstahl unter Gebrauchslast ($\sigma_{pd} \leq f_{pd}$)
 σ_{pcs} = Spannstahlspannung nach Abzug aller Verluste aus
 Kriechen, Schwinden und Relaxation des Spannstahles

Hierbei wird, im Gegensatz zu anderen Normen (z.B. DIN 1045-1), keine Rücksicht auf eine eventuelle Rissbildung innerhalb des Verankerungsbereiches genommen. Eine rissfreie Spannkrafteinleitung wird vorausgesetzt. Es wird allerdings angemerkt, dass gegebenenfalls zusätzliche Maßnahmen zu einer sicheren Endverankerung getroffen werden müssen.

2.3.5.5 Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder

Eine rissfreie Eintragung der Spannstahlkraft auf den Beton ist durch die Angabe von Anhaltswerten bezüglich der lichten Mindestabstände s der Spannglieder untereinander im MC 90 geregelt (Bild 2.14):

Bild 2.14: Spanngliedabstände s nach Model Code 90 [MC90]

Falls in der Verankerungszone keine Bügelbewehrung vorgesehen wird, empfiehlt Model Code 90 zur rissfreien Verankerung der Spannglieder eine Mindestbetondeckung in Abhängigkeit der lichten Abstände der Spannglieder untereinander:

für $s \geq 3,0 \cdot d_p$: $c \geq 3,0 \cdot d_p$
 für $s < 3,0 \cdot d_p$: $c \geq 4,0 \cdot d_p$
 mit s lichter Mindestabstand
 c Mindestbetondeckung
 d_p Nenndurchmesser

In [fib00], einem Erweiterungsdokument zum Model Code 90, wird darauf hingewiesen, dass der Verankerungsschlupf bei Verwendung von Leichtbeton höher ist als bei Normalbeton. Dies wird mit der geringeren Zugfestigkeit des Leichtbetons begründet. Diese Bereiche müssen nach [fib00] verstärkt werden. Jedoch werden keine weiteren Angaben zur Art und Ausmaß der Verstärkung gemacht. Der Forschungsbedarf in diesem Bereich wurde damit aufgezeigt.

Selbstverdichtende Betone werden im MC90 nicht näher betrachtet.

2.3.6 ACI 318-02 (American Concrete Institute)

2.3.6.1 Allgemeines

ACI 318-02 [ACI318] ist seit 2002 die zurzeit maßgebende amerikanische Norm im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Sie unterscheidet sich in vielen Details von europäischen Normen. Für die Verankerung von Spanngliedern durch sofortigen Verbund ist im ACI 318-02 die Gleichung 2.23 für Drähte und Litzen angegeben, die die Verankerungslänge l_{ba} definiert. Nachfolgende Gleichungen sind um einen Faktor ergänzt, der die Einheitentransformation in das metrische Größensystem berücksichtigt:

$$l_{ba} = \frac{\sigma_{pm0}}{21} \cdot d_p + \frac{1}{7} (f_{pd} - \sigma_{pm0}) \cdot d_p \quad [l_d = \frac{f_{se}}{3} \cdot d_b + (f_{ps} - f_{se}) \cdot d_b] \quad (\text{Gl. 2.23})$$

mit l_{ba} = Verankerungslänge [mm]

σ_{pm0} = effektive Spannung im Spannglied [N/mm²]

f_{pd} = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Spannstahls dividiert durch einen Sicherheitsbeiwert [N/mm²]

d_p = Nenndurchmesser des Spanngliedes [mm]

Die Verankerungslänge l_{ba} setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Der erste Teil der Gleichung 2.23 beschreibt dabei die Übertragungslänge l_{bp} des Spanngliedes:

$$l_{bp} = \frac{\sigma_{pm0}}{21} \cdot d_p \quad [l_t = \frac{f_{se}}{3} \cdot d_b] \quad (\text{Gl. 2.24})$$

Der zweite Teil der Gleichung 2.23 definiert eine Zusatzlänge, innerhalb derer sich die Spannung im Spannstahl linear bis zum Erreichen der Streckgrenze vergrößert:

$$\frac{1}{7} (f_{pd} - \sigma_{pm0}) \cdot d_p \quad [(f_{ps} - f_{se}) \cdot d_b] \quad (\text{Gl. 2.25})$$

Bild 2.15 verdeutlicht die Zusammenhänge, die mit denen der DIN 1045-1 (Bild 2.9) vergleichbar sind.

Bild 2.15: Idealisierter bilinearer Verlauf der Spannstahlspannungen im Verankerungsbereich von Spanngliedern im sofortigen Verbund nach [ACI318]

Falls eine Rissbildung innerhalb der Übertragungslänge auftritt, so ist die Übertragungslänge auf $50 \cdot d_p$ bei Spanndrahtlitzen und auf $100 \cdot d_p$ bei Spanndrähten zu verlängern.

2.3.6.2 Mindestbetondeckung und lichter Abstand der Spannglieder

Für die Mindestbetondeckung c_{min} für eine Sicherstellung des Verbundes schreibt [ACI318] Werte in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen vor. Eine Abhängigkeit der Betondeckung vom Durchmesser der Spannglieder ist nicht vorgesehen. Der lichte Mindestabstand s zwischen den einzelnen Spanngliedern ist vorgegeben durch:

Spanndrahtlitzen:	s	$\geq$	$4 \cdot d_p$	falls $f'_{ci} \geq 27,5 \text{ N/mm}^2$
	s	$\geq$	25,4 mm	Litzen $\leq 0,5''$
		$\geq$	50,8 mm	Litzen $\geq 0,6''$
Spanndrähte:	s	$\geq$	$5 \cdot d_p$	

2.3.6.3 Modifizierung nach Mitchell und Cook [Mit93]

Gleichung 2.27 stellt eine Modifizierung der Gleichung 2.23 des ACI 318-02 nach Mitchell und Cook [Mit93] dar, welche den Einfluss der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung berücksichtigt.

$$l_{bp} = 0,048 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p \quad [l_t = 0.048 \cdot f_{se} \cdot d_p] \quad \text{für } f_{ck} \leq 31 \text{ MPa (Gl. 2.26)}$$

$$l_{bp} = 0,048 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p \cdot \sqrt{\frac{20}{f_{cmj}}} \quad [l_t = 0.048 \cdot f_{pi} \cdot d_p \cdot \sqrt{\frac{20}{f'_{ci}}}] \quad \text{für } f_{ck} > 31 \text{ MPa (Gl. 2.27)}$$

mit σ_{pm0} = Spannung im Spannstahl direkt nach Spannkrafteinleitung
 f_{cmj} = Zylinderdruckfestigkeit des Betons beim Ablassen

2.4 Rechenansätze aus der Literatur

2.4.1 Messverfahren nach DIBt-Richtlinie

Zur Bestimmung der experimentellen Übertragungslänge $l_{bp,exp}$ wurde in dieser Arbeit das Verfahren nach der Richtlinie des DIBt [DIBt80] angewendet. Die Messungen der Betondehnungen erfolgte mit Setzdehnungsmessmarken (SDM-Messmarken) an den Seitenflächen der Versuchskörper. Die Übertragungslängen ergeben sich nach SDM-Messungen, zu $l_{bp,exp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ wobei die Länge $l_{80\%}$ vom Bauteilende bis zu dem Querschnitt gemessen wird, an dem 80% der Gesamtvorspannkraft bzw. 80% des mittleren Höchstwertes der Betonlängsdehnungen erreicht werden (Bild 2.16).

Bild 2.16: Bestimmung der Übertragungslänge $l_{bp,exp}$ nach [DIBt80]

2.4.2 Die 95%-AMS (Average Maximum Strain) - Messmethode

In [Rus93] wird eine weitere Variante zur Bestimmung der Übertragungslängen beschrieben. Die Auswertung der Messungen unterscheidet sich in der Ablesung der Übertragungslängen gegenüber [DIBt80]. Die Übertragungslängen ergeben sich ebenfalls nach SDM-Messungen, zu $l_{bp,exp} = l_{95\%}$ wobei die Länge $l_{95\%}$ vom Bauteilende bis zu dem Querschnitt gemessen wird, an dem 95% der Gesamtvorspannkraft bzw. 95% des mittleren Höchstwertes der Betonlängsdehnungen erreicht werden (Bild 2.17).

Bild 2.17: Bestimmung der Übertragungslänge $l_{bp,exp}$ nach der AMS-95%-Methode

2.4.3 Untersuchungen von Russel und Burns

Russel und Burns [Rus97] leiten bei ihren Versuchen die Spannkkräfte „schlagartig“ in den Beton ein, indem sie die Litzen mit einem Schneidbrenner durchtrennen. Dies bezeichnen sie als „worst case“ bei der Herstellung. Dadurch kommt es zu einer erheblichen Schädigung des Verbundbereiches, insbesondere auf der aktiv durchtrennten Seite. Betonabplatzungen, Rissbildung und der Verlust einiger Messmarken sind die Folge. In ihrer Schlussfolgerung werden die Unterschiede in den Übertragungslängen von aktiver zu passiver Seite der Spannkrafteinleitung auf 34% beziffert. Desweiteren lautet ihre Empfehlung den ACI 318-02 [ACI318] konservativer zu gestalten und den Faktor 0,048 aus Gl. 2.27 auf 0,0725 zu erhöhen.

$$l_{bp} = 0,0725 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p \quad [l_t = 0.0725 \cdot f_{se} \cdot d_p] \quad \text{für } f_{ck} \leq 31 \text{ MPa (Gl. 2.28)}$$

$$l_{bp} = 0,0725 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p \cdot \sqrt{\frac{20}{f_{cmj}}} \quad [l_t = 0.0725 \cdot f_{pi} \cdot d_p \cdot \sqrt{\frac{20}{f'_{ci}}}] \text{ für } f_{ck} > 31 \text{ MPa (Gl. 2.29)}$$

2.4.4 Übertragungslänge als Funktion des Spannstahlschlupfes

Balázs [Bal93] entwickelte eine nichtlineare Berechnungsmethode entwickelt, um die Übertragungslängen von 7-drähtigen 0,5“-Spannstahllitzen in Beton zu bestimmen. Er bezieht sich dabei auf eine lineare Betrachtung nach Guyon [Guy48], der die Proportionalität von Schlupf s und Spannstahldehnung ϵ_{si} definierte (Bild 2.18).

Bild 2.18: Berechnung der Übertragungslänge l_{bp} aus der gemessenen Litzenschiebung bei Annahme einer konstanten Verbundspannung (links) und linearen Verbundspannung (rechts)

Da der Verlauf der Spannungen innerhalb der Übertragungslänge nicht genau bekannt ist, wird in Bild 2.18 vereinfachend von einer konstanten bzw. linearen Verteilung ausgegangen. So ergibt sich ein mechanischer Bemessungsansatz zu:

$$l_{bp} = \alpha \frac{s}{\epsilon_{pm0}} = \alpha \frac{s \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \quad (\text{Gl. 2.30})$$

mit Angaben nach [Bal93]:

E_p	=	195500 N/mm ²	E-Modul der 0,5“-Spannstahlitze
σ_{pm0}	=	1250 N/mm ²	Spannstahlspannung der 0,5“-Spannstahlitze
α	=	2,0	nach Bild 2.18, links (konstante Verbundspannungsverteilung)
	=	3,0	nach Bild 2.18, rechts (lineare Verbundspannungsverteilung)
s	=	gemessener Spannstahlschlupf an der Bauteilstirnseite [mm]	

Mit Gl. 2.30 werden zwei Varianten unterschieden. Im Bild 2.18, links sind die Verbundspannungen konstant und die Dehnungen des Betons ϵ_c und des Stahles ϵ_p linear veränderlich. Daraus ergibt sich nach Integration der Fläche $\alpha = 2,0$. Im Bild 2.18, rechts verlaufen die Verbundspannungen linear und beide Dehnungen parabolförmig. Nach Integration der Fläche ergibt sich $\alpha = 3,0$. Balázs [Bal93] gibt den Faktor $\alpha = 2,86$ an und [Uij85] bestimmte $\alpha = 2,46$. Für die praktische Anwendungsfälle mit 0,5“-Spannstahlitzen bestimmt Balázs [Bal93] $\alpha = 2,66$.

Weiterhin berücksichtigt [Bal93] eine nichtlineare Verbundspannungsverteilung nach Bild 2.19 sowie die Zylinderdruckfestigkeit in (Gl. 2.31). Auf eine vollständige Herleitung der Gl. 2.31 wird an dieser Stelle verzichtet und auf [Bal93] verwiesen.

Bild 2.19: Nichtlineare Verbundspannungsverteilung nach [Bal93]

$$l_{bp} = \frac{3,47 \cdot \sigma_{pm0}}{\sqrt{f_{cmj}} \cdot \sqrt{s}} \quad \left[l_t = \frac{3,47 \cdot f_{si}}{\sqrt{f'_{ci}} \cdot \sqrt{S}} \right] \quad (\text{Gl. 2.31})$$

$$\begin{aligned} \sigma_{pm0} &= 1250 \text{ N/mm}^2 && \text{Spannstahlspannung der 0,5“-Litzen} \\ s &= \text{Litzenschlupf an der Bauteilstirnseite gemessen [mm]} \\ f_{cmj} &= \text{Zylinderdruckfestigkeit bei Krafteinleitung [N/mm}^2] \end{aligned}$$

Eine Differenzierung des Berechnungsansatzes nach Betonsorten wie Leichtbeton oder selbstverdichtender Beton wird nicht vorgenommen. [Bal93] geht von einem normalfesten Beton mit $f_{cmj} = 40 \text{ N/mm}^2$ aus.

Die Bemessungsansätze nach Gl. 2.30 und 2.31 sind vom Litzenschlupf abhängig, der zur Entwicklung der Bemessungskonzepte unter Laborbedingungen bestimmt wurde. Eine Litzenschlupfmessung würde unter baupraktischen Bedingungen den Produktionsablauf bei der Herstellung von Spannbetonbauteilen zusätzlich erschweren. Andererseits wäre damit eine Verbesserung der Qualitätskontrolle möglich und ist in den Zulassungen für vorgespannte Hohldielen auch explizit vorgeschrieben. Ein weiteres Problem ist das „Vorhersagen“ des zu erwartenden Litzenschlupfs zur Bemessung der Übertragungslänge.

2.4.5 Berechnungsverfahren nach Nitsch

In [Nit01] wird nach einer Parameterstudie ein Verbundgesetz beschrieben (Gl. 2.32). Der Ansatz nach Gl. 2.32 a) gilt für 24 Stunden alten hochfesten Beton mit 0,5“-Spannstahllitzen, Gl. 2.32 b) für 14 Tage alten Beton mit 0,5“-Spannstahllitzen.

$$f_{bp} = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0057 \cdot f_c^{0,7} \cdot s(x)^{0,08}) \cdot f_c \quad (\text{Gl. 2.32a})$$

$$f_{bp} = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0034 \cdot f_c^{0,7} \cdot s(x)^{0,08}) \cdot f_c \quad (\text{Gl. 2.32b})$$

In diesem Ansatz werden die drei Anteile nach Bild 2.3 superponiert, wobei die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ mit negativem Vorzeichen einzusetzen ist. Der Haftverbundanteil wird proportional zur Betonfestigkeit zu $0,039 \cdot f_c$ und der Einfluss des „Hoyer-Effektes“ mit $0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p \cdot f_c$ festgelegt. Der verschiebungsabhängige Anteil der 24h Versuche (Gl. 2.32a) unterscheidet sich um ca. 40% zu den 14d Versuchen (Gl. 2.32b). Als Ursache wird der im Vergleich zur Betonfestigkeit geringere zeitabhängige Zuwachs des E-Modul angesehen. Eine Einarbeitung dieser Ursache in die Gesetze fand nicht statt. Die Betonfestigkeit geht überproportional mit $f_c^{1,7}$ ein.

Diese Verbundgesetze werden jedoch nicht zur Bemessung der Übertragungslängen verwendet. Für die Übertragungslänge l_{bp} wird in [Nit01] die folgende Bemessungsgleichung angegeben:

$$l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{u_p \cdot f_{bp}} \quad [l_{bp} = \alpha_1 \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pm}}{u_p \cdot \tau_b}] \quad (\text{Gl. 2.33})$$

mit: α_l = 1,0 bei stufenweisem Eintragen der Vorspannkraft
= 1,25 bei schlagartigem Eintragen der Vorspannung

A_p = Nennquerschnitt der Litze oder des Drahtes

u_p = wirksamer Verbundumfang
= $1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p}$ bei Litzen
= $\pi \cdot d_p$ bei Drähten

σ_{pm} = Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung

f_b = $\eta_p \cdot f_{cm} / 10$ Verbundspannung (Tabelle 2.5)

f_{cm} = tatsächliche Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei der Spannkraftübertragung

η_p = 1,2 bei Litzen
= 1,6 bei gerippten Drähten

Da die aus [Nit01] gewonnenen Ergebnisse bei der Neufassung der DIN 1045-1 [1045-1] eingegangen sind, entspricht dieses Vorgehen dem aus [1045-1]. Allerdings rechnet DIN 1045-1 mit geringeren Verbundspannungen (Tabelle 2.5).

Zeile	Spalte	1		2	
	Tatsächliche Betondruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung f_{cmj} [N/mm ²] ^{ab}	Verbundspannung f_{bp} in N/mm ²			
		Litzen und profilierte Drähte		gerippte Drähte	
		[1045-1]	[Nit01]	[1045-1]	[Nit01]
1	25	2,9	3,0	3,8	4,0
2	30	3,3	3,6	4,3	4,8
3	35	3,7	4,2	4,8	5,6
4	40	4,0	4,8	5,2	6,4
5	45	4,3	5,4	5,6	7,2
6	50	4,6	6,0	6,0	8,0
7	60	5,0	7,2	6,5	9,6
8	70	5,3	8,4	6,9	11,2
9	80	5,5	9,6	7,2	12,8
10	≥ 90	5,7	10,8	7,4	14,4
a	Zwischenwerte sind linear zu interpolieren				
b	Es gilt der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit (bei Verwendung von Würfeln ist im Verhältnis der Festigkeitsklassen umzurechnen)				

Tabelle 2.5: Vergleich der Verbundspannungen f_{bp} nach [1045-1] und [Nit01]

Ein weiterer Unterschied liegt in der Bestimmung des wirksamen Verbundumfanges. Für 0,5“-Litzen bestimmt [Nit01] nach Gl. 2.32 $u_p = 48,5$ mm, während DIN 1045-1 in Gl. 2.2 $u_p = \pi \cdot d_p = 39,3$ mm wählt. Daraus ergeben sich nach Norm größere Übertragungslängen. Desweiteren weist [Nit01] auf eine unkontrollierte Verlängerung der Übertragungslänge hin, falls es in diesem Bereich zu Sprenggrissbildung kommt. Er empfiehlt Mindestmaße der Betondeckung c und gegenseitigen Abstände s der Litzen, die in Heft 525 des DAfStb [Heft525] übernommen wurden (vgl. Kap. 2.3.2.3).

2.4.6 SSR-Test nach Bruggeling

Bruggeling [Bru01, Bru99, Bru-fib] entwickelte einen SSR-Test (engl. Step by Step Release) zur Bestimmung der Übertragungslänge mit Hilfe von Litzenschlupf-Messdaten und der so genannten Verbundcharakteristik, auch τ - δ -Gesetz (Gl. 2.34) genannt, welches von Rehm [Reh61] hergeleitet wurde.

$$\tau(x) = C \cdot \delta(x)^N \quad (\text{Gl. 2.34})$$

mit τ = Verbundspannung

δ = Verschiebung der Litze relativ zum Beton, Litzenschlupf

C, N = Parameter der Verbundcharakteristik

Diese Methode, deren Eignung im weiteren Verlauf dieser Arbeit überprüft wird, ist besonders bei kurzen Übertragungslängen geeignet, wie z.B. bei hochfesten Betonen. Das Verfahren ist auch für Spannglieder aus Kunststofffasern geeignet. [Bru01] entwickelte einen geschlossenen Berechnungsalgorithmus, der in Bild 2.20 dargestellt ist. Voraussetzung für dieses Verfahren ist eine stufenweise Lasteinleitung mit Litzenschlupfmessung. Eine schlagartige Lasteinleitung wird als schädlich für den Verbund angesehen.

Bild 2.20: Geschlossene Berechnung nach [Bru-fib]

Wird nun der Litzenschlupf zu vordefinierten Einleitungsspannungen (Bild 2.21) gemessen, können über den SSR-Test die Parameter N , C nach Gl. 2.34 bestimmt werden.

Bild 2.21: Beziehung zwischen übertragener Vorspannung und Stirnverschiebung mit Messschritteinteilung [Bru01]

In Tabelle 2.6 ist die Messschritteinteilung für 0,5“-Litzen mit $\sigma_{pm0} = 1350 \text{ N/mm}^2$ nach Bild 2.21 dargestellt.

Schritte		0	1	2	3	4	5	6	7
abgelassene Vorspannung	[%]	0	18	33	48	63	78	93	100
	[N/mm ²]	0	243	445,5	648	850,5	1053	1255,5	1350

Tabelle 2.6: Messschritteinteilung für 0,5“-Spannstahllitzen und $\sigma_{pm0} = 1350 \text{ N/mm}^2$

Mit dem Verbundgesetz aus Gl. 2.34 und den nachfolgend genannten bekannten Größen ist es möglich, den Litzenschlupf zu bestimmen. Folgende Werkstoffgrößen sind dazu notwendig.

- Querschnitt des Spanngliedes A_p
- Durchmesser eines der 7-Drähte d_k hier bei 0,5“ Litze ≈ 4.1 mm
- E-Modul des Spanngliedes E_p
- E-Modul des Betons E_c
- Querschnittsfläche des Betons A_c
- Spannstahlspannung $\sigma_{pm,0}$

Aus Gleichung 2.35 und der Anzahl der Messwerte n ($n = 1, 2, 3, \dots, 7$) wird der Parameter N bestimmt. Den ersten Schritt wählt [Bru99] relativ groß mit 18% Spannkrafteinleitung (engl. Release) und den letzten Schritt mit nur 7%-Differenz (vgl. Tab. 2.6). Dieser erste Schritt wurde aufgrund des starken Anstieges der Verbundspannungen bei geringem Schlupf gewählt, was aus Bild 2.21 ersichtlich ist.

$$N_n = 2 \cdot \frac{\ln \frac{\sigma_{pR,n}}{\sigma_{pR,(n+1)}}}{\ln \frac{\delta_{e,n}}{\delta_{e,(n+1)}}} - 1 \quad (\text{Gl. 2.35})$$

Mit Gl. 2.35 wird N aus dem Mittelwert der N_n -Werte bestimmt. Somit kann nach Gl. 2.36 der Parameter C der Verbundcharakteristik berechnet werden.

$$C_n = \frac{(1+N) \cdot d_k \cdot \sigma_{pR,n}^2}{f \cdot k \cdot \delta_{e,n}^{(1+N)} \cdot E_p} \quad (\text{Gl. 2.36})$$

mit	$f = 1 + \frac{E_p \cdot A_p}{E_c \cdot A_c}$	Baustoffkenngrößen bei Spannkrafteinleitung
d_k	=	d_p
		Durchmesser für Drähte bzw. Durchmesser eines Drahtes einer 7-drähtigen Litze; z.B. $d_p = 4,18$ mm für 0,5“-Litzen
N	=	N_n/n
		Mittelwert aus N_n
$\sigma_{p,Rn}$	=	
		Abgelassene Vorspannung [N/mm²]
$\delta_{e,n}$	=	
		Litzenschlupf an der Stirnseite [mm]
k	=	8
		für Drähte
		24/7
		für siebendräftige Litzen

Die gemessenen Litzenschlupfwerte sollen nach [Bru01] auf drei Nachkommastellen genau bestimmt werden. Zur Bestimmung des Parameters C wird wiederum der Mittelwert der C_n -Werte berechnet. Um den Berechnungsalgorithmus zu schließen, kann die Spannkraftübertragungslänge mit Gl. 2.37 berechnet werden.

$$l_{pt,SSR} = \delta_e \cdot \frac{2 \cdot E_p}{(1-N) \cdot \sigma_{p,R}} \quad (\text{Gl. 2.37})$$

Ein Vorteil dieser Methode liegt in der Überprüfbarkeit der Berechnungsergebnisse über den SSR-Test. Mit den Parametern N und C kann für jeden Schritt n der Litzenschlupf $\delta_{e,n}$ nach Gl. 2.38 zurückgerechnet werden. Liegen diese Werte in einem angemessenen Streubereich so kann das Verbundgesetz verifiziert werden.

$$\delta_{e,n(\text{recalc})} = \left(\frac{(1+N) \cdot d_k \cdot \sigma_{p,Rn}^2}{f \cdot \frac{24}{7} \cdot C \cdot E_p} \right)^{\frac{1}{1+N}} \quad (\text{Gl. 2.38})$$

Die kontinuierliche elektronische Messung des Litzenschlupfes $\delta_{e,n}$ ergibt eine große Anzahl von Messwerten $n \rightarrow \infty$. Eine große Anzahl führt aber nicht zu genaueren Bestimmung des Parameters N , da der Abstand der Schritte n zu $n+1$ sehr klein wird. Daraus lässt sich folgern, dass die Schrittweiten des SSR-Testes nicht beliebig klein gewählt werden dürfen. Die gewählten Schrittweiten sind für eine Bestimmung der Übertragungslängen ausreichend.

2.4.7 Verbundtragverhalten von Rundlitzenseilen in Beton

Wille [Wil03] untersucht das Verbundtragverhalten von einlagigen, nicht vorgespannten, Rundlitzenseilen in Beton. Die rechnerische Erfassung des Verbundverhaltens erfolgt mit Hilfe eines nichtlinearen Ansatzes.

$$\tau_b(x) = (A + B \cdot s(x)^n) \cdot f_c^m \quad (\text{Gl. 2.39})$$

A = Haftspannungen

$B \cdot s(x)^n$ = Scherverbund

m, n = Exponenten zur Kalibrierung der Versuchskurven

Durch modifizierte Pull-Out-Tests nach [RILEM] wurden die Parameter B , n und m bestimmt. Der Parameter A beschreibt die Haftspannungen und wird wegen des geringen Einflusses in diesen Formulierungen vernachlässigt. Die Güte des Haftverbundes hängt nach [Wil03] vom w/z -Wert des Betons ab. Der Scherverbund wird durch den Teilausdruck $B \cdot s(x)^n$ maßgeblich gekennzeichnet.

Die Konstruktion der Seile unterscheidet sich wesentlich von den in dieser Arbeit verwendeten 0,5“-Litzen. In Bild 2.22 werden die Geometrie und der Querschnitt dargestellt.

Bild 2.22: Konstruktion und Querschnitt des Rundlitzenseils [Wil03]

Das in [Wil03] verwendete Standardseil 6x19 nach DIN 3060 besitzt keine Stahlseileinlage SE (Bild 2.22). Beim Betonieren des nicht vorgespannten Seils, dringt Beton in den Kern ein und es entsteht ein neuer Verbundwerkstoff, das Beton durchdrungene Drahtseil. Für das so hergestellte Betondrahtseil wurde anhand von Zugversuchen ein vergrößerter E-Modul des Seils infolge der Betondurchdringung festgestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Geometrie und der Durchdringung mit Beton wurde, abweichend von der untersuchten 0,5“-Litze, der Verbundumfang u_b über einen Ersatzkreisquerschnitt gemäß Gl. 2.41 berechnet.

$$u_b = 1,4 \cdot \pi \cdot d_s \approx 4,398 \cdot d_s \quad \text{Ansatz nach [Tro80]} \quad (\text{Gl. 2.40})$$

$$u_b \approx 2,752 \cdot d_s \quad \text{Drahtseilansatz [Wil03]} \quad (\text{Gl. 2.41})$$

mit d_s = Nenndurchmesser des Seils (Bild 2.22)

[Wil03] stellt abschließend für die untersuchten Betondrahtseile eine Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung auf mit einem nichtlinearen Potenzansatz (Gl. 2.42).

$$\tau_{b,Bds}(x) = 1,55 \cdot 10^7 \cdot s(x)^A \cdot f_c^B \cdot f_R^C \quad (\text{Gl. 2.42})$$

mit $s(x)$ = Verschiebung (Schlupf) an der Stelle x

f_c = Betondruckfestigkeit

f_R = $\frac{\sum A_{Zw,Seil}}{\pi \cdot d_{s,w} \cdot l_s}$ bezogene Rippenfläche (Werte nach Tabelle 2.7)

A = 0,15 Exponent der Einflussfunktion der lokalen Verschiebung

B = 0,75 Exponent der Einflussfunktion der Betonfestigkeit

C = 3,50 Exponent der Einflussfunktion der bezogenen Rippenfläche

Seildurchmesser	d_s	[mm]	8	12	24
wirksamer Seildurchmesser	$d_{s,w}$	[mm]	8,2	12,6	24,9
Seilzwickelfläche	$\Sigma A_{zw,Seil}$	[mm ²]	12,31	26,35	113,46
Schlaglänge	l_s	[mm]	6	78	156
Bezogene Rippenfläche	f_R	[-]	0,0085	0,0090	0,0093

Tabelle 2.7: Werte zur Bestimmung der bezogenen Rippenfläche f_R [Wil03]

Der Faktor f_R in der Beziehung Gl. 2.42 ist der Quotient aus der Seil-Zwickelfläche und der wirksamen Oberfläche. Aufgrund des grundlegend anderen Baustoffes und der anderen Versuchsanordnung wird im Verlauf der Arbeit hierauf nicht weiter auf [Wil03] eingegangen. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird jedoch der Potenzansatz des Verbundverhaltens nach Gl. 2.39 aufgenommen und untersucht.

2.4.8 Verbundverhalten an Leichtbetonträgern

In [Tha02] werden Versuche an mit 0,5“-Litzen vorgespannten Plattenbalken aus Leichtbeton beschrieben. Alle Versuchskörper werden mit einer Rohdichte von $\rho = 1,9 \text{ kg/dm}^3$ und Festigkeiten von 41,4 bzw. 55,2 N/mm² angegeben. Die untersuchten Betone wurden unter Verwendung von Blähton bzw. Blähschiefer als Grobzuschlag, Flusssand als Feinzuschlag sowie Flugasche, Beton-Fließmittel und Verzögerer als Zusatzstoffe hergestellt. Eine Zusammenstellung der Mischungszusammensetzungen ist in Tabelle 2.8 dargestellt.

Mischungszusammensetzung		NSC	LC	
Bezeichnung	Einheiten	NW 6000	LW 6000	LW 8000
Dichte	[kg/dm³]	2,4	1,9	1,9
Zuschläge	-	Kalkstein	Blähton	Blähschiefer
Grobzuschlag	[kg/m³]	1107	749	665
Sand		790	680	610
Flugasche		-	100	187
Zement		306	299	397
Zusatzstoffe				
Stabilisierer	[ml/m³]	470	470	470
Fließmittel		800	1334	2120
w/z -Wert	-	0,48	0,33	0,25

Tabelle 2.8: Mischungszusammensetzung der verwendeten Betone in [Tha02]

Von Thatcher [Tha02] werden folgende drei Verbundmechanismen als maßgebend beschrieben:

- Hoyer-Effekt,
- Adhäsion und
- mechanical interlock.

Der erste Anteil („Hoyer Effekt“) wurde bereits ausführlich erläutert. Die Adhäsion (Haftverbund) wird als chemischer Mechanismus mit einem geringen Stellenwert dargestellt. Der Effekt „mechanical interlock“ tritt nach [Tha02] nur bei verdrehten Litzen auf, da sie nach dem Vorspannen eine Tendenz zum Auffächern besitzen. Dieses Auffächern wird vom umgebenden Beton bei der Spannkrafteinleitung behindert. Diesen Effekt beschreibt auch [Tro80], indem in Analogie zu Rippenstählen eine bezogene Rippenfläche f_R für Litzen hergeleitet wurde (vgl. Bild 2.4).

In den Versuchen wurden die gemessenen Übertragungslängen mit der 95%-AMS-Methode (Kap. 2.4.2) bestimmt und mit Berechnungsmethoden aus dem amerikanischen Raum verglichen. In Tabelle 2.10 werden die gemessenen Übertragungslängen den berechneten gegenübergestellt. Bei den Berechnungen wurden die Versuchsdaten aus Tabelle 2.9 zu Grunde gelegt. Die Einheiten sind auf das internationale Einheitensystem umgerechnet.

Versuchsreihe	Spannstahlspannung		Druckfestigkeit		E-Modul		Rohdichte
	[ksi]	[N/mm ²]	[psi]	[N/mm ²]	[ksi]	[N/mm ²]	[kg/dm ³]
NW 6000	192,8	1330	3849	26,5	4829	33295	2,4
LW 6000	184,4	1270	4902	33,8	2693	18568	1,9
LW 8000	182,8	1260	5563	38,3	2489	17161	1,9

Tabelle 2.9: Betonwerte und Stahlspannungen zu den Versuchszeitpunkten [Tha02]

Literatur	Bemessungsgleichung	Übertragungslänge l_{bp} [cm]		
		NW 6000	LW 6000	LW 8000
[ACI318]	$l_{bp} = \frac{\sigma_{pm0}}{20,7} \cdot d_p$	80,3	76,7	76,1
	$l_{bp} = 5,1 \cdot d_p$	63,8	63,8	63,8
AASHTO Shear Provisions [AAS98]	$l_{bp} = 6,1 \cdot d_p$	76,2	76,2	76,2
Russel & Burns [Rus97]	$l_{bp} = \frac{\sigma_{pm0}}{13,7} \cdot d_p$	121,3	115,9	115,0
Zia & Mostafa [Zia97]	$l_{bp} = 0,16 \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{ct}} \cdot d_p - 11,7$	88,7	63,4	54,1
Buckner [Buc94]	$l_{bp} = \frac{127 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p}{E_{cmj}}$	63,4	108,6	116,5
[Tha02]	Experimentell mit 95%-AMS-Methode	46,3	91,0	87,5

Tabelle 2.10: Vergleich der Übertragungslängen aus verschiedenen Bestimmungsgleichungen mit den experimentell ermittelten Übertragungslängen aus [Tha02]

Für den Normalbeton NW 6000 ($\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$) liegen alle berechneten Übertragungslängen l_{bp} über den experimentell ermittelten Werten [Tha02]. Für die beiden Leichtbeton-Versuchsreihen LW 6000 und LW 8000 sind die experimentell ermittelten Übertragungslängen l_{bp} größer als die berechneten Längen nach [ACI318, AAS98, Zia97] und somit auf der unsicheren Seite. Nur [Rus97, Buc94], beim letzteren unter Verwendung des E-Moduls im Nenner, liegen die Berechnungswerte für die beiden Leichtbeton-Versuchsreihen über den experimentell ermittelten Übertragungslängen in [Tha02]. Thatcher et al. Stellen eine Abhängigkeit vom E-Modul der Betone fest und empfehlen für Leichtbetone eine abgewandelte Form der Gleichung nach Buckner [Buc94] (Gl. 2.43).

$$l_{bp} = \frac{91,4 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p}{E_{cj}} \quad [L_t = \frac{900 \cdot f_{si} \cdot d_d}{E_c}] \quad (\text{Gl. 2.43})$$

σ_{pm0} = 1240 N/mm² (180 ksi) Spannstahlspannung bei Spannkrafteinleitung

d_p = 12,5 mm (0,5“) Nenndurchmesser des Spannstahls

E_{cj} = E-Modul des Betons bei Spannkrafteinleitung

In Gl. 2.43 steht der E-Modul des Betons im Nenner. Für Betone mit hohem E-Modul wie Normalbeton wird somit die Übertragungslänge kleiner. Für Leichtbetone mit - aufgrund ihrer Zuschläge - geringerem E-Modul (Tabelle 2.9) ergeben sich größere Übertragungslängen, wie die Versuchsauswertungen in Tabelle 2.10 zeigt. Eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit den experimentell ermittelten Übertragungslängen in [Tha02] ist in Tabelle 2.11 dargestellt und zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Versuchsreihe	Übertragungslänge [cm]		
	NW 6000	LW 6000	LW 8000
95%-AMS-Messung	46,3	91,0	87,5
Nach Gl. 2.43	45,6	78,3	83,9

Tabelle 2.11: Übertragungslängen nach modifizierten Ansatz von Thatcher et al. [Tha02]

2.5 Zusammenfassung der Verbundmodelle sowie Forschungsbedarf

Zur besseren Vergleichbarkeit werden die verschiedenen Verbundmodelle nochmal einheitlich dargestellt und die Verbundspannungen mit f_{bp} sowie der Litzenschlupf mit s bezeichnet. Alle weiteren Parameter sind der entsprechenden Literatur zu entnehmen.

Model Code 90 [MC90] $f_{bp} = 0,5 \cdot f_{ct,sp}$

DIN 1045-1 [1045-1] $f_{bp} = \eta_p \cdot \frac{f_{cmj}}{10}$

Nitsch [Nit01] $f_{bp} = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0057 \cdot f_c^{0,7} \cdot s^{0,08}) \cdot f_c$

Bruggeling [Bru01] $f_{bp} = C \cdot s^N$

Wille [Wil03] $f_{bp} = (A + B \cdot s^n) \cdot f_c^m$

Thatcher [Tha02] $l_{bp} = \frac{91,4 \cdot \sigma_{pm0} \cdot d_p}{E_{cj}}$

Aus den unterschiedlichen Gleichungen ist die Komplexität des Verbundverhaltens zu erkennen. Während Model Code 90 die Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Spaltzugfestigkeit ermittelt, gibt [1045-1] sie in Abhängigkeit der Betonfestigkeit an. Bruggeling [Bru01] und Nitsch [Nit01] beschreiben die Verbundspannung u.a. mit einem Potenzansatz des Litzenschlupfes und der Betonfestigkeit. [Wil03] fügt noch einen konstanten Anteil zur Beschreibung des Haftverbundes zu, der allerdings einen vernachlässigbaren Beitrag liefert. [Tha02] verwendet einen Ansatz mit dem E-Modul im Nenner zur Berücksichtigung des geringeren E-Moduls von Leichtbeton. Insbesondere nach der neueren Literatur wie [Nit01, Bue08] ist von drei Verbundanteile (Haft-, Querdehnungs- und Verschiebungsanteil) auszugehen.

In keinem Bemessungskonzept sind bisher alle Hochleistungsbetone erfasst. Bisher steht in Deutschland DIN 1045-1 [1045-1] für Normal- und Leichtbetone sowie [Rili03] für selbstverdichtende Betone zur Verfügung. Allerdings sind in DIN 1045-1 nur Leichtbetone bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von 60 N/mm² geregelt. Weiterhin fehlen experimentell abgesicherte Bemessungsregeln zur Spannkrafteinleitung in hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtenden Beton sowie ein einheitliches Bemessungskonzept zur Bestimmung der Übertragungslänge.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

3.1 Versuchsprogramm und Durchführung

3.1.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Verbundverankerungsverhaltens wurden 144 Ausziehversuche an hochfestem Leichtbeton sowie 234 Ausziehversuche an selbstverdichtendem Beton mit vorgespannten Litzen und Drähten durchgeführt. Die Versuchskörper wurden entsprechend [Nit01] in einem horizontalen Prüfraumen mit vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt und geprüft (Bild 3.1). Die so gewonnenen Ergebnisse konnten mit denen an hochfestem Normalbeton [Nit01] verglichen werden.

Aufsicht der Prüfmaschine:

Versuchskörper:

1 Lukas Kolbenpresse (200 kN)	10 Joch zum Absetzen der Spannkraft
2 Zugmessstäbe und kardanische Aufhängung	11 Absetzspindel auf Kugelkalotte
3 Zuggestänge	12 Zugstange
4 Versuchskörper (150×150×150mm)	13 Hauptzugzylinder (2000 kN)
5 Litze	14 Verbundlänge (50 mm)
6 Hohlkraftmessdose	15 PVC-Rohr
7 Prüfraum	16 Elastomerzwischenlage
8 festes Querjoch	17 Kugelrollen
9 bewegliches Spannjo	18 Lastverteilungsplatte
	19 Querjoch

Bild 3.1: Versuchsaufbau der Ausziehversuche im Spannbett [Nit01]

Durch die Anordnung der Versuchskörper ungefähr in der Mitte zwischen den Verankerungen der vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten wurde die Ausziehkraft etwa je zur Hälfte in den vor den Versuchskörper liegenden Abschnitt der Spannstähle und je zur Hälfte in den dahinter liegenden Abschnitt eingeleitet. Hierdurch unterscheidet sich der Versuch grundsätzlich von den üblichen Ausziehversuchen, bei denen nur auf einer Seite gezogen wird (Bild 3.2). Durch den gewählten Versuchsaufbau lassen sich die ungewollten spannungsabhängigen Änderungen der Querpressungen, die beim einseitigen Ziehen entstehen, weitestgehend ausgleichen.

F_b : aufgebrachte Prüflast

a) Versuchsanordnung nach [RILEM]

b) gewählte Versuchsanordnung nach [Nit01]

Bild 3.2: Vergleich der Spannungsverhältnisse im Bereich der Verbundlänge [Nit01]

Unter Voraussetzung eines linearen Spannungsverlaufs im Bereich der Verbundlänge, ergibt sich im Vergleich zu Bild 3.2 a) bei der gewählten Versuchsanordnung nach [Nit01] die mittlere Verbundspannung ohne eine Spannungsänderung des Spannstahls durch die eingeleitete Kraft. Die Verbundspannungen sind hier gleichmäßiger, da am Anfang und Ende der Verbundlänge in etwa gleiche Verschiebungen zu erwarten sind.

Durch zusätzliche Spannungsänderungen im Spannbett kann der Einfluss der Querdehnung direkt gemessen werden, so dass die Ergebnisse direkt auf das spannungsabhängige Verbundverhalten im Bauteil übertragbar sind. Bei den Versuchen mit einer Spannungsänderung der Litzen wurde die Vorspannkraft unmittelbar vor dem Versuch durch den Hauptzugzylinder vermindert und erneut verblockt. Anschließend wurden nacheinander die Ausziehversuche durchgeführt. Bei der Herstellung und Untersuchung im Spannbett entfällt das Umsetzen in eine gesonderte Prüfmaschine. Durch die kardanische Lagerung werden ungewollte Lastexzentrizitäten vermieden.

Die Abmessungen der Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 15 cm wurden entsprechend [RILEM] gewählt (Bild 3.3). Hierbei wurde der Verbund der Litzen bzw. Spanndrähte unmittelbar an der Lasteinleitungsfläche durch ein Hüllrohr unterbunden, um Störungen durch die Lasteinleitung zu verhindern und damit ein wirklichkeitsnahes Verbundverhalten zu erreichen. Die eigentliche Verbundlänge betrug 5,0 cm. Diese Verbundlänge ergab bei den Versuchen in [Nit01] eine wirklichkeitsnähere Verbundspannung als eine größere Verbundlänge von $l_v = 7,5$ cm. Durch die kleinere Verbundlänge ergeben sich geringere Verbundkräfte und die beim Ausziehversuch auftretenden Spannstähle werden weniger stark beeinflusst.

Bild 3.3: Längsschnitt der Versuchskörper [cm]

Um den Einfluss der Betondeckung auf das Rissverhalten zu untersuchen, wird abweichend von [RILEM] der Verbundbereich exzentrisch angeordnet (Bild 3.4). Aufgrund der Anordnung der Verbundlänge unmittelbar an der Stirnfläche des Versuchskörpers entfällt die Rissbehinderung im Bereich der verbundfreien Länge und es ergeben sich wirklichkeitsnahe Aussagen zur Sprengrissbildung. Die untersuchten Betondeckungen der Litzen sind Bild 3.4 zu entnehmen.

Bild 3.4: Querschnitte der Versuchskörper mit unterschiedlichen, auf den Nenn-durchmesser der Litzen ($d_p = 12,5 \text{ mm}$) bezogenen Betondeckungen

3.1.2 Versuchsprogramm

Zur Analyse des Verbundverhaltens bei sofortigem Verbund wurden die Ausziehversuche mit vorgespannten gerippten Spanndrähten $\varnothing 12\text{mm}$ und siebendräftigen 0,5“-Litzen 24 h und 14 d (hochfester Leichtbeton) sowie 24 h, 3 d bzw. 6 d (selbstverdichtender Beton) nach der Herstellung durchgeführt. Um das querpressionsabhängige Verbundverhalten im Einleitungsbereich zu erfassen (Hoyer-Effekt), wurden die Vorspannkraft unmittelbar vor den Versuchen entsprechend der Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett vermindert. Die ersten Untersuchungen an selbstverdichtenden Beton wurden ohne Einleitung der Vorspannkraft durchgeführt, um das bisher unbekannte Verbundverhalten von Spannstahllitzen und Spanndrähten nach 24 h, 3 d bzw. 25 d zu analysieren. Als Betonzusammensetzung wurden für den hochfesten Leichtbeton drei Betonsorten mit unterschiedlichen Festigkeiten und Rohdichten (LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) und für den selbstverdichtenden Beton drei typische

Mischungsentwürfe (Mehlkorntyp mit Flugasche, Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl und Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) ausgewählt. Für jede Parametervariation wurden jeweils drei Versuchskörper vorgesehen. Als maßgebende Parameter wurden die verschiedenen Betonzusammensetzungen, die Betondeckung ($c = 2,0 \cdot d_p$; $c = 3,0 \cdot d_p$ und $c = 5,5 \cdot d_p$; mit d_p = Nenndurchmesser der Litze), das Betonalter, die Spannstahlsorte (0,5“-Litzen bzw. gerippter Spannstahldraht) sowie die Verminderung der Spannkraft (um 0 %; 50 % und knapp 100 %) beim Einleiten der Vorspannung variiert. Eine Übersicht über die 144 Ausziehversuche an hochfestem Leichtbeton und die 234 Ausziehversuche an selbstverdichtendem Beton ist im Anhang A.0 dargestellt.

Um einen direkten Vergleich zu entsprechenden Rüttelbetonen zu erhalten, wurden zu den SVB-Versuchsserien zwei Versuchsserien (NSC 1 und NSC 2) mit normalfesten Rüttelbetonen durchgeführt, die eine ähnliche Festigkeit wie die verwendeten SVB-Betone aufweisen. Desweiteren wurde für die Versuchsserien aus hochfestem Leichtbeton als Referenz eine Versuchsserie HSC 1 mit hochfestem Rüttelbeton durchgeführt, um eine direkte Anbindung an [Nit01] zu ermöglichen. Eine Übersicht über die Ausziehversuche an normal- und hochfestem Rüttelbeton ist ebenfalls im Anhang A dargestellt

3.1.3 Baustoffe

3.1.3.1 Hochfester Leichtbeton (LC)

Es wurden drei Betonsorten entsprechend der Klassifizierung nach DIN 1045-1 hergestellt, die nach Gl. (2.1) als hochfeste Leichtbetone einzustufen sind:

- LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$;
- LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$;
- LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$.

Da die Herstellung von gefügedichtem Hochleistungsleichtbeton im Vergleich zur Herstellung von Normalbeton oder hochfestem Normalbeton aufwändiger ist, war eine Vielzahl von Vorversuchen erforderlich bis die o.g. Betonsorten in Bezug auf Dichte, Festigkeitsentwicklung und Endfestigkeit reproduzierbar hergestellt werden konnten.

Die Herstellung von Leichtbetonen wird im Wesentlichen von der korrekten Wasserzugabe beim Anmischen bzw. der Berücksichtigung der Saugfähigkeit der Leichtzuschläge beeinflusst, was sich entscheidend auf die Verarbeitbarkeit des Betons auswirken kann. Trockene oder nur wenig vorgehängte Zuschläge nehmen einen Teil des Wassers auf, so dass bei Leichtbeton ein wirksamer Wassergehalt definiert werden muss, der die Differenz zwischen der Gesamtwassermenge im Frischbeton und dem durch die Zuschläge bis zum Erstarren des Betons aufgesaugten Wassers bildet. Diese Gesamtwassermenge besteht aus der Summe von Zugabewasser, Kern- und Oberflächenfeuchte der Zuschläge und dem Wasser in Suspensionen und Zusatzstoffen. Der

unter atmosphärischen Bedingungen gemessene Wert für die Wasseraufnahme innerhalb von 30 min. bildet die Grundlage für die Berechnung des wirksamen w/z-Wertes.

Die verwendeten Zusammensetzungen der in der institutseigenen Mischanlage hergestellten hochfesten Leichtbetone zeigt die Tabelle 3.1.

		LC 35/38 - 1,4	LC 55/60 - 1,6	LC 75/85 - 1,8	LC 35/38 B - 1,4	LC 55/60 B - 1,6
Zementsorte		CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R	CEM I 42,5R
Zementgehalt	[kg/m³]	350	450	450	350	450
Silicasuspension		80	80	80	80	80
Zugabewasser		145	185	185	145	185
Natursand Siebl. AB 0/8		–	–	475	–	–
Liapor – Sand K 0/2		–	275	–	–	–
Liapor – Sand K 0/8		450	–	–	–	–
Berwillit Sand 0-4		–	–	–	510	–
Berwillit Sand K 0/2 0/4		–	–	–	–	310
Liapor F 6,5 4/8		475	–	–	–	–
Liapor F 9,5 4/8		–	740	735	–	–
Berwillit 4-8 N		–	–	–	360	–
Berwillit S 4-8		–	–	–	–	500
Fliessmittel		6	6	6	6	6
w/z	[–]	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41

Tabelle 3.1: Zusammensetzung der verwendeten hochfesten Leichtbetone

3.1.3.2 Selbstverdichtender Beton (SCC)

Als Betone wurden drei Mischungsentwürfe (Mehlkorntyp mit Flugasche, Mehlkorn- typ mit Kalksteinmehl und Kombinationstyp mit Stabilisator und Flugasche) ausge- wählt. Da sich ein inertes Mehlkorn anders verhält als ein puzzolanisches, wird hiermit die gesamte Bandbreite von Mehlkorn- typ-SVB weitgehend abgedeckt. Beide Mehl- korntyp-SVB haben eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [DIBt01, DIBt02] und werden in der Praxis eingesetzt [Bra01a, Bra01b]. Zusätzlich kam ein Kombinati- onstyp mit Stabilisator und Flugasche zum Einsatz, der basierend auf den Mehlkorn- typ mit Flugasche entwickelt wurde.

Mehlkorn- typ mit Flugasche

Der verwendete Mehlkorn- typ mit Flugasche erhielt als erster SVB die Zulassung für den Einsatz in einem Fertigteilwerk in Deutschland [DIBt01, Bra01a]. Er erfüllt die Anforderungen der Expositionsklassen XC1 bis XC4 und XF1 bis XF3 nach [1045-2, EN206-1] und entspricht den Festigkeitsklassen C45/55 bzw. B55.

Als stabilisierender Zusatzstoff wird Flugasche eingesetzt, die neben der physikali- schen Füllerwirkung auch ein puzzolanisches Reaktionsvermögen aufweist und somit aktiv zur Festigkeitssteigerung beiträgt. Beim Betonieren wirkt sich die Flugasche aufgrund ihrer kugeligen Kornform sehr günstig auf die Verarbeitbarkeit aus, wie die hohe Fließfähigkeit und die sehr homogene Oberflächenstruktur der Probekörper bele-

gen. Um die Mischung unempfindlicher gegen äußere Einwirkungen wie Temperaturänderungen und Schwankungen der Dosiermengen zu machen, wird als Stabilisierer eine gefällte Kieselsäure verwendet. Die Fließfähigkeit wird durch ein Fließmittel auf Polycarboxylat-Ether-Basis eingestellt. Ein hoher Zementgehalt und die Verwendung eines Portlandkalksteinzementes CEM II/A-LL 42,5 R ergibt sich aus der Anwendung im Fertigteilwerk, die für kurze Umlaufzeiten eine Frühfestigkeit ($f_{cm,24h} \approx 25 \text{ N/mm}^2$) fordert. Als Zuschlag diente eine Gesteinskörnung 0/11,2 mit einem gebrochenen Grobkorn.

Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl

Der verwendete Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl erhielt als erster SVB eine bauaufsichtliche Zulassung für die Verwendung als Transportbeton [DIBt02, Bra01b]. Der zugelassene Beton der Festigkeitsklassen C35/45 bzw. B45 kann bereits auf eine langjährige Anwendung verweisen [Bra01b, Ber01]. Er ist ebenfalls für die Expositionsklassen XC1 bis XC4, XF1, XF3 und XA1 nach [1045-2, EN206-1] sowie als Beton mit hohem Eindringwiderstand (WU-Beton) einsetzbar.

Es kommt als Mehlkorn ein hochwertiges Kalksteinmehl zum Einsatz. Die Konsistenz wird durch einen Betonverflüssiger und ein Fließmittel auf Basis eines Polycarboxylat-Ethers eingestellt. Als Zuschlag wird ein Naturkies mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm verwendet.

Kombinationstyp mit Flugasche

Bei dem Kombinations-Typ handelt es sich um eine Kombination aus Mehlkorn-Typ und Stabilisierer-Typ. Durch die Kombination können die Vorteile der beiden Mischungsentwürfe verbunden werden. Durch die Zugabe des Stabilisierers zum Mehlkorn-Typ wird der SVB weniger anfällig gegenüber Schwankungen in der Siebli nie und der Zuschlagsfeuchtigkeit. Es kam als Stabilisierer das Produkt Murapor M 15 der Firma MC-Bauchemie zum Einsatz, dessen Grundsubstanz ein organisches Biopolymere (Polysaccharide) ist, das das Wasser in ein Gel umwandelt und dem Beton einen guten Zusammenhalt und hohe Viskosität gibt.

Der hier untersuchte Kombinationstyp wurde auf Grundlage des Mehlkorn-Typ mit Flugasche entwickelt, um möglichst ungünstige Verhältnisse abzubilden, da sich in [Heg06] herausstellte, dass dieser insgesamt ein etwas schlechteres Verbundverhalten zeigte als der Mehlkorn-Typ mit Kalksteinmehl.

Die verwendeten SVB-Zusammensetzungen der in der institutseigenen Mischanlage hergestellten selbstverdichtenden Betone sind in Tabelle 3.2 angegeben.

Parameter	Einheit	Gehalt/Wert		
		Flugasche	Kalksteinmehl	Kombinationstyp
CEM I 32,5 R	kg/m³	-	300	-
CEM II/A-LL 42,5 R		300	-	320
Flugasche		270	-	200
Kalksteinmehl		-	270	-
Wasser		153	161	175
Gesteinskörnung		1615	1651	1638
Betonverflüssiger		-	2,25	-
Stabilisierer (gefällte Kieselsäure)		6,0	-	-
Stabilisierer Murapor Stabi M 15		-	-	1,6
Fliessmittel		7,2	2,25	4,2
w/z-Wert	-	0,51	0,55	0,55
w/m-Wert		0,50	-	0,45

Tabelle 3.2: Zusammensetzung der verwendeten selbstverdichtenden Betone

3.1.3.3 Normal- und hochfeste Rüttelbetone (NSC/HSC)

In Tabelle 3.3 sind die Betonzusammensetzungen für den verwendeten hochfesten sowie die beiden verwendeten normalfesten Rüttelbetone angegeben.

Parameter	Einheit	Gehalt/Wert		
		NSC1 (C50/60)	NSC2 (C30/37)	HSC1 (C90/105)
Zement CEM 42,5 R	kg/m³	300	300	-
Zement CEM 52,5 R		-	-	450
Steinkohleflugasche (SFA)		80	80	-
Silikasuspension Elkem MS		-	-	90
Wasser		130	145	76
Gesteinskörnung		1876	1838	1815
Fliessmittel		5,55	5,55	19
Luftgehalt	%	1,5	1,5	1,0
w/z	-	0,45	0,5	0,276
w/(z+0,4*SFA)		0,405	0,45	0,276

Tabelle 3.3: Zusammensetzung der verwendeten normal- und hochfesten Rüttelbetone

3.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Der hochfeste Leichtbeton wurde lagenweise eingebracht und mit Flaschenrüttlern intensiv verdichtet. Die Herstellung der Probekörper aus selbstverdichtendem Beton erfolgte in Anlehnung an DIN 1048 [1048]. Hierfür wurden beim Füllen der Formen abweichend von DIN 1048 [1048] der Beton über eine rd. 0,5 m-lange Rinne, die eine Neigung von rd. 20° aufwies, eingefüllt. Dieses Vorgehen wurde auf Grundlage der Ergebnisse in [Bra02] gewählt. Eine Verdichtung auf dem Rütteltisch oder durch Stochern blieb aus. Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50–60 % in der Institutshalle statt. Die Versuchskörper wurden nach 24 Stunden unmittelbar vor dem Versuch ausgeschalt und

gegebenenfalls bis zum Versuch mit Folie abgedeckt. Es wurde eine maßgenaue, mehrteilige Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet (Bild 3.5).

Bild 3.5: Mehrteilige Holzschalung der Versuchskörper

3.1.5 Ermittlung der Frisch- und Festbetoneigenschaften

Bei jedem Versuch bzw. jeder Mischung wurden zur Ermittlung der Betonfestigkeiten Erhärtungsprüfungen an je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm, je drei Spaltzug- bzw. E-Modulzylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm sowie zwei Biegezugbalken mit den Abmessungen $l/b/h = 70/15/10$ [cm] zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung durchgeführt. Die Prüfkörper wurden unter den gleichen Klimaverhältnissen gelagert wie die Versuchskörper. Für die Güteprüfung nach 28 Tagen wurden je drei Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm entsprechend DIN 1048 [1048] gelagert. Zusätzlich zu den Festbetoneigenschaften wurden beim hochfesten Leichtbeton die Trocken- und Frischbetonrohdsichten nach [1048] ermittelt. Beim selbstverdichtenden Beton wurde zusätzlich das Setzfließmaß s_m und die Setzfließzeit t_{500} nach [Rili03] bestimmt. Dabei wurde der Setztrichter mit der kleineren Öffnung auf die Platte aufgesetzt.

Die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie die Rohdsichten bzw. Frischbetoneigenschaften sind im Anhang A.0 dargestellt.

Als Spannstahlbewehrung wurden kaltgezogene 0,5“-Spanndrahtlitzen ($d_p = 12,5$ mm; St 1570/1770) und vergütete gerippte Spanndrähte $\varnothing 12$ ($d_p = 12,0$ mm; St 1420/1570) gewählt. Eine Zusammenstellung der gemittelten, gemessenen Baustoffkennwerte ist ebenfalls im Anhang A.0 dargestellt.

3.1.6 Messtechnik

Die Verschiebung der Spannstähle (Schlupf) gegenüber dem Betonkörper wurde unmittelbar an der Stirnseite der Versuchskörper mit einem Messhalter erfasst, der mit Stahlschneiden 5 mm vor der Stirnfläche auf dem Spannstahl fixiert wurde, um den Einfluss der Dehnungen des Spannstahls vor dem Versuchskörper aus der Auszieh-

kraft gering zu halten. Die Messung erfolgte durch je zwei induktive Wegaufnehmer im Abstand von 20 mm zur Spanngliedachse. Die Wegaufnehmer wurden im Messhalter symmetrisch zur Spanngliedachse angeordnet, um Bewegungen des Spannstahls quer zur Achse durch Mittelwertbildung ausgleichen zu können und damit die Verschiebung in der Spannstahlachse gegenüber der Stirnfläche zu erfassen (Bild 3.6). Zusätzlich wurde die Rotation durch einen in Querrichtung angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

Bild 3.6: Messanordnung bei den Ausziehversuchen

Die Ausziehkräfte wurden durch zwei Zugmessstäbe aus Rundstahl mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen (DMS) mit einer Messbasis von 6 mm ermittelt (Bild 3.7). Die Zugmessstäbe wurden mit einer Kalibrierung vor und nach den Versuchen geeicht.

Bild 3.7: Zugmessstäbe und kardanische Aufhängung sowie Zuggestänge für die Ausziehversuche

Die Messsignale der induktiven Wegaufnehmer und der Kraftmeseinrichtung wurden während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet.

3.1.7 Belastungsgeschichte

Um den Einfluss der Querdehnung der Spannstähle auf das Verbundverhalten entsprechend der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden die Versuchskörper im Spannbett an Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt und vorgespannt. Die Spannstahlspannung wurde nach DIN 1045-1 zu $\sigma_{po} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ (für die 0,5“-Litzen) bzw. $\sigma_{po} = 1215 \text{ N/mm}^2$ (für die Spanndrähte) gewählt. Dies entspricht einer Vorspannkraft von ca. 125 kN je Litze bzw. ca. 135 kN je Spanndraht. Um den direkten Vergleich zu erhalten, wurden jeweils drei Körper ohne Ablassen der Vorspannkraft, drei nach Ablassen von ca. 50 % der Vorspannkraft um 60 kN und die letzten drei nach Ablassen von knapp 100 % der Vorspannkraft um 110 kN je Litze bzw. 120 kN je Spanndraht nacheinander geprüft. Beim letzten Ablassen wurde auf den Litzen bzw. Spanndrähten eine Restkraft von ca. 15 kN belassen, damit es nicht zu Verwindungen der Litzen bzw. Spanndrähte kommt, wenn die Probekörper über die Litzen bzw. Spanndrähte gezogen werden. Die Belastung der Zugeinrichtung wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe über ein Feinsteuerventil kontinuierlich aufgebracht, bis ein Schlupf von rd. 3 mm erreicht wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug hierbei gemäß [RILEM] 80 N/sec. Dies entspricht einer Verbundspannungszunahme von 0,035 N/(mm²sec) bei den Litzen bzw. 0,042 N/(mm²sec) bei den Spanndrähten. Nach Erreichen des angestrebten Endwertes der Verschiebung von rd. 3 mm wurde die Belastung durch Öffnen des Ventils schnell heruntergefahren.

3.2 Versuchsergebnisse und Auswertung

3.2.1 Allgemeines

Die aus den während der Versuchsdurchführung kontinuierlich aufgenommenen Messwerten ermittelten Ergebnisse werden im Folgenden exemplarisch dargestellt. Zum einen werden die wesentlichen Verbundkräfte und -spannungen bei unterschiedlichen Verschiebungswegen ermittelt. Zum anderen werden die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für je drei Einzelversuche mit gleichen Parametern in jeweils einem Diagramm zusammengefasst. In den Diagrammen ist die Verbundkraft über eine Verschiebung von 1,5 mm zwischen Litze und Beton aufgetragen. Hiermit wird der maßgebende Verschiebungsbereich bei der Spannkrafteinleitung erfasst. Eine vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang A.2.

Zur Bestimmung der Verbundspannungen wird eine gegenüber den Versuchsabmessungen um 2 mm reduzierte Verbundlänge $l_{b,eff} = 48 \text{ mm}$ angesetzt. Dies ergibt sich aus dem beobachteten Ausbruchkegel im Übergang zum verbundfreien Bereich des Spannstahls. Der wirksame Umfang u_b der untersuchten 0,5“-Litzen wird gemäß Gleichung (3.1) nach [Tro80] bzw. Gleichung (3.2) nach DIN 1045-1 [1045-1] und nach Gleichung (3.3) für die Spanndrähte $\varnothing 12 \text{ mm}$ ermittelt:

$$u_{b,Litzen} = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p} = 48,6 \text{ mm} \quad (3.1)$$

$$u_{b,Litzen,DIN} = \pi \cdot d_p = 38,9 \text{ mm} \quad (3.2)$$

$$u_{b,Drähte} = 2 \cdot \pi \cdot r = 37,7 \text{ mm} . \quad (3.3)$$

Für die Auswertung des Einflusses unterschiedlicher Betonzusammensetzungen wird die Verbundspannung f_b auf die Druckfestigkeit f_{cm} des Betons bezogen. Hiermit berechnet sich die bezogene Verbundspannung zu

$$f_b / f_{cm} = \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff} \cdot f_{cm}} \quad (3.4)$$

3.2.2 Versuche an hochfestem Leichtbeton

3.2.2.1 Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen

In Tabelle 3.4 werden die aus jeweils drei Versuchskörpern gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei ausgewählten Verschiebungen s angegeben, die bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn um 0%, 50% bzw. 100% gemessen wurden. Hierbei wurden die Verbundspannungen in Anlehnung an [Tro80] bei einem Schlupf von $s = 0,1 \text{ mm}$ und $s = 0,5 \text{ mm}$ gewählt. Zur Beurteilung des Verbundverhaltens bezuglich der Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann von einer zulässigen Rissbreite von $w = 0,2 \text{ mm}$ (d.h. $s = 0,1 \text{ mm}$ je Seite) ausgegangen werden. Für die Festlegung der im Grenzzustand der Tragfähigkeit ansetzbaren Verbundfestigkeiten wird ein Verschiebungsweg von $s = 0,5 \text{ mm}$ angenommen, der einem Rissbild von fünf Rissen pro Meter Balkenlänge mit einer Rissbreite von je $w = 1,0 \text{ mm}$ entspricht. Dieses Gedankenmodell wird nach [Tro80] häufig zur Erläuterung des kritischen Grenzzustandes von 5 ‰ Betondehnung in Höhe der Spanngliedachse verwendet. Die Verbundkräfte und -spannungen für weitere Verschiebungswerte sind im Anhang A.1 zusammengestellt. Hierbei werden nur die Versuchsserien mit einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ berücksichtigt.

Serie	Betonart	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{lcm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,1$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{lcm}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{lcm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{lcm}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{lcm}}$
LC 1	LC 55/60-1,6 (14d, Litze)	0%	70,7	10,46	4,49	0,06	0,53	8,00	3,44	0,05	0,41
		50%		15,16	6,52	0,09	0,78	15,28	6,57	0,09	0,78
		100%		17,40	7,48	0,11	0,89	15,55	6,68	0,09	0,79
LC 2	LC 75/85-1,8 (14d, Litze)	0%	93,4	11,49	4,94	0,05	0,51	12,56	5,40	0,06	0,56
		50%		10,97	4,71	0,05	0,49	16,24	6,98	0,07	0,72
		100%		25,51	10,96	0,12	1,13	18,17	7,81	0,08	0,81
LC 3	LC 35/38-1,4 (14d, Litze)	0%	53,3	10,70	4,60	0,09	0,63	8,68	3,73	0,07	0,51
		50%		17,34	7,45	0,14	1,02	11,18	4,80	0,09	0,66
		100%		17,90	7,69	0,14	1,05	11,78	5,06	0,10	0,69
LC 4	LC 55/60-1,6 (24h, Litze)	0%	36,2	7,98	3,43	0,09	0,57	9,27	3,98	0,11	0,66
		50%		13,57	5,83	0,16	0,97	12,63	5,43	0,15	0,90
		100%		17,32	7,45	0,21	1,24	16,21	6,97	0,19	1,16
LC 5	LC 75/85-1,8 (24h, Litze)	0%	50,4	17,76	7,63	0,15	1,07	19,95	8,57	0,17	1,21
		50%		21,06	9,05	0,18	1,27	22,13	9,51	0,19	1,34
		100%		26,48	11,38	0,23	1,60	26,22	11,27	0,22	1,59
LC 6	LC 35/38B-1,4 (14d, Litze)	0%	57,6	16,61	7,14	0,12	0,94	14,92	6,41	0,11	0,84
		50%		20,58	8,84	0,15	1,17	16,81	7,23	0,13	0,95
		100%		22,44	9,64	0,17	1,27	17,83	7,66	0,13	1,01
LC 7	LC 75/85-1,8 (14d, Draht)	0%	77,9	10,39	5,74	0,07	0,65	28,30	15,64	0,20	1,77
		50%		19,70	10,88	0,14	1,23	38,39	21,22	0,27	2,40
		100%		22,75	12,57	0,16	1,42	31,50	17,41	0,22	1,97
LC 8	LC 55/60-1,6 (14d, Draht)	0%	68,6	25,37	14,02	0,20	1,69	25,69	14,19	0,21	1,71
		50%		21,08	11,65	0,17	1,41	25,41	14,04	0,20	1,70
		100%		25,27	13,97	0,20	1,69	32,70	18,07	0,26	2,18
LC 9	LC 55/60-1,6 (24h, Draht)	0%	35,7	10,95	6,05	0,17	1,01	18,84	10,41	0,29	1,74
		50%		14,04	7,76	0,22	1,30	19,95	11,02	0,31	1,85
		100%		17,01	9,40	0,26	1,57	21,76	12,02	0,34	2,01
LC 10	LC 35/38B-1,4 (14d, Draht)	0%	46,2	14,82	8,19	0,18	1,20	21,66	11,97	0,26	1,76
		50%		20,79	11,49	0,25	1,69	26,51	14,65	0,32	2,16
		100%		21,37	11,81	0,26	1,74	26,70	14,76	0,32	2,17
LC 11	LC 35/38-1,4 (14d, Draht)	0%	47,9	12,91	7,13	0,15	1,03	21,21	11,72	0,24	1,69
		50%		15,74	8,70	0,18	1,26	22,60	12,49	0,26	1,80
		100%		16,98	9,38	0,20	1,36	21,09	11,65	0,24	1,68
LC 12	LC 35/38-1,4 (24h, Litze)	0%	24,2	5,38	2,31	0,10	0,47	5,77	2,48	0,10	0,50
		50%		7,33	3,15	0,13	0,64	6,81	2,93	0,12	0,59
		100%		11,19	4,81	0,20	0,98	10,37	4,46	0,18	0,91
LC 13	LC 35/38B-1,4 (24h, Litze)	0%	23,7	7,28	3,13	0,13	0,64	8,15	3,50	0,15	0,72
		50%		8,46	3,63	0,15	0,75	8,50	3,65	0,15	0,75
		100%		10,23	4,40	0,19	0,90	9,54	4,10	0,17	0,84
HSC 1	C 90/105-2,4 (14d, Litze)	0%	100,6	25,15	10,81	0,11	1,08	30,39	13,06	0,13	1,30
		50%		39,34	16,91	0,17	1,69	42,43	18,23	0,18	1,82
		100%		49,48	21,26	0,21	2,12	49,66	21,34	0,21	2,13

Tabelle 3.4: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

3.2.2.2 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten

Einfluss der Querdehnungen

Nachfolgend sind beispielhaft für den Einfluss einer Verminderung der Vorspannkraft - entsprechend den Verhältnissen im Spannkrafteinleitungsbereich - die Ergebnisse der Serie LC 1 mit 0,5“-Litzen dargestellt (Bild 3.8).

Bild 3.8: Serie LC 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 55/60;
 $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5“-Litzen nach 14 d

Die Änderung der Litzenkraft vor dem Versuch um 110 kN (fast 100%) bewirkt hier näherungsweise eine Verdoppelung der Verbundkraft. Da bei Litzen der Reibverbund für die Übertragung der Verbundkraft maßgebend ist, führt die beim Ablassen der Litzen auftretenden Querdehnungsbehinderung zu einer Erhöhung der Reibungskraft zwischen Litzen und Betonmatrix und somit zu einer signifikanten Erhöhung der übertragbaren Verbundkraft. Die in den Serien mit Litzen (vgl. Anhang A.2) ermittelten Verbundkräfte nach dem Ablassen der Litzenkraft vor Versuchsbeginn lagen zwischen dem 1,5- bis 2,4-fachen des Wertes ohne Änderung der Spannkraft. Der Einfluss des Ablassens auf die Änderung der Verbundkraft wird von den Parametern Festigkeit f_{lcm} , Rohdichte ρ und E-Modul E_{cm} bestimmt, wobei der E-Modul etwa linear von der Rohdichte abhängt (Bild 3.9).

Bild 3.9: Verhältnis E-Modul zu Rohdichte von Leichtbeton mit Berwilit (Blähschiefer) und Liapor (Blähton)

Bei gerippten Spanndrähten, bei denen – im Gegensatz zu den Litzen - der Scherverbund der wesentliche Verbundmechanismus ist, wurde nur ein geringer Einfluss der Querdehnungen über den Reibungsverbund beobachtet. Lediglich im Anfangsschlupfbereich wurde eine grössere Verbundkraft festgestellt. Bild 3.10 zeigt die Ergebnisse der Serie LC 9 mit geripptem Spanndraht $\varnothing$ 12mm mit und ohne Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuch.

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN vor Versuchsbeginn

Bild 3.10: Serie LC 9, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit geripptem Spanndraht $\varnothing$ 12mm nach 24 h

Der Vergleich der Versuche mit einer Abminderung der Vorspannkraft zeigt für Litzen und Spanndrähte bei kleinen Verschiebungen bis 0,15 mm Verbundkräfte in gleicher Größenordnung. Auf Grund des stark verschiebungsabhängigen Verbundverhaltens der gerippten Drähte ergeben sich für diese mit wachsender Verschiebung deutlich größere übertragbare Verbundkräfte. Somit kann trotz einer um 9 % größeren zulässigen Vorspannkraft im Spannbett [DIN 1045-1] bei gerippten Drähten eine kürzere Übertragungslänge der zulässigen Vorspannkraft als bei Litzen erwartet werden.

Vergleich mit hochfestem Beton

Einen Vergleich von hochfestem Leichtbeton mit hochfestem Normalbeton zeigt Bild 3.11. Die Serie LC 2 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lcm} = 93,4 \text{ N/mm}^2$) wird einer Serie nach [Nit01] ($f_{cm} = 92,9 \text{ N/mm}^2$) gegenübergestellt, alle anderen Randbedingungen sind gleich ($c = 5,5 \cdot d_p$; Litzen; $t = 14 \text{ d}$; $l_b = 50 \text{ mm}$).

LC 75/85, 0 kN eingeleitete Spannkraft

M 105 K, 0 kN eingeleitete Spannkraft [Nit01]

LC 75/85, 60 kN eingeleitete Spannkraft

M 105 K, 60 kN eingeleitete Spannkraft [Nit01]

LC 75/85, 110 kN eingeleitete Spannkraft

M 105 K, 110 kN eingeleitete Spannkraft [Nit01]

Bild 3.11: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für einen hochfesten Leichtbeton (Serie LC 2: LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lcm} = 93,4 \text{ N/mm}^2$) und hochfesten Rüttelbeton nach [Nit01] ($f_{cm} = 92,9 \text{ N/mm}^2$) mit 0,5“-Litzen nach 14 d

Bei den Versuchen an Leichtbeton mit Litzen trat nach Überwindung des Haftverbundes ein in den bisherigen durchgeführten Untersuchungen an Normalbeton [Nit01], nicht festgestellter „treppenförmiger“ Verlauf auf. Auswirkungen aus einem fehlerhaften Versuchsaufbau und unzureichender Vorbereitung der Litzen beim Einbau können aufgrund des Vergleiches mit der Serie HSC 1 an hochfestem Normalbeton ausgeschlossen werden. Nach Überwindung des Haftverbundes wurde das bekannte starrplastische Verbundverhalten beobachtet. Eine Ursache kann im spröden Verhalten der Zuschlagskörner liegen. Durch die Verbundbeanspruchung reißen die Zuschlagskörner

auf und die Litze rutscht durch bis ein neuer Gleichgewichtszustand gefunden wird. Bei höheren lokalen Verbundfestigkeiten ist das System dann in der Lage, neue Kräfte aufzunehmen.

In Bezug auf die eingeleitete Spannkraft ist zu erkennen, dass die relative Verbundkraftzunahme bei beiden Betonen gleich ist. Der hochfeste Normalbeton nimmt etwa die doppelte Verbundkraft des hochfesten Leichtbetons bei gleicher Druckfestigkeit auf. Die Ergebnisse nach [Nit01] wurden durch eine eigene „Vergleichs“-Serie HSC 1 mit einem hochfestem Normalbeton C 90/105 bestätigt (vgl. Anhang A.2, Bild A2.17). Danach beeinflusst die geringere Rohdichte und somit auch die geringere Steifigkeit bzw. die elastische Verformbarkeit des Betons den Verbundmechanismus maßgeblich und es sind größere Übertragungslängen als beim Normalbeton zu erwarten.

Da die Verbundfestigkeit in DIN 1045-1 über eine Betonzugfestigkeit bestimmt wird, berücksichtigt DIN 1045-1 den Einfluss der Rohdichte bei der Ermittlung der Übertragungslänge mit dem Reduktionsfaktor der Zugfestigkeit, dem Beiwert η_I ,

$$\begin{aligned}\eta_I &= 1,0 && \text{für Normalbeton} \\ &= 0,4 + 0,6 (\rho/2200) && \text{für Leichtbeton, mit } \rho \text{ in kg/m}^3\end{aligned}\tag{3.5}$$

Für den hier verwendeten Leichtbeton ergibt sich:

$$\eta_I = 0,4 + 0,6 (1800/2200) = 0,89$$

Da im Vergleich zwischen hochfestem Leichtbeton und Normalbeton nach Bild 3.11 eine Halbierung der übertragbaren Verbundkräfte ermittelt wurde, wird nachfolgend ein verbesserter Ansatz vorgestellt. Dieser basiert auf der Überlegung, dass die geringere Steifigkeit bzw. die elastische Verformbarkeit des Betons den Verbundmechanismus beeinflusst. Aus diesem Grund wird der Beiwert η_E ,

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \text{mit } \rho \text{ in kg/m}^3\tag{3.6}$$

der in DIN 1045-1 zur Reduzierung des E-Moduls angesetzt wird, untersucht. Für den verwendeten hochfesten Leichtbeton ergibt sich:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 = \left(\frac{1800}{2200} \right)^2 = 0,67$$

Diese Abminderung bildet die Verringerung der übertragbaren Verbundkraft eines hochfesten Leichtbeton im Vergleich zu einem hochfesten Normalbeton besser ab.

Einfluss der Betonfestigkeit/Rohdichte

Nachfolgend sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die 0,5“-Litze in einem LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und einem LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ bei einem Betonalter von 14 Tagen ohne Änderung der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn gegenübergestellt (Bild 3.12).

a) Serie LC 3; LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$;
 $f_{lcm} = 53,3 \text{ N/mm}^2$

b) Serie LC 2; LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$;
 $f_{lcm} = 93,4 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.12: Einfluss der Betonfestigkeit/Rohdichte auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie LC 3 (LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$) und Serie LC 2 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) mit 0,5“-Litzen ohne Änderung der Litzenkraft nach 14 d

Es ist zu erkennen, dass die Verbundkräfte nicht proportional zur Betonfestigkeit ansteigen. Dies gilt auch bei Änderung der Litzenkraft vor Versuchsbeginn (vgl. Anhang A.2). Da bei den verwendeten Betonen sowohl Betonfestigkeit als auch die Rohdichte variiert wurden, besteht zum Einfluss der Festigkeit in Kombination mit der Rohdichte weiterer Forschungsbedarf, bei denen bei einer konstanten Betonfestigkeit z.B. die Trockenrohichte variiert wird. Dies konnte im Zuge dieser Arbeit leider nicht näher untersucht werden.

Einfluss des Betonalters

Im Bild 3.13 sind die 14 d- und 24 h-Versuche für einen LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5“-Litzen dargestellt.

14 d, 0 kN eingeleitete Spannkraft

24 h, 0 kN eingeleitete Spannkraft

14 d, 60 kN eingeleitete Spannkraft

24 h, 60 kN eingeleitete Spannkraft

14 d, 110 kN eingeleitete Spannkraft

24 h, 110 kN eingeleitete Spannkraft

Bild 3.13: Vergleich der Verbundkräfte nach 14 Tagen (links, Serie LC 1, $f_{lcm} = 70,7 \text{ N/mm}^2$) und nach 24 Stunden (rechts, Serie LC 4, $f_{lcm} = 36,2 \text{ N/mm}^2$) für einen LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5“-Litzen

Das Betonalter (24 Stunden oder 14 Tage) beeinflusst die Verbundkräfte bei einem LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (Bild 3.13) und einem LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (vgl. Anhang A; Serien LC 2 und LC 5) mit 0,5“-Litzen - anders als bei hochfestem Normalbeton [Nit01] - nicht entsprechend der Festigkeitsentwicklung. So sind nach 24 Stunden erst bis zu ca. 50 % der 14-Tage-Festigkeit erreicht worden, jedoch sind die aufnehmbaren Verbundkräfte nach 24 Stunden teilweise genauso groß wie nach 14 Tagen. Dies gilt sowohl ohne Änderung als auch mit Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuch. Eine Erklärung könnte die zeitliche Festigkeitsentwicklung für die Zugfestigkeit und des Elastizitätsmodul von hochfestem Leichtbeton sein, die im Zuge dieser Arbeit nicht näher untersucht wurde.

Demgegenüber beeinflusst das Betonalter die Verbundkräfte für einen LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ wie bei hochfestem Normalbeton [Nit01] entsprechend der Festigkeitsentwicklung (Bild 3.14).

Bild 3.14: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der 14 d-Versuche (links) und der 24 h-Versuche (rechts) für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5“-Litzen und Liapor (oben) bzw. Berwilit (unten) als Zuschlag bei Änderung der Vorspannkraft um 60 kN

Einfluss der verwendeten Zuschläge

In Bild 3.15 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die 0,5“-Litze in einem LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit Blähton (Liapor) bzw. Blähschiefer (Berwilit) als Zuschlag nach 24 Stunden gegenübergestellt.

mit Liapor, 0 kN eingeleitete Spannkraft

mit Berwilit, 0 kN eingeleitete Spannkraft

mit Liapor, 60 kN eingeleitete Spannkraft

mit Berwilit, 60 kN eingeleitete Spannkraft

mit Liapor, 110 kN eingeleitete Spannkraft

mit Berwilit, 110 kN eingeleitete Spannkraft

Bild 3.15: Einfluss der verwendeten Zuschläge auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ mit 0,5“-Litzen nach 24 h (Serie LC 12: Liapor, $f_{lcm} = 24,2 \text{ N/mm}^2$ und Serie LC 13: Berwilit, $f_{lcm} = 23,7 \text{ N/mm}^2$)

Es ist zu erkennen, dass die Verbundkräfte ohne Verminderung der Vorspannkraft bei den Betonsorten mit Blähschiefer (Berwilit) geringfügig größer sind als mit Blähton (Liapor). Dies ist auf eine größere Grundreibung der Berwilit-Zuschläge im Vergleich zu den Liapor-Zuschlägen zurückzuführen. Dafür ist beim Liapor-Zuschlag ein größerer Anstieg der Verbundkräfte bei Änderung der Vorspannkraft gegenüber dem Berwilit-Zuschlag festzustellen, was wiederum einen stärkeren Einfluss des querdehnungsabhängigen Verbundverhaltens aufzeigt.

Einfluss der Betondeckung

Bild 3.16 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für unterschiedliche Betondeckungen gemäß Bild 3.4.

Bild 3.16: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie LC 16 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $f_{lcm} = 71,0 \text{ N/mm}^2$) mit 0,5“-Litzen nach 14 d

Die Versuche ohne eine vorherige Kraftänderung der Litzen lassen einen signifikanten Einfluss der größeren Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ gegenüber den kleineren Betondeckungen erkennen. Demgegenüber sind nach einer Änderung der Litzenkraft in fast allen Fällen (vgl. Anhang A.2) bei einer Betondeckung von $c = 3 \cdot d_p$ teilweise deutlich größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ ermittelt worden, was sich mit den Ergebnissen mit Normalbeton [Nit01] deckt.

Bei den gerippten Spanndrähten ist wie bei hochfestem Normalbeton [Nit01] eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ nicht ausreichend, um eine Sprenggrissbildung (vgl. Bild 3.17) zu verhindern.

Bild 3.17: Rissbild eines Versuchskörpers mit geripptem Spannstahl

Unabhängig von der Änderung der Vorspannkraft und der Betonrezeptur kam es bei allen 14-Tagen-Versuchskörpern zum Versagen infolge Sprenggrissbildung. Bei Serie LC 9 wurde das Verhalten nach 24 Stunden für Spanndrähte untersucht, auch hier wurde eine Sprenggrissbildung in vier von neun Versuchskörpern festgestellt.

3.2.2.3 Ermittlung eines eigenen Verbundgesetzes

Für die Bestimmung eines allgemeingültigen Verbundgesetzes müssen die Einflüsse aus Betonfestigkeit, Betonalter, Zuschläge und Querdehnung der Spannstähle (Hoyer-effekt) berücksichtigt werden. Bei den Leichtbetonversuchen besteht kein direkter proportionaler Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Haftverbund (Bild 3.12). Dieser wurde aber bei den meisten Verbundmodellen durch Einführung des Faktors der Betonfestigkeit f_c zu Grunde gelegt (vgl. Kap. 2.4). Somit gilt es, den Einfluss der Rohdichte noch näher zu betrachten. In [Plä80] wird für den „Hoyer-Effekt“ nicht primär die Festigkeit sondern der E-Modul des Betons als maßgebend angesehen. [Tha02] setzte zur Bestimmung der Übertragungslänge für Leichtbeton (Gl. 2.43) den E-Modul in den Nenner seiner Gleichungen. Die Einflussgröße des E-Moduls wird hier ebenfalls explizit bei der Entwicklung eines allgemeingültigen Verbundgesetzes für Hochleistungsbetone zusätzlich zur Betondruckfestigkeit berücksichtigt.

In Kap. 3.2.2.2 wurde bereits auf den annähernd linearen Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Rohdichte des Leichtbetons hingewiesen (Bild 3.9). Nachfolgend wird der Zusammenhang mit der Verbundspannung für die Leichtbetone mit Berwilit- und Liapor- bzw. Blähschiefer- und Blähtonzuschlag näher untersucht.

Zunächst wird das Verbundgesetz nach [Nit01] betrachtet, das aus drei Anteilen entsprechend Bild 2.3 bzw. Kap. 2.4.6 besteht. Nach einigen Vereinfachungen ergibt sich schließlich Gl. 3.7. Die Parameter α , β , C_i^* , werden durch Variation in einer Parameterstudie bestimmt. Dabei wurde der E-Modul nach [Tha02] im Nenner als zusätzlicher Faktor für Leichtbeton berücksichtigt:

$$f_{bp} = f_{cm,j} \left(C_1^* \frac{1000}{E_{cmj}} + C_2^* \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{3 \cdot E_{cmj}} + C_3^* \cdot f_{cm,j}^\alpha \cdot s^\beta \right) \quad (\text{Gl. 3.7})$$

mit:	$f_{cm,j}$	=	Zylinderdruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung
	E_{cmj}	=	E-Modul des Betons bei der Spannkrafteinleitung
	$\Delta\sigma_p$	=	Eingeleitete Spannstahlspannung
	$s(x)$	=	Litzenschlupf
	α, β	=	Exponent zur Beschreibung des verschiebungsabhängigen Anteils der Verbundspannungen
	C_i^*	=	Konstante Faktoren für die drei Verbundanteile

Zur Bestimmung der Parameter C_1^* bis C_3^* und α wurde eine Datenbank für alle untersuchten Versuchsserien erstellt. Darin sind alle relevanten Eigenschaften von Beton und Spannstahl sowie die aus den Versuchen gemessenen Verbundkraft-Verschiebungs-Beziehungen dargestellt und durch Anpassung an die Versuchsmesskurven (curve fitting) bestimmt [Sch06].

In der Parameterstudie wurde eine Abhängigkeit der Verbundfestigkeit f_{bp} sowohl mit der Zylinderdruckfestigkeit f_{cmj} als auch mit dem E-Modul E_{cmj} festgestellt. Der direkte Einfluss der Druckfestigkeit des Betons wurde u.a. in [Nit01] bereits erörtert. Die Exponenten α und β , die zur Beschreibung des verschiebungsabhängigen Anteiles des Verbundes dienen ergeben sich nach Auswertung der Datenbank wie folgt:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,8 && \text{für 0,5"-Litzen} \\ &0,2 && \text{für 12mm-Draht} \\ \beta &= 0,1 && \text{für 0,5"-Litzen} \\ &0,4 && \text{für 12mm-Draht} \end{aligned}$$

Der Einfluss des Exponenten β auf den verschiebungsabhängigen Verbundanteil ist beispielhaft in Bild 3.18 dargestellt. Damit kann eine hinreichend genaue Abbildung des Verschiebungsanteiles der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung erzielt werden, in dem der zunächst stark ansteigende Verlauf der Verbundspannung berücksichtigt wird.

Bild 3.18: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Litzen und Drähten

Bei der weiteren Kalibrierung wurden der Haftverbund und der Reibungsanteil betrachtet. Diese Verbundkraft-Schlupf-Betrachtung geschieht zunächst ohne Berücksichtigung der Spannkrafteinleitung $\Delta\sigma_p$. Mit den Parametern C_1^* und C_3^* wurde die Gleichung 3.7 über die Versuchskurven soweit kalibriert, dass der Beginn des Schlupfes gut getroffen wird. Anschließend wurde der querdehnungsabhängige Anteil C_2 kalibriert. Dazu dienten die Verbundkraft-Verschiebungs-Beziehungen, in denen eine Spannkraftänderung $\Delta\sigma_p$ von 50% und ca. 100% vorgenommen wurde. Abschliessend wurden noch der Einfluss der unterschiedlichen Versuchszeitpunkte bzw. die beiden Spannstähle betrachtet. Durch diese Kalibrierung von Gl. 3.7 konnten die Verbund-

spannungs-Verschiebungs-Beziehungen hinreichend genau für alle Versuchsreihen mit Leichtbeton abgebildet werden (vgl. Anhang A.2).

Aus den vorgenannten curve-fitting ergaben sich folgende Parameter:

C_1^*	=	1	für Leichtbeton mit 0,5“-Litzen
		1,5	für Leichtbeton mit 12mm-Spanndraht
C_2^*	=	3	für Leichtbeton mit 0,5“-Litzen
		1	für Leichtbeton mit 12mm-Spanndraht
C_3^*	=	0,002	für 0,5“ Litze
		0,15	für 12mm Draht

Man erkennt, dass der Einfluss des Haftverbundes bei den 12mm-Drähten etwa 1,5mal so hoch ist wie bei den 0,5“-Litzen. Demgegenüber wird der Einfluss des „Hoyer-Effektes“ bei 12mm-Drähten hier auf der sicheren Seite liegend mit nur etwa ein Drittel gegenüber den 0,5“-Litzen angesetzt. Die Abbildung aller Verbundkraft-Verschiebungs-Beziehungen mit den dazugehörigen Bemessungs-Kurven nach Gl. 3.7 sind im Anhang A.2 dargestellt.

3.2.3 Versuche an selbstverdichtendem Beton

3.2.3.1 Zusammenstellung der ermittelten Verbundspannungen

In den Tabellen 3.5 bis 3.7 werden zunächst die aus jeweils drei Versuchskörpern gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei ausgewählten Verschiebungen s angegeben, die bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn um 0%, 50% bzw. 100% gemessen wurden. Hierbei wurden die Verbundspannungen wie in Kap. 3.2.2.1 bei einem Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm gewählt sowie nur die Versuchsreihen mit einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$.

Serie	Betonart		Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,1$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{cm}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{cm}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{cm}}$
SCC 1-1	Kalk- steinmehl	24h, Draht	25,6	9,04	5,00	0,20	0,99	15,47	8,55	0,33	1,69
SCC 1-2		24h, Litze	25,6	6,98	3,00	0,12	0,59	8,14	3,50	0,14	0,69
SCC 1-3		3d, Draht	37,5	13,04	7,21	0,19	1,18	21,76	12,03	0,32	1,96
SCC 2-1	Kalk- steinmehl	3d, Litze	32,7	10,43	4,48	0,14	0,78	9,82	4,22	0,13	0,74
SCC 2-2		25d, Draht	48,8	17,96	9,93	0,20	1,42	27,54	15,22	0,31	2,18
SCC 2-3		25d, Litze	48,8	19,11	8,21	0,17	1,18	16,88	7,25	0,15	1,04
SCC 3-1	Flug- asche	24h, Draht	21,6	7,59	4,19	0,19	0,90	14,36	7,94	0,37	1,71
SCC 3-2		24h, Litze	21,6	3,23	1,39	0,06	0,30	4,71	2,02	0,09	0,44
SCC 3-3		3d, Draht	35,1	10,68	5,90	0,17	1,00	20,21	11,17	0,32	1,88
SCC 4-1	Flug- asche	3d, Litze	49,3	6,14	2,64	0,05	0,38	7,72	3,32	0,07	0,47
SCC 4-2		25d, Draht	71,5	21,35	11,80	0,17	1,40	36,60	20,23	0,28	2,39
SCC 4-3		25d, Litze	71,5	9,25	3,97	0,06	0,47	10,84	4,66	0,07	0,55

Tabelle 3.5: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm (SCC1–SCC4)

Serie	Betonart	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,1$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{cm}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{cm}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{cm}}$
SCC 5	Flugasche (24h, Litze)	0%	27,7	3,97	1,70	0,06	0,32	6,04	2,60	0,09	0,49
		50%		8,59	3,69	0,13	0,70	8,91	3,83	0,14	0,73
		100%		13,72	5,90	0,21	1,12	13,33	5,73	0,21	1,09
SCC 6	Kalkstein- mehl (24h, Litze)	0%	18,7	5,53	2,38	0,13	0,55	7,09	3,05	0,16	0,70
		50%		9,48	4,07	0,22	0,94	9,77	4,20	0,22	0,97
		100%		12,27	5,27	0,28	1,22	11,87	5,10	0,27	1,18
SCC 7	Kalkstein- mehl (24h, Draht)	0%	20,3	6,93	2,98	0,15	0,66	12,44	6,87	0,34	1,53
		50%		10,06	4,33	0,21	0,96	15,03	8,31	0,41	1,84
		100%		11,71	5,03	0,25	1,12	15,52	8,58	0,42	1,90
SCC 8	Flugasche (24h, Draht)	0%	27,9	8,66	3,72	0,13	0,70	16,17	8,94	0,32	1,69
		50%		11,85	5,09	0,18	0,96	17,35	9,59	0,34	1,82
		100%		12,75	5,48	0,20	1,04	18,10	10,00	0,36	1,89
SCC 11	Kombina- tionstyp (3d, Litze)	0%	25,8	2,42	1,04	0,04	0,20	3,39	1,46	0,06	0,29
		50%		7,06	3,03	0,12	0,60	6,67	2,87	0,11	0,56
		100%		9,33	4,01	0,16	0,79	8,50	3,65	0,14	0,72

Tabelle 3.6: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm (SCC5–SCC11) bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

Serie	Betonsorte	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,1$ mm				Schlupf $s = 0,5$ mm			
				$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1} / f_{cm}$	$\tau_{0,1} / \sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5} / f_{cm}$	$\tau_{0,5} / \sqrt{f_{cm}}$
SCC 12	Flugasche (3d, Litze)	0%	49,2	3,54	1,52	0,03	0,22	5,77	2,48	0,05	0,35
		50%		7,83	3,37	0,07	0,48	8,74	3,75	0,08	0,54
		100%		15,67	6,73	0,14	0,96	15,60	6,70	0,14	0,96
SCC 13	Kalkstein- mehl (3d, Litze)	0%	30,8	4,82	2,07	0,07	0,37	5,04	2,17	0,07	0,39
		50%		10,50	4,51	0,15	0,81	9,52	4,09	0,13	0,74
		100%		15,03	6,46	0,21	1,16	13,69	5,88	0,19	1,06
SCC 14	Kombina- tionstyp (24h, Litze)	0%	7,3	0,95	0,41	0,06	0,15	1,06	0,46	0,06	0,17
		50%		2,90	1,25	0,17	0,46	2,30	0,99	0,14	0,37
		100%		4,50	1,93	0,26	0,72	3,18	1,37	0,19	0,51
SCC 15	Kombina- tionstyp (3d, Draht)	0%	30,8	6,62	3,66	0,12	0,66	13,04	7,21	0,23	1,30
		50%		8,28	4,58	0,15	0,82	14,37	7,94	0,26	1,43
		100%		10,11	5,59	0,18	1,01	16,02	8,85	0,29	1,60
SCC 17	Flugasche (6d, Litze)	0%	49,8	6,67	2,87	0,06	0,41	6,39	2,74	0,06	0,39
		50%		12,23	5,26	0,11	0,75	11,17	4,80	0,10	0,68
		100%		19,36	8,32	0,17	1,18	17,79	7,65	0,15	1,08
SCC 18	Flugasche (6d, Draht)	0%	51,0	14,64	8,09	0,16	1,13	27,81	15,37	0,30	2,15
		50%		18,68	10,32	0,20	1,45	29,73	16,43	0,32	2,30
		100%		24,11	13,32	0,26	1,87	33,65	18,60	0,36	2,60
SCC 20	Kalkstein- mehl (24h, Litze)	0%	22,7	3,75	1,61	0,07	0,34	5,34	2,30	0,10	0,48
		50%		9,50	4,08	0,18	0,86	8,92	3,83	0,17	0,80
		100%		13,51	5,80	0,26	1,22	12,31	5,29	0,23	1,11
SCC 22	Kombina- tionstyp (6d, Litze)	0%	39,6	6,10	2,62	0,07	0,42	5,27	2,26	0,06	0,36
		50%		12,32	5,29	0,13	0,84	10,62	4,57	0,12	0,73
		100%		15,00	6,45	0,16	1,02	13,32	5,73	0,14	0,91
SCC 23	Kombina- tionstyp (6d, Draht)	0%	37,7	10,70	5,91	0,16	0,96	17,86	9,87	0,26	1,61
		50%		8,71	4,81	0,13	0,78	17,54	9,69	0,26	1,58
		100%		9,98	5,52	0,15	0,90	16,53	9,14	0,24	1,49
SCC 25	Kalkstein- mehl (6d, Draht)	0%	37,5	12,49	6,90	0,18	1,13	21,23	11,73	0,31	1,92
		50%		18,20	10,06	0,27	1,64	24,41	13,49	0,36	2,20
		100%		19,77	10,93	0,29	1,78	24,26	13,40	0,36	2,19
SCC 26	Kalkstein- mehl (6d, Litze)	0%	38,7	9,97	4,28	0,11	0,69	9,06	3,89	0,10	0,63
		50%		15,40	6,62	0,17	1,06	14,17	6,09	0,16	0,98
		100%		20,22	8,69	0,22	1,40	18,58	7,98	0,21	1,28
NSC 1	C50/60 (24h, Litze)	0%	39,1	6,86	2,95	0,08	0,47	11,57	4,97	0,13	0,80
		50%		17,46	7,50	0,19	1,20	18,73	8,05	0,21	1,29
		100%		21,04	9,04	0,23	1,45	22,24	9,56	0,24	1,53
NSC 2	C30/37 (24h, Litze)	0%	15,7	4,34	1,87	0,12	0,47	5,94	2,55	0,16	0,64
		50%		8,61	3,70	0,24	0,93	9,24	3,97	0,25	1,00
		100%		11,05	4,75	0,30	1,20	10,56	4,54	0,29	1,15

Tabelle 3.7: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,1$ mm und $s = 0,5$ mm (SCC12-NSC2) bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

3.2.3.2 Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen

Verbundverhalten von Litzen

Nachfolgend sind beispielhaft für die beiden untersuchten SVB-Mehlkorntypen die ersten Untersuchungen ohne Einleitung der Vorspannkraft mit 0,5“-Litzen dargestellt (Bild 3.19), um das bisher unbekannte Verbundverhalten von Spannstahllitzen in SVB nach 24 h, 3 d bzw. 25 d zu analysieren. Hierbei wird die bez. Verbundspannung betrachtet, um den Einfluss der Betonfestigkeit zu eliminieren.

Bild 3.19: Vergleich der bez. Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung für die beiden verwendeten SVB-Mehlkorntypen über die Zeit mit 0,5“-Litzen

Beim SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche wurde eine mit steigender Betondruckfestigkeit abnehmende bezogene Verbundfestigkeit beobachtet (Bild 3.19, rechts). Nach [Reh61] ist eine Proportionalität von Verbundspannung und Betondruckfestigkeit bis zu einer Betongüte von B45 gegeben. Nach [Nit01, Zil01] gilt diese Proportionalität bei höheren Druckfestigkeiten des Betons nicht mehr. Der SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche ist mit einer 28d-Festigkeit von 67 bis 79 N/mm² als hochfester Beton einzustufen.

Desweiteren erkennt man, dass der SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (Bild 3.19, links) eine geringere Betonfestigkeit zum Versuchszeitpunkt hat und eine höhere bezogene Verbundspannung aufweist als der SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche. Eine Ursache liegt in der Matrixfestigkeit bzw. Korngestalt der verwendeten Zusatzstoffe, da alle anderen Parameter wie Herstellung, Verarbeitung und Konsistenz nahezu gleich waren. Der Volumenanteil der Bindemittelmatrix beim SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche ist größer als beim SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl. Dieser niedrigere Matrixanteil beim SVB mit Kalksteinmehl wirkt sich vorteilhaft auf die Verbundfestigkeit aus. Desweiteren verbesserte die kantige Kornform des Kalksteinmehls den Verbund, während die kugelartige Kornform der Flugasche den gegenteiligen Effekt zu erzeugen scheint. Da dem Verfasser aus der Literatur keine systematischen Untersuchungen zum Einfluss von Betonzusatzstoffen und Betonzusatzmitteln auf das Verbundverhalten bekannt sind, sollten hierzu weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Verbundverhalten von Drähten

Für die gerippten Spanndrähte ist bei beiden SVB mit zunehmendem Alter im Verschiebungsbereich $> 0,5$ mm ein langsamerer Zuwachs der aufnehmbaren Verbundspannungen zu erkennen (Bild 3.20). Dies ist dadurch zu erklären, dass insbesondere der SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche - bedingt durch die puzzolanische Reaktivität der Flugasche - nach 25 Tagen eine sehr hohe Druckfestigkeit aufweist. Demgegenüber wächst die Zugfestigkeit ab einem Betonalter von ca. 3-5 Tagen kaum noch an und es treten wegen der inneren Mikrorissbildung im Zugring größere Verformungen auf. So versagten alle Probekörper mit gerippten Spanndrähten, die beim SVB mit Flugasche nach 24 h bzw. 3 d und beim SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl nach 25 Tagen geprüft wurden, durch einen Scherbruch, also dem Abscheren der Mörtelkonsolen.

Bei den Versuchen des SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche nach 25 d stellte sich ein Versagen der Probekörper durch einen Spaltzugbruch (Versagen der Betondeckung, vgl. Bild 3.17) ein. Aufgrund der hohen Druckfestigkeit des SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche von $f_{cm,24d} = 72$ N/mm² und einer dem gegenüber geringen Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,3$ N/mm² im höheren Betonalter konnte auch eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ die auftretenden Querkzugspannungen nicht aufnehmen und versagte. Dies ist auch bei hochfestem Normalbeton [Nit01] und hochfestem Leichtbeton ein häufig festgestelltes Versagen. Versuchsbedingt wurde nach dem Versagen des ersten Wür-

fels durch den auftretenden Ruck der Verbund der weiteren am gleichen Draht liegenden Würfel geschädigt. Durch die hieraus resultierenden Verschiebungen unmittelbar nach Belastungsbeginn kam es zu einer Verschiebung der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve. Es ist allerdings zu erkennen, dass der Scherverbund affin zur Kurve des Würfels ohne Verbundschädigung verläuft, so dass die Versuchsergebnisse dennoch repräsentativ sind (vgl. Bild 3.20, unten rechts).

Bild 3.20: Vergleich der bez. Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung für die beiden verwendeten SVB-Mehlkorntypen über die Zeit mit gerippten Spanndrähten

Einfluss der Betonzusammensetzung und Querdehnungen

In Bild 3.21 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die beiden verwendeten SVB-Mehlkornarten sowie der beiden Rüttelbetone (NSC 1 und NSC 2) ohne und mit Änderung der Vorspannkraft nach 24 h gegenübergestellt. Bis auf die Betonzusammensetzungen sind alle anderen Untersuchungsparameter gleich.

Bild 3.21: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für die beiden verwendeten SVB-Mehlkornarten sowie der beiden Rüttelbetone ohne und mit Änderung der Vorspannkraft für 0,5“-Litzen nach 24 h

Da der SVB-Kombinationstyp (Serie SCC 14) nach 24 h „nur“ eine Festigkeit von $f_{cm} = 7,3 \text{ N/mm}^2$ aufwies sind in Bild 3.22 die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für den SVB-Kombinationstyp nach 3 d (Serie SCC 11, $f_{cm} = 25,3 \text{ N/mm}^2$) ohne und mit Änderung der Vorspannkraft gegenübergestellt.

Bild 3.22: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung der Serie SCC 11 (SVB-Kombinationstyp; $f_{cm,3d} = 25 \text{ N/mm}^2$) mit 0 kN (links) und 110 kN (rechts) eingeleiteter Spannkraft für 0,5“-Litzen nach 3 d

Die Verbundcharakteristik von selbstverdichtenden Betonen weist bezüglich des Verbundkraft-Verschiebungsverlaufes keine außergewöhnlichen Merkmale auf, was die stetigen Verbundkraft-Verschiebungsverläufe in den Versuchen belegen. Sprünge im Verbundkraft-Verschiebungsverlauf, wie sie bei hochfestem Leichtbeton durch die im Vergleich zur Matrix geringere Festigkeit der Zuschläge auftreten, waren nicht festzustellen.

Die trotz der mehlkornreichen Zusammensetzung hohen bezogenen Verbundfestigkeiten sind auf das homogenere Gefüge des SVB zurückzuführen. Durch den Wegfall der mechanischen Verdichtung kommt es nicht zu Absetzerscheinungen wie bei Rüttelbetonen. Dies zeigt sich auch bei der Betrachtung der Auswirkung des Hoyer-Effektes. Dieser ist bei selbstverdichtenden Betonen genauso stark ausgeprägt wie bei den Rüttelbetonen.

Bei allen Betonen stellt sich mit zunehmender Stahlspannungsverminderung (Ablassen) ein starr-plastisches Verbundverhalten ein. Infolge der aus der Querdehnung des Stahls (Hoyer-Effekt) hervorgerufenen Verdichtung der Kontaktzone tritt keine signifikante Aufweitung des Betonkanals auf, so dass sich der Gleichgewichtszustand zwischen Stahl und Beton für maximale Verbundspannungen schon bei geringsten Relativverschiebungen einstellt.

Aufgrund des starr-plastischen Verbundverhaltens der Litzen ist bei der Beanspruchung der Verbundverankerung (einsetzender Litzenschlupf bei Rissbildung in der Verankerungslänge) mit keiner Laststeigerung mehr zu rechnen. Die Verbundspannung fällt bei Rissbildung drastisch ab.

Wie bei Litzen, so ist auch bei den Drähten eine Erhöhung der Verbundspannungen

infolge einer Spannungsverminderung des Stahls in gleicher Größenordnung festzustellen. Bild 3.23 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen des gerippten Drahtes für die beiden SVB-Mehlkorntypen (SCC 5 und SCC 6) nach 24 h sowie für den SVB-Kombinationstyp (Serie SCC 15) nach 3d ohne und mit Änderung der Vorspannkraft. Im Gegensatz zu den Litzen ist diese allerdings nur in Verschiebungsbereichen $< 0,5$ mm feststellbar. Beim Einleiten der Spannkraft stellt sich ein flacherer Kurvenverlauf im Bereich des Scherverbundes ein. Hierdurch können durch eine Stahlspannungsverminderung keine größeren maximalen Verbundkräfte aufgenommen werden als ohne Änderung der Vorspannkraft.

Bild 3.23: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung der drei verwendeten SVB-Betonen mit 0 kN (links) und 110 kN (rechts) eingeleiteter Spannkraft für die gerippten Spanndrähte nach 24 h

Im kleineren - für den Gebrauchslastbereich relevanten - Verschiebungsbereich, stellt sich infolge des Hoyer-Effektes eine höhere Verbundsteifigkeit ein, die die gleiche Größenordnung wie bei Litzen erreicht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichen Drähte durch den verschiebungsabhängigen Scherverbund jedoch insgesamt höhere Verbundspannungen als Litzen.

Im Gegensatz zu den Litzen ist bei den gerippten Drähten infolge einer Beanspruchung der Verbundverankerung noch eine Laststeigerung möglich. Wie durch die Ausziehversuche nach 25 d für den SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche festgestellt wurde, besteht bei einem höheren Betonalter dann allerdings die Gefahr einer Sprengrissbildung.

Vergleich mit normalfestem Rüttelbeton aus [Nit01]

Auf den ersten Blick weisen die beiden untersuchten SVB-Mehlkorntypen dieselbe Verbundfestigkeit auf und liegen zwischen den Werten der Rüttelbetone. Berücksichtigt man die Druckfestigkeit $f_{cm,24h}$ zum Versuchszeitpunkt, so erreicht der SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl ungefähr die gleiche bezogene Verbundfestigkeit wie die Rüttelbetone, während der SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche und der SVB-Kombinationstyp mit Flugasche unterhalb der Werte von Normalbeton liegt. Dieses etwas schlechtere Verbundverhalten des SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche hatte sich bereits bei den Versuchen ohne Vorspannung herausgestellt. Die bestätigt eine Auswertung der Ausziehversuche (Serien SCC 11 bis SCC 13) mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft, verglichen mit einem Rüttelbeton aus [Nit01] (Bild 3.24).

Bild 3.24: Vergleich der bez. Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung der drei verwendeten SVB-Betone mit einem Rüttelbeton mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft für 0,5“-Litzen

Vergleich mit Transportbeton-SVB

In Bild 3.25 sind zwei SVB-Mehlkorntypen mit Kalksteinmehl nach 24 h gegenübergestellt, die zum Einen in der institutseigenen Mischanlage hergestellt wurde (Serie SCC 6; $f_{cm,24h} = 19 \text{ N/mm}^2$) und zum Anderen ein Transportbeton-SVB der Fa. Beton Union (Serie SCC 20; $f_{cm,24h} = 23 \text{ N/mm}^2$) mit derselben Zusammensetzung.

Bild 3.25: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Serien SCC 6 (links; $f_{cm,24h} = 19 \text{ N/mm}^2$) und SCC 20 (rechts; $f_{cm,24h} = 23 \text{ N/mm}^2$) mit 110 kN eingeleiteter Spannkraft aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für 0,5“-Litzen

Man erkennt in Bild 3.25, dass beide SVB-Mehlkorntypen mit Kalksteinmehl annähernd dieselbe mittlere bezogene Verbundspannung besitzen.

Einfluss des Betonalters

Um den Einfluss des Betonalters zu untersuchen, wurden Versuche 24 h, 3 d bzw. 6 d nach dem Betonieren durchgeführt. In Bild 3.26 sind die bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen für die verwendeten SVB-Betone nach 24 h bzw. 6 d gegenübergestellt.

Serie SCC 6: Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl;
 $f_{cm,24h} = 19 \text{ N/mm}^2$

Serie SCC 26: Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl;
 $f_{cm,6d} = 39 \text{ N/mm}^2$

Serie SCC 5: Mehlkorntyp mit Flugasche;
 $f_{cm,24h} = 28 \text{ N/mm}^2$

Serie SCC 17: Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl;
 $f_{cm,6d} = 50 \text{ N/mm}^2$

Serie SCC 14: Kombinationstyp mit Flugasche;
 $f_{cm,24h} = 7 \text{ N/mm}^2$

Serie SCC 22: Kombinationstyp mit Flugasche;
 $f_{cm,6d} = 40 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.26: Vergleich der bez. Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung der drei verwendeten SVB-Betone nach 24h (links) bzw. 6d (rechts) mit 110kN eingeleiteter Spannkraft für 0,5“-Litzen

Man erkennt in Bild 3.26, dass bei allen drei verwendeten SVB-Betone die bezogene Verbundspannung mit der Zeit abnimmt, das heißt, je später die Spannkraft eingeleitet wird, um so geringer die bezogene Verbundspannung.

Einfluss der Betondeckung

Bild 3.27 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für unterschiedliche Betondeckungen gemäß Bild 3.4 ohne und mit Änderungen der Vorspannkraft für den SVB-Kombinationstyp mit Flugasche (Serie SCC 21).

Bild 3.27: Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie SCC 21 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche ($f_{cm,6d} = 39 \text{ N/mm}^2$) für 0,5“-Litzen nach 6 d

Die Versuche ohne eine vorherige Änderung der Litzenkraft zeigen keinen signifikanten Einfluss der größeren Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ gegenüber den kleineren Betondeckungen. Demgegenüber sind nach einer Änderung der Litzenkraft in fast allen Fällen (vgl. Anhang A) bei einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ teilweise größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \cdot d_p$ ermittelt worden, was sich mit den Ergebnissen für Normalbeton [Nit01] und hochfestem Leichtbeton deckt.

Bei den gerippten Spanndrähten war bei allen drei verwendeten SVB-Betonen eine Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ ausreichend, um eine Sprengrissbildung zu verhindern. Dies entspricht den Versuchen ohne Vorspannung, bei denen nur für den SVB-Mehlkornstyp mit Flugasche nach 25 d bei einer Betondeckung von $c = 5,75 \cdot d_p$ Sprengrisse infolge Abplatzen der Betondeckung auftraten, während zu den anderen Zeitpunkten (24 h bzw. 3 d) sowie beim SVB-Mehlkornstyp mit Kalksteinmehl zu allen Zeitpunkten (24 h, 3 d und 25 d) keine Sprengrisse auftraten. Diese versagten durch Scherbruch, also Abscheren der Mörtelkonsolen, was in diesen Fällen auf einen weichen Verbund und eine ausreichende Tragfähigkeit der Betonzugringe hindeutet.

3.2.3.3 Anpassung des eigenen Verbundgesetzes für selbstverdichtenden Beton

Das für Leichtbeton in Kap. 3.2.2.3 entwickelte Verbundgesetz nach Gl. 3.7 soll auch auf selbstverdichtenden Beton angewendet werden. Zunächst wird die Linearität zwischen E-Modul und der Zylinderdruckfestigkeit überprüft, um ähnliche Verhältnisse von Festigkeit und E-Modul wie bei Leichtbeton zu Grunde legen zu können. Diese kann nach Bild 3.28 bestätigt werden. Man erkennt für die hier untersuchten Bereiche, dass eine Linearität von SVB mit unterschiedlichen Zuschlägen annähernd gegeben.

Bild 3.28: Zylinderdruckfestigkeit und E-Modul für die verwendeten SVB-Betone

Wie in Kapitel 3.2.2.3 beschrieben, wurden alle Versuchs- und Messdaten in eine Datenbank übertragen und die gemessenen Verbundkraft-Verschiebungs-Beziehungen mit Gl. 3.7 und den Faktoren C_i^* durch Anpassung an die Versuchsmesskurven (curve fitting) bestimmt [Sch06]. Für die untersuchten SVB-Betone ergaben sich unterschiedliche Faktoren zwischen dem SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl und dem SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche sowie dem SVB-Kombinationstyp mit Flugasche. Die Konstanten des Verbundgesetzes nach Gl. 3.7 wurde für diese Versuchsreihe wie folgt festgelegt:

C_1^*	=	2	für SCC mit Kalksteinmehl und 0,5“-Litzen
		1	für SCC mit Flugasche und 0,5“-Litzen
		3	für SCC mit Kalksteinmehl und 12mm-Spanndrähte
		1,5	für SCC mit Flugasche und 12mm-Spanndrähte
C_2^*	=	3,0	für SCC mit 0,5“-Litzen
		1,0	für SCC mit 12mm-Spanndrähte
C_3^*	=	0,002	für 0,5“-Litzen
		0,15	für 12mm-Spanndrähte
α	=	0,8	für 0,5“-Litzen
		0,2	für 12mm-Spanndraht
β	=	0,1	für 0,5“-Litzen
		0,4	für 12mm-Spanndraht

Demnach weisen Spannbetonbauteile in SVB mit Kalksteinmehlmischungen etwa doppelt so hohe Haftverbundkräfte wie die anderen untersuchten SVB-Betone mit Flugasche, was sich im Faktor C_1^* widerspiegelt. Für die Einflüsse aus dem „Hoyer-Effekt“, die im Faktor C_2^* zum Ausdruck kommen, ergeben sich keine Unterschiede für die verwendeten SVB-Betone. Sie liegen um das dreifache höher als bei den untersuchten Leichtbetonen, was auf die steifere Matrix des SVB gegenüber Leichtbeton zurückzuführen ist. Für die Verschiebungsanteile des Verbundgesetzes ergeben sich keine signifikanten Unterschiede zu den Leichtbetonen, was auf die gleiche Geometrie der Spannstähle zurückzuführen ist.

Eine vollständige Zusammenstellung der mit Gl. 3.7 bestimmten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen mit den Ergebnissen aus den Ausziehversuchen ist in Anhang A.2 enthalten.

3.3 Zusammenfassung

3.3.1 Verbundgesetz

Unter Berücksichtigung der ermittelten Faktoren C_i und zur Vereinheitlichung eines Verbundgesetzes für alle hier untersuchten Hochleistungsbetone (hochfester Leichtbeton und selbstverdichtender Beton) ergaben sich folgende Verbundgesetze getrennt für 0,5“-Litzen und 12mm-Drähte:

$$\text{0,5“-Litze:} \quad f_{bp} = f_{cm,j} \left(C_1 \cdot \frac{1000}{E_{cmj}} + C_2 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{E_{cmj}} + 0,002 \cdot f_{cm,j}^{0,8} \cdot s^{0,1} \right) \quad (\text{Gl. 3.8})$$

$$\text{12mm-Draht:} \quad f_{bp} = f_{cm,j} \left(C_1 \cdot \frac{1500}{E_{cmj}} + C_2 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{3 \cdot E_{cmj}} + 0,15 \cdot f_{cm,j}^{0,2} \cdot s^{0,4} \right) \quad (\text{Gl. 3.9})$$

mit:

$f_{cm,j}$	=	Zylinderdruckfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung
E_{cmj}	=	E-Modul des Betons bei der Spannkrafteinleitung
$\Delta\sigma_p$	=	Eingeleitete Spannstahlspannung
s	=	Litzenschlupf

Betonsorte	C_1	C_2
Leichtbeton	1	1
SVB (Kalksteinmehl)	2	3
SVB (Flugasche)	1	3

Tabelle 3.8: Verbundspannungsfaktoren C_1 und C_2 für 0,5“-Litzen und 12mm-Drähte

Die Verbundspannung f_{bp} nach Gl. 3.8 und 3.9 steht in direktem Zusammenhang mit der Betonfestigkeit wie auch in den meisten bekannten Modellen aus der Literatur (vgl. Kapitel 2.4). Die reziproke Abhängigkeit des E-Moduls ist das Ergebnis der Auswertung. Unter Berücksichtigung einer linearen Abhängigkeit der beiden Betonvariablen f_{cmj} und E_{cmj} (Bild 3.9 und 3.28) erkennt man, dass mit steigender Festigkeit auch der E-Modul steigt. Vor diesem Hintergrund werden die beiden Variablen als Quotient betrachtet. Mit steigendem Quotienten steigen auch die Verbundkräfte. Somit ist auch eine Berücksichtigung der Rohdichte gewährleistet sowie auch des geringeren E-Moduls von Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton gegenüber Normalbeton bei gleicher Betonfestigkeit.

Die 0,5“-Litzen und 12mm-Spanndrähte weisen unterschiedliche Verbundkraft-Ver-schiebungs-Beziehungen auf. Der Spanndraht weist eine 1,5-fache höhere Haftverbundspannung als die 0,5“-Litzen auf, während die querdehnungsabhängigen Einflüsse („Hoyer-Effekt“) hier auf der sicheren Seite liegend mit nur etwa ein Drittel angesetzt

werden. Die Faktoren $C_3 = 0,002$ (für 0,5“-Litzen) und $C_3 = 0,15$ (für Spanndrähte) sowie die Exponenten α und β beschreiben den Verschiebungsanteil der Verbundkraft-Verschiebungs-Beziehung. Dieser ist maßgeblich von den geometrischen Eigenschaften der unterschiedlichen Spannstähle abhängig. Die 0,5“-Litze besteht aus sieben verdrehten Einzeldrähten, während der 12 mm-Spanndraht ein Einzeldraht mit Rippung ist. Die Betonmischungen nehmen bei diesem Verschiebungsanteil des Verbundgesetzes nur in Form der Zylinderdruckfestigkeit Einfluss.

3.3.2 Vergleich mit eigenen Versuchen an Normalbeton

Zur Verifizierung/Überprüfung des Verbundgesetzes aus Gl. 3.8 wurden die hier untersuchten normalfesten Betone NSC 1 und NSC 2 sowie der hochfeste Beton HSC 1 mitherangezogen. Die konstanten Faktoren C_i wurden nach derselben Vorgehensweise wie beim hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtenden Beton mittels „curve fitting“ bestimmt und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

α	=	0,8	für 0,5“-Litzen
		0,2	für 12mm-Spanndraht
β	=	0,1	für 0,5“-Litzen
		0,4	für 12mm-Spanndraht
C_1	=	2	
C_2	=	5	
C_3	=	0,002	für 0,5“ Litzen
	=	0,15	für 12mm Spanndrähte

Demnach haben Spannbetonbauteile mit normal- und hochfestem Beton etwa doppelt so hohe Haftverbundkräfte wie Leichtbetone. Die Einflüsse aus dem „Hoyer-Effekt“, die durch den Parameter C_2 zum Ausdruck kommen, übersteigen die des Leichtbetons um das fünffache. Dies ist auf die steifere Matrix des Normalbeton zurückzuführen. Für die verschiebungsabhängigen Anteile des Verbundgesetzes ergeben sich keine signifikanten Unterschiede zu den Leichtbetonen, was auf die Geometrien der Spannstähle zurückzuführen ist. Ähnliches wurde auch bei den selbstverdichtenden Betonen festgestellt. Eine vollständige Zusammenstellung der mit Gl. 3.8 bestimmten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen mit den Ergebnissen aus den Ausziehversuchen ist im Anhang A.2 gegeben.

4 Experimentelle Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung

4.1 Versuchsprogramm und Durchführung

4.1.1 Allgemeines

Um die Mindestabmessungen für eine rissfreie Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden Spannkrafteinleitungsversuche nach [DIBt80] durchgeführt, bei denen die Betondeckung und der lichte Abstand zwischen den Spannstäben variiert wurden. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen in der Praxis wurde die Spannbettvorspannung spätestens nach drei Tagen eingeleitet.

Zur Untersuchung des Übertragungsbereiches wurden zunächst Spannkrafteinleitungsversuche an Probekörpern mit rechteckigem Querschnitt durchgeführt, die mit je zwei 0,5“-Litzen vorgespannt wurden, bei denen die Mindestbetondeckung c zur rissfreien Spannkrafteinleitung ermittelt wurde. Im Anschluss wurden Spannkrafteinleitungsversuche mit vier Litzen durchgeführt, bei denen sowohl die Betondeckung c als auch der lichte Abstand der Litzen s variiert wurde. Wie Bild 4.1 verdeutlicht, können so die Beanspruchungsverhältnisse im Übertragungsbereich eines Spannbettträgers abgebildet werden.

Bild 4.1: Spannkrafteinleitungskörper als Modell des Übertragungsbereichs

Die Versuchskörper wurden in einem geschlossenen Rahmensystem einer liegenden Zugprüfmaschine vorgespannt (Bild 4.2). Die Auflagerung erfolgte auf 20 mm dicken, plangeschliffenen Stahlblechen. Um Zwängungen auszuschließen, wurden die Versuchskörper auf eine Zwischenlage aus Hartschaumplatten oder doppelter Folie hergestellt und die Lage bis zum Versuchsende nicht verändert. Die Spannkraft wurde durch den hydraulischen Zugzylinder aufgebracht und über eine Zentrierung aus einer Kugelkalotte sowie einer Spannspindel in ein bewegliches Spannjoche weitergeleitet. Die Zugkraft wurde hierdurch über ein gelenkiges Umsetzgehänge gleichmäßig an die Lit-

zenbewehrung abgegeben. Die Messung der Litzenkraft erfolgte über ein reibungsarm gelagertes Umsetzgehänge durch Druckmessdosen am festen Querjoch.

1 Druckmessdose (500 kN)	8 festes Querjoch
2 reibungsarm gelagertes Umsetzgehänge	9 bewegliches Spannjoch
3 Lochschablone	10 Joch zum Absetzen der Vorspannkraft
4 Litze	11 Spannschindel auf Kugelkalotte
5 Versuchskörper ($l = 200 \text{ cm}$)	12 Zugstange
6 Umsetzgehänge	13 Hydraulischer Zylinder (2000 kN)
7 Spannanker	

Bild 4.2: Versuchsaufbau für die Spannkrafteinleitungsversuche – Prüfraumen und Belastungseinrichtung

4.1.2 Versuchsprogramm

Basierend auf den Ergebnissen der Ausziehversuche sowie den Erfahrungen aus [Nit01] wurden in den Spannkrafteinleitungsversuchen nach [DIBt80] systematisch der Einfluss der Betondeckung ($c = 2,0 \cdot d_p$ bis $3,5 \cdot d_p$, $d_p = \text{Nenn Durchmesser}$) und des lichten Abstandes s der Litzen auf den Spannkrafteinleitungsbereich untersucht. Die Querschnitte wurden entsprechend der zu erwartenden Festigkeit nach DIN 1045-1, Kap. 11.1.2(1) gewählt, so dass die Betondruckspannung auf $\sigma_c = 0,6 \cdot f_{cm}$ begrenzt war, dem Beginn der Mikrorissbildung in Druckspannungsrichtung [Heft525]. Die Versuchskörper ohne Betonstahlbewehrung wurden im Spannbett mit zwei bzw. vier Litzen vorgespannt. Die Spannstahlspannung wurde entsprechend DIN 1045-1 [1045-1] zu $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Dies entspricht einer Vorspannkraft von $P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p = 1350 \text{ N/mm}^2 \cdot 93 \text{ mm}^2 \approx 125 \text{ kN}$. Die Länge der Versuchskörper betrug 2,00 m. Entsprechend den Umlaufzeiten in Fertigteilwerken wurden die Versuchskörper spätestens drei Tage nach dem Betonieren vorgespannt und die Vorspannkraft in 10 Laststufen innerhalb von einer Stunde eingeleitet. Eine Übersicht über die 13 durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche an hochfestem Leichtbeton und die 14 durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche an selbstverdichtendem Beton ist in Anhang B.0 dargestellt.

4.1.3 Baustoffe

Die verwendeten Betonzusammensetzungen sind Kap. 3.1.3 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie die Rohdichten bzw. Frischbetoneigenschaften sind dem Anhang B.0 zusammengestellt.

Die Spannstahlbewehrung bestand aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770) der Fa. Westfälische Drahtindustrie GmbH. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustoffkennwerte enthält Anhang A.0.

4.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Zum maßgenauen Einbau wurden die Litzen in Lochschablonen verankert und nach DIN 1045-1 [1045-1] mit $\sigma_{p0} = 0,90 \cdot f_{p0,1k} = 1350 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt. Aufgrund der Vorspannung konnte auf eine Anordnung von Abstandhaltern verzichtet werden. Um eine symmetrische und zentrische Bewehrungsanordnung während des Erhärtens sicherzustellen, wurde die Schalung mit Messlehren an der vorgespannten Bewehrung ausgerichtet und mit Stellschrauben höhenjustiert sowie mit den Stirnschalungen seitlich fixiert. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte entsprechend Kapitel 3.1.4.

4.1.5 Messtechnik

Die Messungen der Betondehnungen während des Versuchs im Einleitungsbereich erfolgte mit Setzdehnungsmessmarken (Typ: BAM-Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) an den Seitenflächen der Körper in Höhe der Spannglieder (Bild 4.3). Zur Berücksichtigung von Schwind- und Temperatureinflüssen wurden die Betondehnungen auch an einem gleichzeitig hergestellten unbewehrten Betonkörper, mit demselben Querschnitt wie die Versuchskörper, sowie an einem Körper aus nicht mehr schwindendem Beton, gemessen.

Bild 4.3: Querschnitt und Seitenansicht beispielhaft für einen Körper mit 4 Litzen

Die Verschiebung jedes einzelnen Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer gemessen, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfassten. Diese Wegaufnehmer wurden 10 mm hinter den Stirnflächen auf den Spannstählen fixiert (Bild 4.4). Die Kontrolle und Überwachung der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmessdosen (Bild 4.2).

Bild 4.4: Messanordnung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Alle elektrischen Messsignale wurden während des Versuchs kontinuierlich elektronisch aufgezeichnet. Die Messwerte der SDM-Messungen wurden bei den vorgesehenen Belastungsstufen protokolliert. Neben diesen elektronischen und mechanischen Messwerterfassungen wurde für die spätere Auswertung eine eventuelle Rissbildung der Versuchskörper nach jeder Belastungsphase aufgenommen.

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens wurden die Betondehnungen und die Verschiebungen der Spannstähle durch die induktiven Wegaufnehmer bis zum Ausbau der Versuchskörper gemessen.

4.1.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchskörper wurden zeitnah nach der Herstellung vorgespannt. Hierbei wurde zunächst die Absetzspindel durch Aufbringen einer Zugkraft gelöst (Bild 4.2). Anschließend wurde die äußere Zugkraft entsprechend der Vorspannkraft unmittelbar vor dem Betonieren eingestellt. Die Vorspannkraft der Litzen wurden in zehn Laststufen innerhalb von ca. 1 Stunde eingeleitet bis keine äußere Zugkraft mehr vorhanden war. Bei jeder zweiten Laststufe wurden SDM-Messungen durchgeführt.

4.2 Versuchsergebnisse und Auswertung

4.2.1 Allgemeines

Die Übertragung der Vorspannkraft des Spannglieds auf den Beton wird bei sofortigem Verbund durch das verschiebungsabhängige Verbundverhalten der Spannstähle bestimmt, welches bei den Ausziehversuchen ermittelt wurde.

Um das Verhalten im Spannkrafteinleitungsbereich darzustellen, werden die Ergebnisse der Versuche in drei Abschnitte unterteilt:

- Verschiebungsverhalten der Spannstähle
- Übertragungslänge der Vorspannkraft
- Rissentwicklung im Übertragungsbereich

Zusätzlich zu den Ergebnissen der Spannkrafteinleitung werden anschließend die Ergebnisse zum zeitabhängigen Verschiebungsverhalten und der zeitlichen Veränderung der Übertragungslänge nach der Spannkrafteinleitung dargestellt.

Die Ergebnisse, die aus den während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Messwerten ermittelt wurden, werden hier anhand repräsentativer Versuchskörper graphisch dargestellt und erläutert. Die Versuchsergebnisse werden für alle Versuchskörper zusammengefasst angegeben. Eine vollständige Zusammenstellung der Messwerte für die Versuchskörper befindet sich im Anhang B.0.

In den Tabellen 4.1 und 4.2 sind die Betonfestigkeiten zum Zeitpunkt des Vorspannens den Betonspannungen nach Spannkrafteinleitung sowie den zulässigen Betonspannungen nach DIN 1045-1 ($f_{lc,zul} = 0,60 \cdot f_{lcm}$ bzw. $f_{c,zul} = 0,60 \cdot f_{cm}$) gegenübergestellt. Da die Betonspannungen bei den Versuchskörpern SK LC 2A und SK LC 2B die zulässigen Werte nach DIN 1045-1 überschritten, wurde für die weiteren Versuchskörper ein größerer Querschnitt gewählt. Wegen des raschen Erhärtens des selbstverdichtenden Betons wurde bei den Versuchen aus SVB die zulässige Betonspannung $f_{c,zul}$ teilweise geringfügig überschritten.

Versuchskörper	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung f_{cm} [N/mm ²]	Querschnitt des Versuchskörpers A_c [cm ²]	Vorspannkraft P_0 [kN]	Betonspannung nach Spannkrafteinleitung P_0 / A_c [N/mm ²]	Zulässige Betonspannung nach DIN 1045-1 $f_{c,zul}$ [N/mm ²]
SK LC 1A	38,7	175,0	250	14,3	23,2
SK LC 1B	38,7	178,1	250	14,0	23,2
SK LC 2A	32,4	93,8	250	26,6	19,4
SK LC 2B	32,4	95,6	250	26,2	19,4
SK LC 3A	48,7	121,4	250	20,6	29,2
SK LC 3B	56,7	121,9	250	20,5	29,2
SK LC 4A	37,3	121,4	250	20,6	22,4
SK LC 4B	37,3	121,9	250	20,5	22,4
SK LC 5	56,7	206,3	500	24,2	34,0
SK LC 6	35,7	244,5	500	20,4	21,4
SK LC 7	45,0	246,3	500	20,3	27,0
SK LC 8	34,9	246,3	500	20,3	20,9
SK LC 9	61,6	288,0	500	17,4	37,0

Tabelle 4.1: Betonspannungen der Spannkrafteinleitungsversuche an hochfestem Leichtbeton

Versuchskörper	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung f_{cm} [N/mm ²]	Querschnitt des Versuchskörpers A_c [cm ²]	Vorspannkraft P_0 [kN]	Betonspannung nach Spannkrafteinleitung P_0 / A_c [N/mm ²]	Zulässige Betonspannung nach DIN 1045-1 $f_{c,zul}$ [N/mm ²]
SK SCC 1A	29,2	140,6	250	17,8	17,5
SK SCC 1B	29,2	140,6	250	17,8	17,5
SK SCC 2A	43,5	121,9	250	20,5	26,1
SK SCC 2B	43,5	109,3	250	22,9	26,1
SK SCC 3A	34,0	121,9	250	20,5	20,4
SK SCC 3B	34,0	109,3	250	22,9	20,4
SK SCC 4	32,3	207,4	500	24,1	19,4
SK SCC 5	33,6	221,9	500	22,5	20,2
SK SCC 6	30,0	218,8	500	22,9	18,0
SK SCC 7	40,1	109,4	250	22,8	24,1
SK SCC 8	36,1	121,9	250	20,5	21,7
SK SCC 9	36,2	246,9	500	20,2	21,7
SK SCC 10	36,4	208,3	500	24,0	21,9
SK SCC 11	36,9	197,8	500	25,3	22,2

Tabelle 4.2: Betonspannungen der Spannkrafteinleitungsversuche an selbstverdichtendem Beton

4.2.2 Wesentliche Versuchsergebnisse

In Tabelle 4.3 werden die ermittelten Verschiebungen Δs sowie die Übertragungslängen l_{bp} zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung im Verankerungsbereich zusammengefasst.

Versuchskörper	Zeitpunkt t_0 der Spannkrafteinleitung	Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung [d]	Zeitpunkt t_0			Zeitpunkt t_1	
			Betonfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Verschiebung $\Delta s(t_0)$ [mm]	Übertragungslänge $l_{bp}(t_0)$ [cm]	Verschiebung $\Delta s(t_1)$ [mm]	Übertragungslänge $l_{bp}(t_1)$ [cm]
SK LC 1A	24h	7	38,7	1,42	43,2	-	48,8
SK LC 3A	14d	12	48,7	0,97	27,0	1,00	-
SK LC 3B	24h	9	56,7	0,83	33,6	0,89 ^{*)}	33,8
SK LC 4A	24h	13	37,3	1,17	38,5	1,20	42,0
SK LC 4B	24h	13	37,3	1,19	36,9	1,31	35,5
SK LC 6	3d	20	35,7	1,49	48,0	1,59	53,3
SK LC 7	24h	9	45,0	1,22	46,1	1,31	49,5
SK LC 8	3d	9	34,8	1,57	50,6	1,63	54,0
SK LC 9	24h	30	61,6	0,91	37,2	1,29	34,2
SK SCC 1B	28h	9	29,2	1,46	53,1	1,56	54,8
SK SCC 2A	3d	9	43,5	1,19	39,9	1,25	43,5
SK SCC 3A	3d	9	34,0	1,27	41,0	1,46	50,8
SK SCC 5	3d	13	33,6	2,40	83,3	2,44	85,9
SK SCC 6	3d	13	30,0	1,83	59,8	1,86	61,9
SK SCC 8	3d	38	36,1	1,67	53,2	1,66 ^{*)}	48,1
SK SCC 9	3d	56	36,2	1,68	52,9	1,68 ^{*)}	48,2
SK SCC 10	3d	32	36,4	1,63	49,9	1,66 ^{*)}	50,1
SK SCC 11	3d	24	36,9	1,76	56,5	1,75 ^{*)}	54,1

*) Messung bereits nach 24h bzw. 3d nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Verschiebung Δs sowie der Übertragungslänge l_{bp}

4.2.3 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Entsprechend dem beobachteten Verbundverhalten bei den Ausziehversuchen hängt die Verschiebung der Spannstähle direkt von der Verbundkraft im Übertragungsbereich ab, die durch die Verschiebung aktiviert wird. Aufgrund der gleichen Beanspruchung während der Spannkrafteinleitung erlaubt die gemessene Verschiebung am Balkenende Rückschlüsse auf die Verbundspannungen im Übertragungsbereich bei den unterschiedlichen Betonsorten.

Zum Vergleich sind in den Bildern 4.5 und 4.6 die Verschiebungen jeder Litze bei der Spannkrafteinleitung nach 3 Tagen für den Versuchskörper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ und nach 24 Stunden für den Versuchskörper SK LC 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ dargestellt.

Bild 4.5: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Körper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (3 d: $f_{lcm, cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$)

Bild 4.6: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Körper SK LC 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm, cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$)

Der Vergleich verdeutlicht den Einfluss der Betonrezeptur auf die Spannstahlverschiebungen. Gegenüber dem Beton LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ ergeben sich beim Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nur etwa halb so große Verschiebungen.

Für die Versuche an selbstverdichtendem Beton sind zum Vergleich in den Bildern 4.7 und 4.8 die Verschiebungen jeder Litze bei der Spannkrafteinleitung nach 3 Tagen für den Versuchskörper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche und für den Versuchskörper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl dargestellt.

Bild 4.7: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Körper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche (3d: $f_{cm,cube} = 43,5 \text{ N/mm}^2$)

Bild 4.8: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Körper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (3d: $f_{cm,cube} = 34,0 \text{ N/mm}^2$)

Der Vergleich zeigt hier keinen signifikanten Einfluss der Zusammensetzung auf die Spannstahlverschiebungen. Es ergaben sich für beide verwendeten SVB-Mehlkorn-typen etwa gleich große Verschiebungen, während die des SVB-Kombinationstyp mit Flugasche (Bild 4.9) ca. ein Drittel grösser sind. Die genauen Werte der Verschiebungen Δs nach der Spannkrafteinleitung sind explizit in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

Bild 4.9: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Körper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp (3d: $f_{cm,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$)

In der Tabelle 4.4 sind die Verschiebungen Δs bei der Spannkrafteinleitung ohne sichtbare Rissbildung im Verankerungsbereich zusammengestellt.

Versuchskörper	Betonart	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{cm,cube} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm]				Δs im Mittel [mm]
SK LC 1A	LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$	38,7	1,37	1,45	1,40	1,47	1,42
SK LC 6		35,7	1,59	1,42	1,56	1,40	1,49
SK LC 8		34,9	1,96	1,50	1,56	1,27	1,57
SK LC 4A	LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$	37,3	1,17	1,14	1,18	1,20	1,17
SK LC 4B		37,3	1,19	1,20	1,16	1,19	1,19
SK LC 7		45,0	(2,12)	(2,07)	1,33	1,11	1,22
SK LC 3A	LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$	48,7	0,95	0,97	0,95	0,97	0,97
SK LC 3B		56,7	0,78	0,92	0,80	0,83	0,83
SK LC 9		61,6	1,01	0,90	0,93	0,81	0,91
SK SCC 1B	SVB-Flugasche	29,2	1,45	1,47	-	-	1,46
SK SCC 2A		43,5	1,18	1,20	-	-	1,19
SK SCC 3A	SVB-Kalksteinmehl	34,0	1,28	1,25	-	-	1,27
SK SCC 5		33,6	2,72	2,02	2,77	2,08	2,40
SK SCC 6		30,0	2,06	1,72	1,86	1,69	1,83
SK SCC 7	SVB-Kombinationstyp	40,1	1,64	(2,93)	(2,85)	(2,60)	1,64
SK SCC 8		36,1	1,72	1,64	1,71	1,61	1,67
SK SCC 9		36,2	1,75	1,79	1,60	1,57	1,68
SK SCC 10		36,4	1,64	1,73	1,49	1,65	1,63
SK SCC 11		36,9	1,85	1,69	1,78	1,71	1,76

(...): Verschiebungen an den Stellen mit Rissbildung

Tabelle 4.4: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung betragen bei der Betonsorte Beton LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ zwischen 1,27 mm und 1,96 mm. Demgegenüber ergeben sich bei den Betonsorten LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ deutlich geringere Verschiebungen in Höhe von 1,11 mm bis 1,33 mm bzw. von 0,78 mm bis 1,01 mm. Dies ist auf die mit steigender Rohdichte und Betondruckfestigkeit größeren übertragbaren Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung zurückzuführen.

Für die hier verwendeten SVB-Betone betragen die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rissbildung zwischen 1,18 mm und 2,77 mm. Hierbei ist kein signifikanter Unterschied zwischen dem hier untersuchten Kombinationsstyp und den beiden untersuchten Mehlkorntypen zu erkennen. Dies ergibt sich aus den etwa gleich großen Verbundkräften bzw. -spannungen, die bereits in den Ausziehversuchen festgestellt wurden. In Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und dem E-Modul zum Zeitpunkt des Versuches, ist lediglich der Anteil des Haftverbundes von SVB mit Kalksteinmehl doppelt so groß wie der vom SVB mit Flugasche, während der Einfluss aus dem „Hoyer“-Effekt sowie der verschiebungsabhängige Anteil gleich groß sind.

Bei einer Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich stellen sich deutlich größere Verschiebungen entsprechend der Abnahme der aufnehmbaren Verbundspannung ein. Dies ist mit einer schnellen Vergrößerung der Verschiebungen verbunden. Im Bild 4.10 sind beispielhaft die Verschiebungen über die eingeleiteten Vorspannkraften an dem gerissenen Ende des Versuchskörpers SK LC 5 dargestellt.

Bild 4.10: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung am gerissenen Ende des Körpers SK LC 5 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm, cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$)

Der erste Sprenggriss wurde bei einer eingeleiteten Spannkraft von 119 kN beobachtet. Der Knickpunkt der Verschiebungskurve kennzeichnet die Rissbildung bis zur Oberfläche der Versuchskörper, an der ein Riss zu erkennen war.

Die zeitabhängigen Verschiebungen im Zeitraum bis zu drei Wochen sind beispielhaft für den Versuchskörper SK LC 6 im Bild 4.11 dargestellt. Das zeitabhängige Betonverhalten umfaßt die Verformungen unter Druck, Zug und Verbundbeanspruchungen.

Bild 4.11: Einfluss der Belastungsdauer auf die Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Körper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$

Da einerseits die querpressungsabhängigen Verbundspannungen der Litzen von der Bettungsreaktion des umgebenden Betons abhängen und andererseits auch der Reibverbund von den Betoneigenschaften, ergibt sich eine Verminderung der Verbundkräfte, wenn sich der Beton durch Kriechen verformt (Verbundkriechen). Dies ist mit einer Zunahme der Verschiebungen verbunden. Entsprechend der Kriechfunktion nehmen die Kriechverformungen mit wachsender Belastungszeit immer langsamer zu. Dies zeigt exemplarisch der Schlupfzuwachs in den ersten zehn Stunden nach Spannkrafteinleitung in Bild 4.12, während nach etwa zehn Stunden keine wesentliche Zunahme des Schlupfes mehr erkennbar war (Bild 4.11).

Bild 4.12: Schlupfzuwachs in den ersten zehn Stunden nach Spannkrafteinleitung bei Körper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$

Trägt man die Verschiebungen über eine logarithmische Zeitachse auf, ergibt sich für den Versuchskörper SK LC 6 ein nahezu konstanter Verschiebungsverlauf (Bild 4.13), der nicht der linearen logarithmischen Kriechfunktion des Betons entspricht. Die ist bei allen Versuchskörper aus hochfestem Leichtbeton zu beobachten (vgl. Anhang B).

Bild 4.13: Einfluss der Belastungsdauer auf die Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Körper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ bis 21 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

Trägt man dagegen die Verschiebungen für einen Versuchskörper aus SVB (SK SCC 3A) über eine logarithmische Zeitachse auf, ergibt sich nach Bild 4.14 ein folgender nahezu linearer Verschiebungsverlauf, der affin zur Kriechfunktion des Betons verläuft. Dies wurde auch in [Nit01] bei Spannkrafteinleitungsversuchen an normalfestem und hochfestem Rüttelbeton festgestellt.

Bild 4.14: Einfluss der Belastungsdauer auf die Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Körper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

Die Verschiebungszuwächse für die bei der Spannkrafteinleitung größtenteils ungerissenen Versuchskörper (vgl. Bildern 4.20 bis 4.23) sind in der nachfolgenden Tabelle 4.5 zusammengefasst.

Versuchskörper	Betonsorte	Zeit der Spannkrafteinleitung	Zeit nach der Spannkrafteinleitung	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper nach der Spannkrafteinleitung [mm]				Δs im Mittel [mm]	Zuwachs [%]
SK LC 6	LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$	3d	21d	1,70	1,53	1,59	1,52	1,59	6,7
SK LC 8		3d	8d	2,08	1,52	1,60	1,32	1,63	3,8
SK LC 4A	LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$	24h	13d	1,33	1,06	-	-	1,20	2,2
SK LC 4B		24h	13d	1,46	1,14	1,35	1,28	1,31	9,9
SK LC 7		24h	10d	(2,26)	-	1,42	1,19	1,31	7,0
SK LC 3A	LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$	14d	12d	0,97	1,01	1,02	1,00	1,00	3,1
SK LC 3B		24h	1d	0,82	0,96	(2,84)	(3,99)	0,89	7,2
SK LC 9		24h	41d	1,59	1,25	1,25	1,08	1,29	42,0
SK SCC 1B	SVB-Flugasche	3d	28h	1,64	1,47	-	-	1,56	6,7
SK SCC 2A		3d	3d	1,23	1,27	-	-	1,25	5,0
SK SCC 3A	SVB-Kalksteinmehl	3d	3d	1,48	1,43	-	-	1,46	15,0
SK SCC 5		3d	3d	2,78	2,20	2,66	2,18	2,44	1,7
SK SCC 6		3d	3d	1,92	1,71	2,08	1,72	1,86	1,7
SK SCC 7	SVB-Kombinationstyp	3d	17h	1,63	(3,01)	(2,92)	(2,67)	1,63	-0,01
SK SCC 8		3d	3d	1,72	1,62	1,71	1,60	1,66	-0,01
SK SCC 9		3d	19h	1,75	1,79	1,61	1,58	1,68	±0,00
SK SCC 10		3d	3d	1,68	1,78	1,50	1,69	1,66	+0,03
SK SCC 11		3d	20h	1,84	1,69	1,77	1,71	1,75	-0,01

(...): Verschiebungen an den Stellen mit Rissbildung

Tabelle 4.5: Verschiebungszuwachs der Litzen an der Stirnfläche nach der Spannkrafteinleitung

Während die absoluten zeitabhängigen Verschiebungszuwächse bei einem Beton LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ ca. 30 % bzw. 60 % über den Werten bei einem Beton LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ bzw. LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ liegen, unterscheiden sich die prozentualen Zuwächse kaum. Dies entspricht den Angaben für hochfesten Normalbeton [Nit01]. Auch die beiden verwendeten SVB-Mehlkornarten haben beinahe gleiche prozentuale Zuwächse. Für den SVB-Kombinationstyp sind hingegen keine Zuwächse festzustellen.

4.2.4 Rissentwicklung im Übertragungsbereich

Im Übertragungsbereich wachsen die Verbundkräfte durch den querdehnungsabhängigen und den verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundkraft bei zunehmender Spannkrafteinleitung an. Bei einer geringen Betondeckung ist zu erwarten, dass die Sprengkräfte bei zunehmender Spannkrafteinleitung nicht mehr aufgenommen werden können und sich ausgehend vom Balkenende Sprengrisse bilden, die sich zur Balkenmitte hin fortsetzen, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand mit der eingeleiteten

Vorspannkraft einstellt. Entsprechend der geringen Festigkeit des bis außen gerissenen Zugrings können dort dann nur noch geringe Verbundkräfte übertragen werden, und die Übertragungslänge wird bei der Sprenggrissbildung sprunghaft größer.

Als Beispiel hierfür sind in den Bildern 4.16 und 4.15 die Betondehnungen der Versuchskörper SK LC 9 und SK LC 5 dargestellt. Die Versuchskörper aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ unterschieden sich lediglich durch die Querschnittsaus-
bildung (Betondeckung c und lichter Abstand s).

Bild 4.15: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK LC 5 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

Bild 4.16: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK LC 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Die Betondeckung des Versuchskörpers SK LC 5 von $c = 3,0 \cdot d_p$ bei einem lichten Litzenabstand von $s = 2,0 \cdot d_p$ reichte nicht aus, um die anwachsende Verbundkraft vollständig aufzunehmen. Bei einer Spannkrafteinleitung von $0,92 \cdot P_0$ trat eine Sprengrissbildung auf und die Betondehnungen nahmen bei der letzten Belastungsstufe am Anfang der Übertragungslänge wieder ab. Am zunächst deutlich flacheren Anstieg der Betondehnung am rechten Ende bei der letzten Stufe der Spannkrafteinleitung sind die geringeren Verbundkräfte infolge der Sprengrissbildung zu erkennen. Auch bei Versuchskörper SK LC 9 konnten sich die Verbundkräfte (am linken Ende) bei der letzten Laststufe noch ohne eine äußerlich sichtbare Sprengrissbildung umlagern.

Neben der Betondeckung wird die Sprengrissbildung durch den Litzenabstand untereinander beeinflusst. Bei Versuchskörper SK LC 5 war eine Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ nicht ausreichend, um die Spannkraft ohne Sprengrissbildung einzuleiten. Bei den Versuchskörpern SK LC 7 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und SK LC 8 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, die sich vom Versuchskörper SK LC 5 in der Betonsorte sowie durch die Querschnittsabmessungen infolge der unterschiedlichen Abstände der Litzen untereinander unterscheiden ($s = 2,5 \cdot d_p$ anstatt $s = 2,0 \cdot d_p$), bildeten sich bei gleichen Betondeckungen erst nach Einleitung von 98 % bzw. 99 % der Vorspannkraft nur an einer Seite des Versuchskörpers sichtbare Sprengrisse. Bei dem größeren lichten Abstand von $s = 2,5 \cdot d_p$ war die Betondeckung $c = 3,0 \cdot d_p$ offensichtlich ausreichend (Bild 4.17), wobei auch hier eine innere Rissbildung (linke Seite) vorliegt.

Bild 4.17: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK LC 7 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Für die Versuche aus SVB-Betonen sind in den Bildern 4.18 und 4.19 die Betondehnungen der Versuchskörper SK SCC 4 und SK SCC 6 (beide aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl) dargestellt. Die Versuchskörper unterschieden sich lediglich durch

die Querschnittsausbildung, während der Versuchskörper SK SCC 4 mit einem lichten Abstand von $s = 2,5 \cdot d_p$ ausgebildet war, betrug bei Versuchskörper SK SCC 6 der lichte Abstand $s = 3,0 \cdot d_p$.

Bild 4.18: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 4 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 2,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Bild 4.19: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 6 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($c = 2,5 \cdot d_p$ und $s = 3,0 \cdot d_p$)

Beim SVB reicht der lichte Abstand $s = 2,5 \cdot d_p$ und eine Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$ nicht aus (Versuchskörper SK SCC 4), um die anwachsenden Verbundspannungen vollständig aufzunehmen. Beim Versuchskörper SK SCC 6 mit dem Abstand $s = 3,0 \cdot d_p$ und der Betondeckung $c = 2,5 \cdot d_p$ konnten die Verbundkräfte hingegen bei der letzten Laststufe noch umgelagert werden ohne eine sichtbare Sprenggrissbildung.

In den Bildern 4.20 bis 4.23 ist neben den Versuchsparametern und Betonfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt auch die Risslast angegeben sowie deren Verhältnis zur Vorspannkraft P . Hierbei wird mit „passiver Seite“ das hintere Ende am festen Querjoch bezeichnet und mit „aktiver Seite“ das vordere Ende am beweglichen Spannjoche (Bild 4.2). Die Versuchskörper SK LC 1B und SK SCC 1A werden als „rissfrei“ bezeichnet. An beiden Enden ist zwar ein sichtbarer Riss in der Mitte der Versuchskörper erkennbar, aber dieser Riss ist infolge zu hoher Spaltzugkräfte zwischen den beiden Litzen untereinander aufgetreten und nicht infolge zu geringer Betondeckung. Nachdem bei den jeweils ersten Versuchskörper SK LC 1B und SK SCC 1A das Versagen durch Stirnspaltzug eingetreten ist, wurden die Versuchskörpergeometrie und das Prüfalte verändert. Hierzu wurde der lichte Abstand s verringert und das Prüfalte auf drei Tage erhöht, um bei allen weiteren Versuchen gezielt die Sprengrissbildung zu überprüfen.

SK LC 1A LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 24h $f_{\text{Icm,cube}} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,69 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 d_p$ $s = 8,0 d_p$ $A_{\text{ges}} = 175,0 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK LC 1B LC 35/38 $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 24h $f_{\text{Icm,cube}} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,69 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 d_p$ $s = 12,0 d_p$ $A_{\text{ges}} = 178,1 \text{ cm}^2$ rissfrei¹⁾	aktiv
	passiv			passiv
SK LC 2A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 2d $f_{\text{Icm,cube}} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 d_p$ $s = 6,0 d_p$ $A_{\text{ges}} = 93,8 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 75kN≈0,59 P	aktiv		SK SCC 2B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 2d $f_{\text{Icm,cube}} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 d_p$ $s = 3,2 d_p$ $A_{\text{ges}} = 95,6 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 128kN≈0,99 P	aktiv
	passiv			passiv
SK LC 3A LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 14d $f_{\text{Icm,cube}} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 d_p$ $s = 3,1 d_p$ $A_{\text{ges}} = 121,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 124kN≈0,96 P	aktiv		SK LC 3B LC 75/85 $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalte: 24h $f_{\text{Icm,cube}} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{Ictm,sp}} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 d_p$ $s = 6,0 d_p$ $A_{\text{ges}} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv

* rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch folgende Erläuterungen im Text)

Bild 4.20: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK LC 1A bis SK LC 3B an hochfestem Leichtbeton

SK LC 4A LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK LC 4B LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK LC 5 LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,99 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 206,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 119kN≈0,92 P	aktiv		SK LC 6 LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 3d $f_{lcm,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,59 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 244,5 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK LC 7 LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 127kN≈0,97 P	aktiv		SK LC 8 LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 3d $f_{lcm,cube} = 34,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,22 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 129kN≈0,99 P	aktiv	
	passiv			passiv	
SK LC 9 LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 3,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 288,0 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv				
	passiv				

Bild 4.21: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK LC 4A bis SK LC 9 an hochfestem Leichtbeton

SK SCC 1A Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 28h $f_{cm,cube} = 29 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 12,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 140,6 \text{ cm}^2$ rissfrei^{*)}	aktiv		SK SCC 1B Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 28h $f_{cm,cube} = 29 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 139,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 2A Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 122 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 2B Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN=0,97 P	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 3A Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 122 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 3B Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN=0,97 P	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 4 Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 32 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 130kN=0,99 P	aktiv		SK SCC 5 Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 222 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv

* rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch folgende Erläuterungen im Text)

Bild 4.22: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK SCC 1A bis SK SCC 5 an selbstverdichtendem Beton

SK SCC 6 Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 3,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 219 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 7 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,14 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN=0,97 P	aktiv
	passiv		$c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN=0,97 P	passiv
SK SCC 8 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,55 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 9 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,61 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 10 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 11 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 197,8 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv

Bild 4.23: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK SCC 6 bis SK SCC 11 an selbstverdichtendem Beton

Bei den Versuchskörpern aus hochfestem Leichtbeton reichte eine Betondeckung von $c = 2,0 \cdot d_p$ bzw. $c = 2,5 \cdot d_p$ (SK LC 2A bzw. bei SK LC 2B und SK LC 3A) nicht aus, um die Sprengkräfte im Einleitungsbereich aufzunehmen. Auch der gegenseitige lichte Abstand der Litzen muss begrenzt werden, wie die Körper SK LC 5, SK LC 7 und SK LC 8 mit einer Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ zeigen. Bei den Versuchskörpern aus SVB war eine Betondeckung von $c = 2,0 \cdot d_p$ (SK SCC 1A, SK SCC 2B, SK SCC 3B und SK SCC 7) ebenfalls nicht ausreichend. Auch beim SVB muss der gegenseitige lichte Abstand der Litzen begrenzt werden, wie der Körper SK SCC 4 mit einer Betondeckung von $c = 2,5 \cdot d_p$ belegt.

In den Bildern 4.24 und 4.25 ist – getrennt für den hochfesten Leichtbeton und den selbstverdichtenden Beton - die Abhängigkeit der Sprengrissbildung von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der Litzen zu erkennen. Hierin bedeutet i/j , dass i aus j Versuchen zu Sprengrissen führten. Der angelegte Bereich kennzeichnet die Ab-

messungen, bei denen die resultierenden Sprengkräfte aus der Einleitung der Vorspannkraft durch den Beton rissfrei aufgenommen werden können.

Bild 4.24: Sprengrissbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s bezogen auf den Nenndurchmesser d_p der Litzen für hochfesten Leichtbeton

Bild 4.25: Sprengrissbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s bezogen auf den Nenndurchmesser d_p der Litzen für selbstverdichtenden Beton

Die Auswertung bei einer stufenweisen Einleitung der Spannkraft ergibt, dass unabhängig von der Betonfestigkeit und Rohdichte folgende Mindestabmessungen für die hier untersuchten hochfesten Leichtbetone erforderlich sind, um die rissfreie Einleitung der Vorspannkraft von 0,5“-Litzen nach DIN 1045-1 sicherzustellen:

für $s \geq 2,5 \cdot d_p$:	$c \geq 3,0 \cdot d_p$
für $s = 2,0 \cdot d_p$:	$c \geq 3,5 \cdot d_p$
mit	s lichter Mindestabstand
	c Mindestbetondeckung
	d_p Nenndurchmesser

Dies bedeutet eine Erhöhung der Betondeckung um $0,5 \cdot d_p$ gegenüber Normalbeton [Nit01, 1045-1, Heft525]. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte in Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton nochmals um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen. Ebenso sollten diese Werte nochmals bei einer schlagartigen Einleitung der Spannkraft erhöht werden. In der Praxis ergeben sich zumeist grössere Betondeckungen aus den Erfahrungen des Fertigteilwerkes sowie durch erhöhte Anforderungen an Korrosion bzw. Brandschutz.

Für die hier untersuchten selbstverdichtenden Betone sind folgende Mindestabmessungen erforderlich:

für $s \geq 2,0 \cdot d_p$:	$c \geq 2,5 \cdot d_p$
mit	s lichter Mindestabstand
	c Mindestbetondeckung
	d_p Nenndurchmesser

Dies ist etwas progressiver als die Angaben in [Nit01, 1045-1, Heft525] für Normalbeton, die eine Betondeckung von $c = 3,0 \cdot d_p$ bei einem lichten Abstand von $s = 2,0 \cdot d_p$ vorsehen. Für gerippte Spanndrähte sind die Werte ebenfalls um $0,5 \cdot d_p$ zu erhöhen sowie bei einer schlagartigen Einleitung bzw. aus Anforderung an Korrosion und Brandschutz grössere Betondeckungen erforderlich sind.

In Bild 4.26 sind beispielhaft für den hochfesten Leichtbeton die eingeleiteten Spannkraften zum Zeitpunkt der Rissbildung für die verschiedenen Versuchskörper unter Berücksichtigung der Betonsorte, der bezogenen Betondeckungen sowie der bezogenen lichten Abstände dargestellt. Hierbei wurde die Rissbildung anhand des sprunghaften Anstiegs der Verschiebungen der Litzen ermittelt. Die Säulen mit kleineren eingeleiteten Vorspannkraften als 125 kN kennzeichnen eine vorzeitige Sprenggrissbildung. Zum Vergleich sind auch die eingeleiteten Vorspannkraften der Versuchskörper ohne eine Sprenggrissbildung dargestellt. In den Diagrammen sind von links nach rechts die vier Messstellen (vorne links, vorne rechts, hinten links, hinten rechts) der induktiven Wegaufnehmer zur Verschiebung der Spannstähle dargestellt.

Bild 4.26: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrissbildung der Spannkrafteinleitungsversuche an hochfestem Leichtbeton

Auf den ersten Blick scheint der Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ eher eine Neigung zur Sprenggrissbildung zu haben, betrachtet man allerdings die Betondeckung c , so stellt man fest, dass diese mit $c = 2,0 \cdot d_p$ auch geringer ist als bei den anderen Versuchskörpern. Der Vergleich belegt somit, dass die Neigung zur Sprenggrissbildung unabhängig von den verschiedenen Betonsorten ist. Trotz der geringeren Betonzugfestigkeit bei hochfesten Leichtbetonen ist nur eine geringe Vergrößerung der Betondeckung (um $0,5 \cdot d_p$) erforderlich, um die Vorspannkraft einleiten zu können. Dies kommt durch den „weicheren“ Verbund von hochfestem Leichtbeton gegenüber Normalbeton.

4.2.5 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Da die Summe der Verbundkräfte mit der Übertragungslänge zunimmt, wächst die Übertragungslänge mit zunehmender Spannkrafteinleitung an. Bei einem starrplastischen Verbundgesetz, das dem konstanten Anteil der Verbundspannung $\tau = C_I$ entspricht, wächst die Verbundkraft im gleichen Verhältnis wie die Übertragungslänge proportional zur eingeleiteten Spannkraft an [Nit01]. In Bild 4.27 sind die dazugehörigen Betondehnungen im Übertragungsbereich für verschiedene Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt.

Bild 4.27: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starrplastischen Verbundverhalten ($\tau = C_I$) [Nit01]

Entsprechend einer von der Dehnung und der Verschiebung unabhängigen, konstanten Verbundspannung ergibt sich ein linearer Zuwachs der Betondehnungen bis die Betondehnung ihren größten Wert bei vollständig eingeleiteter Spannkraft erreicht.

Bei einem starrplastischen Verbundgesetz mit Berücksichtigung des querdehnungsabhängigen Verbundverhaltens (Hoyer-Effekt, $\tau = C_2 \cdot \sigma_p$), ergeben sich bei einer Dehnungsänderung durch die Spannungsverminderung der Spannstähle größere Verbundspannungen (Bild 4.28). Der Gradient der Betondehnung, der dem Verlauf der Verbundspannung entspricht, wird mit zunehmender Spannkrafteinleitung entsprechend größer. Bei der vollständigen Spannkrafteinleitung ergibt sich die größte Verbund-

spannung am Balkenende entsprechend der Querdehnung aus der gesamten Vorspannung [Nit01].

Bild 4.28: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten mit Hoyer-Effekt ($\tau = C_1 + C_2 \cdot \sigma_P$) [Nit01]

Neben dem Hoyer-Effekt wird die Verbundspannung von den Verschiebungen gegenüber dem Beton beeinflusst. Hierdurch erhöhen sich die Verbundspannungen mit zunehmender Verschiebung. Bei den großen Verschiebungen am Balkenende ergeben sich die größten Verbundspannungen und ein entsprechend steiler Anstieg der Betondehnungen mit zunehmender Spannkrafteinleitung (Bild 4.29).

Bild 4.29: Dehnungsdifferenzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft [Nit01]

Am Ende der Übertragungslänge ist die Zunahme der Betondehnungen bei den kleineren Verschiebungen gering, da hier entsprechend dem Potenzansatz für das verschiebungsabhängige Verbundverhalten ($\tau = C_3 \cdot s^\alpha$) kleinere Verbundspannungen vorhanden sind. Entsprechend geht der Betondehnungsverlauf kontinuierlich in die Horizontale des Größtwertes über (Bild 4.30).

Bild 4.30: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem verschiebungsabhängigen Verbundverhalten ($\tau = C_3 \cdot s^\alpha$) [Nit01]

Zur Ermittlung der Übertragungslängen der Vorspannkraft werden nachfolgend zunächst die elastischen Betondehnungen im Übertragungsbereich bei der Spannkrafteinleitung dargestellt. Hierbei werden die im Versuch gemessenen gemittelten Betondehnungen der gegenüberliegenden Messstrecken und die eingeleitete Spannkraft angegeben. Wegen der geringen Betondeckungen und der symmetrischen Vorspannung kann die Eintragungslänge näherungsweise mit der Übertragungslänge der Vorspannkraft gleichgesetzt werden und die Betondehnungen entwickeln sich nach Bild 4.29, reziprok umgekehrt proportional zu den Stahldehnungen.

In den Bildern 4.31 und 4.32 sind die gemessenen gemittelten Betondehnungen für die Versuchskörper SK LC 6 (LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$) und SK LC 9 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt.

Bild 4.31: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Bild 4.32: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK LC 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Wie erläutert steigen die Betondehnungen ausgehend von der Stirnfläche mit zunehmender Spannkrafteinleitung steiler an. Die Verbundspannungen erzeugen Spannungsverläufe im Beton, die denen in Bild 4.28 und 4.30 mit spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteilen der Verbundwirkung qualitativ entsprechen.

Dies ist auch für alle Versuche an SVB festzustellen, wie die Bilder 4.33 bis 4.35 für die Versuchskörper SK SCC 2A (SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche), SK SCC 3A (SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl) und SK SCC 8 (SVB-Kombinationstyp) belegen.

Bild 4.33: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Bild 4.34: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkornrtyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Bild 4.35: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft

Die vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang B. In den Versuchen SK LC 2A und SK LC 2B konnte aufgrund der Längsrissbildung nur 60 % bzw. 80 % der geplanten Vorspannkraft eingeleitet werden.

Da die Betondehnungen konstant bleiben, wenn keine Verbundkräfte übertragen werden, kann aus den dargestellten Betondehnungsverläufen die Übertragungslänge abgelesen werden. Die Übertragungslänge wird gemäß [DIBt80] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 %) abgelesen werden.

der Gesamtvorspannung bzw. 80 % des mittleren Höchstwertes der Längsdehnung) errechnet (vgl. Kap. 2.4.1). Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den Setzdehnungsmesspunkten (SDM) zugrunde gelegt.

In Tabelle 4.6 sind die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Übertragungslängen der Versuchskörper ohne Sprengrissbildung zusammengestellt. Hierbei wird mit "passiver Seite" das hintere Ende am festen Querjoch bezeichnet und mit "aktiver Seite" das vordere Ende am beweglichen Spannjoche (Bild 4.2).

Versuchskörper	Betonsorte	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Übertragungslänge „Aktive Seite“ l_{bp} [cm]	Übertragungslänge „Passive Seite“ l_{bp} [cm]	Gemittelte Übertragungslänge l_{bp} [cm]
SK LC 1A	LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$	38,7	41,9	44,5	43,2
SK LC 6		35,7	46,5	49,5	48,0
SK LC 8		34,9	50,6	Rissbildung	50,6
SK LC 4A	LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$	37,3	41,9	35,1	38,5
SK LC 4B		37,3	35,4	38,4	36,9
SK LC 7		45,0	48,6	43,5	46,1
SK LC 3A	LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$	48,7	27,0	Rissbildung	27,0
SK LC 3B		56,7	33,2	33,9	33,6
SK LC 9		61,6	36,0	38,4	37,2
SK SCC 1B	SVB-Flugasche	29,2	52,0	54,3	53,1
SK SCC 2A		43,5	38,4	41,4	39,9
SK SCC 3A	SVB-Kalksteinmehl	34,0	41,4	40,5	41,0
SK SCC 5		33,6	89,8	76,8	83,3
SK SCC 6		30,0	62,6	55,9	59,8
SK SCC 8	SVB-Kombinationstyp	36,1	54,0	52,3	53,2
SK SCC 9		36,2	54,0	51,8	52,9
SK SCC 10		36,4	49,6	50,1	49,9
SK SCC 11		36,9	55,1	57,9	56,5

Tabelle 4.6: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung nach [DIBt80]

Die Messungen der Spannkrafteinleitung wurden in einem Zeitraum von 5 bis 30 Tagen weitergeführt, um zeitabhängige Effekte zu erfassen. Die ermittelten Betondehnungen infolge Kriechen sind in den Bildern 4.36 und 4.37 für die Versuchskörper SK LC 6 (LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$) und SK LC 9 (LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$) gegenübergestellt. Die vollständige Dokumentation ist Anhang B zu entnehmen.

Bild 4.36: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild 4.37: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 9 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Es ist zu erkennen, dass sich die Betondehnungen durch das Kriechen vergrößern. Dies ergeben auch die Versuche an SVB wie die Bilder 4.38 bis 4.40 für die Versuchskörper SK SCC 2A (SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche), SK SCC 3A (SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl) und SK SCC 8 (SVB-Kombinationstyp) zeigen. Der Beton kriecht und schwindet mit der Zeit. Die Vorspannung verringert sich infolge Kriechen und Schwinden des Betons und es kommt zum Verbundkriechen.

Bild 4.38: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 2A aus SVB-Melkorntyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild 4.39: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

Bild 4.40: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp nach der Spannkrafteinleitung

In Tabelle 4.7 sind die experimentell ermittelten Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung zusammengestellt. Zudem wird die zeitliche Veränderung Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Versuchskörper	Betonart	Betonalter bei Vorspannung t_0	Betonalter nach Vorspannung t_I [d]	Übertragungslänge der Vorspannkraft					
				Aktive Seite			Passive Seite		
				l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]	l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]
SK LC 1A	LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$	3d	7	48,9	7,0	17	48,6	4,1	9
SK LC 6		3d	20	49,5	3,0	6	57,0	7,5	15
SK LC 8		3d	9	54,0	3,4	7	Rissbildung		
SK LC 4A	LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$	24h	13	45,0	3,1	7	39,0	3,9	11
SK LC 4B		24h	13	36,0	0,6	2	35,0	-3,4	-9
SK LC 7		24h	9	54,0	5,4	11	45,0	1,5	3
SK LC 3A	LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$	14d	-	Keine Messung			Rissbildung		
SK LC 3B		24h	9	34,6	1,4	4	33,0	-0,9	-3
SK LC 9		24h	30	36,0	0,0	0	32,4	-6,0	-16
SK SCC 1B	SVB- Flugasche	3d	9	55,0	3,0	5,8	54,5	0,2	0,3
SK SCC 2A		3d	9	42,1	3,7	9,6	44,8	3,4	8,2
SK SCC 3A	SVB- Kalksteinmehl	3d	9	50,8	9,6	23,2	50,8	10,3	25,4
SK SCC 5		3d	13	92,3	2,5	2,8	79,5	2,7	3,5
SK SCC 6		3d	13	64,8	2,2	3,5	59,0	3,1	5,5
SK SCC 8	SVB- Kombination	3d	38	46,1	-7,9	-14,6	50,1	-2,2	-4,2
SK SCC 9		3d	56	49,5	-4,5	-8,3	46,8	-5,0	-9,7
SK SCC 10		3d	32	49,5	-0,6	-1,2	50,6	+1,0	+2,0
SK SCC 11		3d	24	52,9	-2,2	-4,0	55,2	-2,7	-4,7

Tabelle 4.7: Ermittelte Übertragungslängen zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung

Der Vergleich der zeitabhängigen Dehnungsverläufe ergibt für die Betonart LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ eine Zunahme der Übertragungslänge, während in den Betonarten LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ und LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ keine signifikante Zunahme zu erkennen ist. Hier wird das Kriechen des Betons offenbar durch die Verbundkraftumlagerung innerhalb der Übertragungslänge ausgeglichen.

Die berechnete Übertragungslänge und der Zuwachs Δl_{bp} bei den Versuchskörpern aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ und LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ ist wesentlich geringer - zum Teil sogar negativ - als bei den Versuchskörpern aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt80] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einem linearen Dehnungsverlauf oder umgekehrt es zu scheinbaren Zuwächsen bzw. Reduzierungen der Übertragungslängen kommt, obwohl der größte Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird. Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen wird deshalb zum Teil über- bzw. unterschätzt.

Für die beiden verwendeten SVB-Mehlkorntypen (Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl und Mehlkorntyp mit Flugasche) ergeben sich Zunahmen der Übertragungslängen. Der Zuwachs Δl_{bp} ist jedoch bis auf Versuchskörper SK SCC 3A kleiner als 10 %. Für den verwendeten Kombinationstyp ist der Zuwachs Δl_{bp} zum Teil negativ.

In Bild 4.41 sind die Übertragungslängen l_{bp} für die Versuche aus Leichtbeton in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{lcm,cube}$ beim Vorspannen und zum Zeitpunkt t_1 nach dem Vorspannen dargestellt.

Bild 4.41: Übertragungslängen der Vorspannung für die Versuche aus Leichtbeton in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit direkt nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung

Nach Bild 4.41 nimmt die Übertragungslänge bei hochfestem Leichtbeton mit ansteigender Betonfestigkeit tendenziell ab, allerdings ist der Zusammenhang nicht so ausgeprägt wie bei hochfesten Normalbeton [Nit01]. Trägt man die Übertragungslänge in Abhängigkeit der Rohdichte auf (Bild 4.42), ist eine eindeutige Abhängigkeit zu erkennen.

Es ist ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Übertragungslänge und der Trockenrohddichte erkennbar. Da die Trockenrohddichte wiederum nahezu linear vom E-Modul abhängt (Bild 3.9), ist eine Abhängigkeit der Übertragungslänge vom E-Modul vorhanden. Nach dem eigenen Verbundgesetz (Gl. 3.8) nimmt die Verbundfestigkeit mit steigendem E-Modul ab, was zunächst ein Widerspruch erscheint, jedoch wird hier der Festigkeitsquotient f_{cmj}/E_{cmj} betrachtet. Hiermit sollte nur eine allgemeine Abhängigkeit gezeigt werden, die in Kapitel 3 schon näher beschrieben wurde.

In Bild 4.43 sind die Übertragungslängen l_{bp} für die Versuche aus SVB-Betone in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ beim Vorspannen und zum Zeitpunkt t (zwischen 9d und 58d) nach dem Vorspannen dargestellt.

Bild 4.42: Übertragungslängen der Vorspannung für die Versuche aus Leichtbeton in Abhängigkeit von der Trockenrohichte direkt nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t_1 nach der Spannkrafteinleitung

Bild 4.43: Übertragungslängen der Vorspannung für die Versuche aus SVB-Beton in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung sowie zum Zeitpunkt t nach der Spannkrafteinleitung

Mit Ausnahme eines Versuches aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl, bei dem überproportionale große Übertragungslängen gemessen wurden, ist für die hier untersuchten SVB-Betone in dem Festigkeitsbereich zwischen 30 und 45 N/mm² ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Übertragungslänge und der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung erkennbar wie für Normalbeton in [Nit01].

4.2.6 Vergleich der Übertragungslängen mit normativen Regelungen

Die in Kapitel 2.3 aufgeführten normativen Regelungen zur Bestimmung der Übertragungslängen DIN 1045-1 [1045-1], DIN 4227 [4227-1], Modell Code 90 [MC90] und ACI 318-02 [ACI318] wurden auf die eigenen Versuche sowie für fünf Spannkrafteinleitungskörper (SK HSC) aus hochfestem Beton [Nit01] angewendet und sind in Tabelle 4.8 der experimentell nach [DIBt80] bzw. der 95%-AMS-Methode ermittelten Übertragungslänge l_{bp} gegenübergestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass zwischen den experimentell nach [DIBt80] bzw. der 95%-AMS-Methode ermittelten Übertragungslänge l_{bp} kein grosser Unterschied zu erkennen ist. Die experimentell ermittelten Übertragungslängen nach [DIBt80] werden als maßgebende Größe im Weiteren betrachtet.

Versuchskörper	Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Übertragungslänge l_{bp} [cm]						
		[DIBt80]	95%-AMS	[1045-1]	[4227-1]	[EC2]	[MC90]	[ACI318]
		Kap.2.4.1	Kap.2.4.2	Kap.2.3.2	Kap.2.3.3	Kap.2.3.4	Kap.2.3.5	Kap.2.3.6
SK LC 1A	30,8	43,2	44,0	123,0	89,1	86,5	120,8	65,2
SK LC 3A	39,2	27,0	27,0	91,0	76,6	76,0	141,3	57,8
SK LC 3B	39,2	33,6	32,0	91,0	76,6	76,0	141,3	57,8
SK LC 4A	29,7	38,5	33,0	116,9	90,9	87,9	122,7	66,5
SK LC 4B	29,7	36,9	33,5	116,9	90,9	87,9	122,7	66,5
SK LC 6	28,3	48,0	47,0	129,7	92,9	89,6	125,5	68,0
SK LC 7	36,1	46,1	44,5	101,7	81,3	79,9	118,6	60,3
SK LC 8	27,7	50,6	56,0	131,8	93,9	90,4	146,4	68,8
SK LC 9	50,3	27,7	28,0	78,0	60,5	62,1	101,9	51,1
SK SCC 1B	26,0	51,4	49,2	135,2	101,0	96,2	135,4	75,5
SK SCC 2A	34,2	37,9	36,9	104,2	83,1	81,4	101,6	61,4
SK SCC 3A	27,6	39,7	41,5	123,3	95,0	91,3	116,1	69,8
SK SCC 5	26,6	83,3	79,0	123,3	95,5	91,7	130,0	70,2
SK SCC 6	27,0	57,4	53,1	132,9	100,0	95,4	147,7	74,5
SK SCC 8	32,3	53,1	49,0	118,2	92,4	89,2	127,5	67,6
SK SCC 9	32,8	52,9	48,3	118,0	92,3	89,1	124,5	67,6
SK SCC 10	32,5	49,9	47,8	117,7	92,0	88,8	128,5	67,4
SK SCC 11	33,1	56,5	49,8	116,7	91,4	88,3	116,5	66,9
SK HSC 2	64,3	17,5	16,3	62,7	40,9	35,7	92,1	45,2
SK HSC 5	37,4	38,6	38,2	83,8	79,4	62,6	110,2	59,3
SK HSC 8	67,3	21,0	20,0	61,8	36,6	32,7	90,3	44,1
SK HSC 11	61,5	18,5	20,0	63,8	44,8	38,5	76,7	46,2
SK HSC 12	38,9	33,1	29,0	81,9	77,1	61,1	110,9	58,1

¹⁾ nur bis zu einer Festigkeit von 55N/mm² zugelassen

²⁾ Werte über die Zugfestigkeit bestimmt

Tabelle 4.8: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Übertragungslängen l_{bp} mit denen aus normativen Regelungen

Die aus den Spannkrafteinleitungsversuchen ermittelten Übertragungslängen l_{bp} sind kürzer als die der normativen Regelungen. Dies ist zum Einen auf die stufenweise Einleitung der Spannkraft unter Laborbedingungen zurückzuführen und zum Anderen auf

die Sicherheitsbeiwerte, die in den normativen Regelungen eingeflossen sind, um den vorhandenen Streubereich in der Praxis abdecken zu können.

4.2.7 Vergleich der Übertragungslängen mit Rechenansätzen aus der Literatur

Die in Kapitel 2.4 aufgeführten Rechenansätze aus der Literatur (z.B. Balaz [Bal93], Nitsch [Nit01] und Bruggeling [Bru01]) zur Bestimmung der Übertragungslängen l_{bp} wurden auf die eigenen Versuchsreihen sowie für fünf Spannkrafteinleitungskörper (SK HSC) aus hochfestem Beton [Nit01] angewendet und sind in Tabelle 4.9 der experimentell nach [DIBt80] bzw. der 95%-AMS-Methode ermittelten Übertragungslänge l_{bp} gegenübergestellt.

Versuchskörper	Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Übertragungslänge l_{bp} [cm]						
		[DIBt80]	95%-AMS	[Rus97]	[Bal93]	[Nit01]	SSR-5 [Bru01]	SSR-7 [Bru01]
		Kap.2.4.1	Kap.2.4.2	Kap.2.4.3	Kap.2.4.4	Kap.2.4.5	Kap.2.4.6	Kap.2.4.6
SK LC 1A	30,8	43,2	44,0	61,5	71,3	70,1	45,1	45,0
SK LC 3A	39,2	27,0	27,0	68,0	66,8	55,1	37,5	32,3
SK LC 3B	39,2	33,6	32,0	39,4	76,5	55,1	35,8	33,7
SK LC 4A	29,7	38,5	33,0	50,7	79,6	72,8	39,8	38,3
SK LC 4B	29,7	36,9	33,5	51,5	79,3	72,8	46,4	49,4
SK LC 6	28,3	48,0	47,0	35,9	85,4	76,2	44,4	44,1
SK LC 7	36,1	46,1	44,5	64,5	66,0	59,8	42,5	41,1
SK LC 8	27,7	50,6	56,0	42,0	83,0	78,1	47,6	47,0
SK LC 9	50,3	27,7	28,0	52,8	67,4	42,9	31,6	29,4
SK SCC 1B	26,0	51,4	49,2	63,8	83,6	94,1	87,4	102,6
SK SCC 2A	34,2	37,9	36,9	52,0	76,7	62,1	70,6	64,7
SK SCC 3A	27,6	39,7	41,5	55,5	84,0	80,4	40,8	45,0
SK SCC 5	26,6	83,3	79,0	104,8	36,3	81,4	74,6	77,1
SK SCC 6	27,0	57,4	53,1	79,9	77,5	91,5	57,9	56,0
SK SCC 8	32,3	53,1	49,0	71,6	72,8	75,5	65,1	73,5
SK SCC 9	32,8	52,9	48,3	72,9	72,0	75,3	74,0	67,4
SK SCC 10	32,5	49,9	47,8	73,4	72,2	74,9	61,3	64,0
SK SCC 11	33,1	56,5	49,8	71,2	72,1	73,8	67,5	62,7
SK HSC 2	64,3	17,5	16,3	21,0	58,0	33,7	26,0	28,5
SK HSC 5	37,4	38,6	38,2	46,3	50,1	57,9	44,0	53,9
SK HSC 8	67,3	21,0	20,0	24,5	61,5	32,2	23,8	25,9
SK HSC 11	61,5	18,5	20,0	22,7	65,3	35,2	19,7	20,4
SK HSC 12	38,9	33,1	29,0	40,2	58,7	55,7	39,0	37,3

Tabelle 4.9: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Übertragungslängen l_{bp} mit denen aus den Rechenansätzen

Das in [Nit01] vorgestellte Bemessungsverfahren stellt eine zufriedenstellende Näherung der Versuchswerte für Leichtbeton, hochfesten Beton sowie den hier untersuchten SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl und den SVB-Kombinationstyp mit Flugasche dar. Bis auf den Versuchskörper SK SCC 5 sind die Übertragungslängen nach [Nit01] alle grösser als die nach [DIBt80] gemessenen und verglichen mit der 95%-

AMS-Methode sind sogar alle Übertragungslänge größer. Wie bereits bei den Auszieh-Versuchen festgestellt, hat sich ein schlechteres Verbundverhalten des SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche gegenüber dem SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl herausgestellt.

Das in Kapitel 2.4.7 beschriebene SSR-Berechnungsverfahren [Bru01] basiert auf Litzenschlupfmessungen während der Spannkrafteinleitung. In den hier durchgeführten Versuchen wurden diese kontinuierlich durchgeführt. In fünf Spannkrafteinleitungsstufen (SSR-5) zu je 20 % der maximalen Spannkraft wurde das Ablassen der Spannkraft kurzfristig angehalten für die SDM-Messung. Dieses (SSR-5)-Testverfahren gibt die Versuchswerte für Leichtbeton und hochfesten Beton gut wieder. Für SVB sind die mit dieser Methode ermittelten Übertragungslängen deutlich grösser als nach DIBT bzw. 95%-AMS-Methode. Ein Grund dafür könnte der geringere E-Modul von SVB bei gleichzeitig höherer Druckfestigkeit sein. Nach [Bru01] ist dieses Verfahren besonders für hochfeste Betone geeignet. In Tabelle 4.9 sind die mit den o.g. fünf Spannkrafteinleitungsstufen (SSR-5) ermittelten Übertragungslängen als auch die nach [Bru01] vorgestellte 7-stufige Messmethode (SSR-7) dargestellt. Der Litzenschlupf $\delta_{e,n}$ für das (SSR7)-Testverfahren wurde aus der laufenden Messung ermittelt.

4.3 Eigenes Bemessungskonzept zum Spannkrafteinleitungsbereich

4.3.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird das Verbundgesetz für 0,5“-Litzen nach Gl. 3.8 in ein Bemessungskonzept für die Übertragungslängen l_{bp} eingearbeitet. Dafür standen verschiedene Ansätze aus der Literatur zur Verfügung, welche im Kap. 2 bereits ausführlich erläutert wurden.

Nach Kapitel 3 besteht ein Zusammenhang zwischen den Verbundspannungen und dem Festigkeitsquotienten f_{cmj}/E_{cmj} der sich in Gl. 3.8 und 3.9 in den Anteilen aus Haftverbund und „Hoyer-Effekt“ wiederfindet.

Der genaue Verbundspannungsverlauf innerhalb der Übertragungslänge ist nicht bekannt. Dieser wird jedoch für eine Bestimmung der Übertragungslänge benötigt. Mit Hilfe des inneren und äußeren Gleichgewichtes und einer Annahme des Verbundspannungsverlaufes wurde der eigene Bemessungsansatz zur Bestimmung der Übertragungslänge aufgebaut.

4.3.2 Betrachtung mit mittlerer Verbundspannung f_{bpm}

Aufgrund des inneren Gleichgewichtes entsprechen die Betondehnungen aus Bild 4.29 im Verhältnis den Steifigkeiten der Spannstahldehnungen. Nach [Nit01] kann mit einer mittleren Verbundspannung gerechnet werden. Hieraus ergibt sich ein Faktor α (Gl. 4.1) als Verhältniswert der max. Verbundspannung f_{bp} nach Gl. 3.8 am Beginn der

Spannkrafteinleitung (vgl. Kap. 3) zu einer „angenommenen“ mittleren Verbundspannung f_{bpm} über die gesamte Spannkrafteinleitungslänge.

$$f_{bpm} = f_{bp} / \alpha = \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{\pi \cdot d_p \cdot l_{bp}} = \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff}} \quad (\text{Gl. 4.1})$$

$$F_b = P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} \quad \text{Verbundkraft}$$

$$l_{b,eff} = l_{bp} \quad \text{eff. Verbundlänge}$$

$$u_b = \pi \cdot d_p \quad \text{Verbundumfang nach DIN 1045-1 (Gl. 2.1)}$$

In Gl. 4.1 stehen die „äußere“ Vorspannkraft P_{m0} und die „innere“ Verbundkraft F_b im Gleichgewicht. Diese Kräfte werden entsprechend den drei Verbundanteilen nach Bild 2.3 über die Spannstahloberfläche im Beton verankert. Dabei treten die maximalen Verbundspannungen f_{bp} an der Stirnseite des Bauteils auf, an der sich der Spannstahl aufgrund des fehlenden Querdehnungswiderstandes frei ausdehnen kann.

Die Gleichung Gl. 4.1 entspricht der aus [1045-1] wenn man die Faktoren α_l (für die Art der Spannkrafteinleitung) und η_l (Abminderungsbeiwert für Leichtbeton) ausser acht läßt. Es wird mit dem Verbundumfang $u_b = \pi \cdot d_p = 39,3 \text{ mm}$ (für 0,5“-Litzen) nach DIN 1045-1 gerechnet (vgl. Gl. 2.1).

Mit dem Ansatz einer mittleren Verbundspannung von $f_{bpm} = f_{bp} / \alpha$ mit f_{bp} nach Gl. 3.8 und Umformen der Gl. 4.1 werden die Übertragungslängen l_{bp} nach Gl. 4.2 bestimmt.

$$l_{bp} = \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{\pi \cdot d_p \cdot f_{bpm}} = \alpha \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{\pi \cdot d_p \cdot f_{bp}} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

4.3.3 Betrachtung mit Litzenschlupf s

Bei den Versuchen wurde der Litzenschlupf s während der Spannkrafteinleitung gemessen. Diese Messdaten können für die Bestimmung der Verbundspannungen nach Gl. 3.8 und 3.9 verwendet werden.

Der genaue Litzenschlupf s ist zum Zeitpunkt der Bemessung in der Praxis jedoch nicht bekannt und liegt zwischen 1 und 3 mm. In der Praxis kann der Litzenschlupf während der Spannkrafteinleitung nur mit schwerem Aufwand gemessen werden ohne den Produktionsablauf zu stören. Es wird zwar der Litzenschlupf nach Beendigung der Spannkrafteinleitung augenscheinlich gemessen, aber man kann den zu erwartenden Litzenschlupf kaum vorhersagen.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven zeigen (Kap. 3), dass spätestens bei einem Schlupf von 0,25 mm die Verbundspannung nicht mehr ansteigt. Es wird Alternativ der verschiebungsabhängige Anteil der Gl. 3.8 und 3.9 zu $s = 0,25 \text{ mm}$ gesetzt, um geringere Verbundspannungen zu untersuchen und einen praxisnäheren Ansatz zu ent-

wickeln. Somit ergibt sich das Gleichgewicht Gl. 4.3 bzw. Gl. 4.4 sowie die Übertragungslänge zu Gl. 4.2:

$$f_{bp} = \frac{f_{cm,j}}{E_{cmj}} \cdot (1000 \cdot C_1 + C_2 \cdot \Delta\sigma_p + 0,002 \cdot f_{cm,j}^{0,8} \cdot s^{0,1}) = \alpha \cdot \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff}} \quad (\text{für 0,5“-Litzen}) \quad (\text{Gl. 4.3})$$

$$f_{bp} = \frac{f_{cm,j}}{E_{cmj}} \cdot \left(1500 \cdot C_1 + \frac{C_2}{3} \cdot \Delta\sigma_p + 0,15 \cdot f_{cm,j}^{0,2} \right) \cdot s^{0,4} = \alpha \cdot \frac{F_b}{u_b \cdot l_{b,eff}} \quad (\text{für 12mm-Spanndrähte}) \quad (\text{Gl. 4.4})$$

$$F_b = P_{m0} \quad \text{Verbundkraft}$$

$$l_{b,eff} = l_{bp} \quad \text{eff. Verbundlänge}$$

$$u_b = \pi \cdot d_p \quad \text{Verbundumfang der 0,5“-Litze nach DIN 1045-1 (Gl. 2.1)}$$

$$C_i = \text{Konstante nach Gl. 3.8 und 3.9 bzw. Tabelle 3.7}$$

$$s = 0,25\text{mm bzw. gemessener Litzenschlupf}$$

4.3.4 Anwendung des eigenen Bemessungskonzeptes

In einer Parameterstudie wurde der Vorfaktor α der Gleichung 4.2 soweit variiert, bis eine hinreichend genaue Abbildung der eigenen Leichtbetone und SVB-Betone erreicht wurde. Aufgrund einer guten Übereinstimmung des eigenen Bemessungskonzeptes mit den experimentell ermittelten Übertragungslängen nach [DIBt80] wurde der Vorfaktor $\alpha = 1,5$ festgelegt.

Somit ergibt sich folgende modifizierte Bemessungsgleichung (Gl. 4.5):

$$l_{bp} = \alpha \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{\pi \cdot d_p \cdot f_{bp}} \quad (\text{Gl. 4.5})$$

$$\text{mit } \alpha = 1,5$$

$$A_p = \text{Spannstahlquerschnitt [mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_p = \text{Spannstahlspannung bei Krafteinleitung [N/mm}^2\text{]}$$

$$\pi \cdot d_p = 39,3\text{mm} \quad \text{für 0,5“- Litzen}$$

$$37,7\text{mm} \quad \text{für 12mm Drähte}$$

$$f_{bp} = \text{nach Gl. 3.8 und 3.9 bzw. 4.3 und 4.4}$$

Eine Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse ist Tabelle 4.10 zu entnehmen. Hier sind alle berechneten Übertragungslängen der eigenen Versuche aus Leichtbeton und SVB sowie für fünf Spannkrafteinleitungskörper (SK HSC) aus hochfestem Beton [Nit01] zusammengestellt. In Tabelle 4.10 werden die Gleichungen 4.5 mit dem experimentell nach [DIBt80] gemessenen Übertragungslängen verglichen.

Versuchskörper	Zylinderdruckfestigkeit f_{cmj} [N/mm ²]	E-Modul E_{cmj} [N/mm ²]	Festigkeitsquotient f_{cmj}/E_{cmj} [-]	Übertragungslänge $l_{bp,exp}$ [cm]	Schlupf $s = 0,25\text{mm}$			gemessener Litzenschlupf s			
					f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$	s	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$
					[N/mm ²]	[cm]	[-]	[mm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]
SK LC 1A	30,8	12900	0,0028	43,2	6,44	49,9	1,16	1,42	6,60	48,7	1,13
SK LC 3B	39,2	20100	0,0020	33,6	5,87	54,8	1,63	0,83	6,03	53,3	1,59
SK LC 4A	29,7	15500	0,0021	38,5	5,28	60,9	1,58	1,17	5,41	59,4	1,54
SK LC 4B	29,7	15500	0,0021	36,9	5,28	60,9	1,65	1,19	5,41	59,4	1,61
SK LC 6	28,3	12900	0,0026	48,0	5,87	54,8	1,14	1,49	6,01	53,5	1,11
SK LC 7	36,1	16300	0,0025	46,1	6,31	50,9	1,10	1,22	6,50	49,4	1,07
SK LC 8	27,7	12500	0,0026	50,6	5,90	54,5	1,08	1,57	6,03	53,3	1,05
SK LC 9	50,3	22000	0,0020	27,7	7,39	43,5	1,57	0,91	7,66	42,0	1,51
SK SCC 1B	26,0	30000	0,0009	51,4	4,99	96,6	1,88	1,46	5,11	94,4	1,84
SK SCC 2A	34,2	33700	0,0010	37,9	6,13	78,7	2,08	1,19	6,30	76,6	2,02
SK SCC 3A	27,6	26700	0,0010	39,7	6,94	69,5	1,75	1,27	7,06	68,3	1,72
SK SCC 5	26,6	27500	0,0010	83,3	6,49	74,3	0,89	2,40	6,65	72,5	0,87
SK SCC 6	27,0	25100	0,0011	57,4	7,16	67,3	1,17	1,83	7,31	66,0	1,15
SK SCC 8	32,3	29100	0,0011	53,1	6,51	74,1	1,39	1,67	6,70	72,0	1,36
SK SCC 9	32,8	28800	0,0011	52,9	6,68	72,2	1,36	1,68	6,88	70,1	1,33
SK SCC 10	32,5	28700	0,0011	49,9	6,64	72,7	1,46	1,63	6,82	70,7	1,42
SK SCC 11	33,1	29500	0,0011	56,5	6,61	72,9	1,29	1,76	6,82	70,7	1,25
SK HSC 2	64,3	30700	0,0021	17,5	21,5	22,5	1,28	0,48	21,7	22,3	1,27
SK HSC 5	37,4	24300	0,0016	38,6	14,6	32,9	0,85	1,06	14,8	32,5	0,84
SK HSC 8	67,3	31400	0,0021	21,0	22,2	21,8	1,04	0,56	22,4	21,5	1,02
SK HSC 11	61,5	34400	0,0018	18,5	18,5	26,0	1,41	0,52	18,8	25,7	1,39
SK HSC 12	38,9	30500	0,0013	33,1	12,4	38,8	1,17	0,92	12,6	38,3	1,16

Tabelle 4.10: Vergleich der experimentell ermittelten Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ mit dem eigenen Bemessungsansatz mit und ohne Berücksichtigung des Litzenschlupfes

Man erkennt in Tabelle 4.10 den geringen Litzenschlupf s der Versuche an hochfestem Beton im Vergleich zu den anderen Hochleistungsbetonen. Dieser erklärt sich durch den guten Haftverbund und den starken Einfluss des „Hoyer-Effektes“, der sich auch in den Gleichungen 3.8 und 3.9 widerspiegelt.

4.4 Überprüfung des eigenen Bemessungsansatzes

4.4.1 Allgemeines

Im Folgenden soll der eigene Bemessungsansatz an Versuchen aus der Literatur überprüft werden. Hierfür lagen leider nur wenig bekannte Versuche aus der Literatur vor, in denen die Übertragungslängen sowie die Betonfestigkeit, das E-Modul und der Litzenschlupf explizit angegeben sind, die aber benötigt werden, um die Übertragungslängen mit dem eigenen Bemessungskonzept zu bestimmen.

4.4.2 Überprüfung an externen Versuchen aus Leichtbeton

In [Tha02] wurde ein Normal- und fünf Leichtbetonbalken aus zwei verschiedenen Mischungen hergestellt. Jeder Balken wurde mit 0,5“-Litzen vorgespannt, bei denen der Litzenschlupf zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung gemessen wurde. Die Einleitung der Spannkraft erfolgte schlagartig 24h nach dem Betonieren. Die Übertragungslängen wurden mit der 95%-AMS-Methode bestimmt. Aus den Messdaten der fünf Leichtbetonkörper wurden die angegebenen Mittelwerte der Übertragungslängen und des Litzenschlupfes (draw in) zum Vergleich mit dem eigenen Bemessungskonzept verwendet. Für die Betonfestigkeiten und die E-Moduli wurde in [Tha02] jeweils nur ein Wert für die drei Mischungszusammensetzungen angegeben. In Tabelle 4.11 sind die gemittelten experimentell bestimmten Übertragungslängen der drei Mischungszusammensetzungen in [Tha02] denen des eigenen Bemessungskonzeptes gegenübergestellt. Eine Zusammenstellung der Mischungszusammensetzungen ist Tabelle 2.8 zu entnehmen. Bei den gemittelten experimentell bestimmten Übertragungslängen handelt es sich bei der Versuchsreihe „NW6000“ aus Normalbeton um den Mittelwert von zwei Messstellen an einem Balken, bei der Versuchsreihe „LW6000“ von sechs Messstellen an zwei Balken und bei der Versuchsreihe „LW8000“ von acht Messstellen an drei Balken.

Versuchsreihe	Beton-sorte	Versuchswerte				Bemessungswerte						
						mit $s = 0,25\text{mm}$			gemessener Litzenschlupf s			
		f_{cmj}	E_{cmj}	f_{cmj}/E_{cmj}	$l_{bp,exp}$	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$	s	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]	[mm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]
NW 6000	C 40/50	26,5	33295	0,0008	46,3	6,21	57,6	1,24	1,27	6,32	56,5	1,22
LW 6000	LC 40/50-1,9	33,8	18568	0,0018	91,0	4,62	77,3	0,85	1,25	4,80	74,5	0,82
LW 8000	LC 55/60-1,9	38,3	17161	0,0022	87,5	5,70	62,7	0,72	1,07	5,89	60,7	0,69

Tabelle 4.11: Vergleich der experimentell ermittelten Übertragungslängen der Balkenversuche in [Tha02] mit dem eigenen Bemessungskonzept

Man erkennt in Tabelle 4.11, dass die Übertragungslängen der Versuchsreihe „NW 6000“ nach dem Bemessungskonzept grösser sind als im Versuch ermittelt. Für die beiden LW-(Leichtbeton-)Versuchsreihen ergeben sich geringere Übertragungs-

längen als im Versuch ermittelt. Diese grösseren vorhandenen Übertragungslängen werden auf die schlagartige Spannkrafteinleitung zurückgeführt, wodurch vermutlich eine Schädigung des Verbundbereiches aufgetreten ist. Dies wird in der DIN 1045-1 mit dem Faktor $\alpha_l = 1,25$ berücksichtigt.

4.4.3 Überprüfung an Versuchen aus hochfestem Beton

In [Heg02b] wurden 16 vorgespannte Elementdecken (EQ und FT) und in [Plä81] drei Balken aus hochfestem Beton untersucht. Eine Zusammenstellung der Versuchs- und Bemessungswerte ist in Tabelle 4.12 gegeben.

Versuchsreihe	Lit.	Versuchswerte				Bemessungswerte						
						mit $s = 0,25\text{mm}$			gemessener Litzenschlupf s			
		f_{cmj}	E_{cmj}	f_{cmj}/E_{cmj}	$l_{bp,exp}$	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$	s	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]	[mm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]
EQ 1	[Heg02b]	41	31500	0,0013	29,9	12,8	37,7	1,26	0,81	13,0	37,2	1,25
EQ 2		68	35100	0,0019	18,9	20,4	23,6	1,25	0,36	20,5	23,5	1,24
EQ 3		44	32900	0,0013	34,7	13,3	36,3	1,05	0,70	13,5	35,8	1,03
EQ 4		60	36500	0,0016	24,9	17,1	28,1	1,13	0,69	17,4	27,7	1,11
EQ 5		48	34400	0,0014	34,7	14,1	34,3	0,99	0,60	14,2	33,9	0,98
EQ 6		61	36100	0,0017	24,6	17,6	27,4	1,11	0,50	17,8	27,0	1,10
EQ 7		62	35000	0,0018	19,2	18,4	26,2	1,36	0,49	18,6	25,9	1,35
EQ 8		67	38400	0,0017	18,8	18,6	25,9	1,38	0,39	18,8	25,7	1,37
EQ 9		45	33800	0,0013	34,0	13,3	36,3	1,07	0,66	13,5	35,8	1,05
EQ 10		63	36000	0,0018	23,9	18,3	26,3	1,10	0,44	18,5	26,1	1,09
EQ 11		69	36900	0,0019	18,9	19,9	24,2	1,28	0,44	20,1	24,0	1,27
EQ 12		62	34900	0,0018	18,1	18,5	26,1	1,44	0,47	18,7	25,8	1,43
FT 1		66	37100	0,0018	21,5	18,8	25,6	1,19	0,43	19,0	25,3	1,18
FT 2		62	36900	0,0017	29,4	17,6	27,4	0,93	0,42	17,8	27,1	0,92
FT 3		43	35500	0,0012	16,3	12,1	39,8	2,44	0,69	12,3	39,3	2,41
FT 4		52	35700	0,0015	25,3	14,9	32,4	1,28	0,57	15,1	32,0	1,27
PI-1	[Plä81]	43	34320	0,0012	35,5	12,5	38,6	1,09	0,65	12,6	38,2	1,08
PI-2		44	34320	0,0013	32,0	12,8	37,7	1,18	0,61	12,9	37,3	1,16
PI-3		29	27540	0,0010	39,7	10,0	48,4	1,22	1,00	10,1	47,9	1,21

Tabelle 4.12: Vergleich der experimentell ermittelten Übertragungslängen aus [Heg02b] und [Plä81] mit dem eigenen Bemessungskonzept

Die Elementdecken in [Heg02b] waren alle mit 0,5“-Litzen ($f_p = 1000 \text{ N/mm}^2$) vorgespannt, die nach 24 Stunden abgelassen wurden. Diese Spannung unterscheidet sich von der bisher betrachteten Ausnutzung des Spannstahles ($f_p = 1350 \text{ N/mm}^2$). Das Ablassen der Spannkraft erfolgte stufenweise. Die Verschiebungen s der Litze gegenüber dem Beton wurden an den Randlitzen und an einer Mittellitze gemessen, wobei die Messung an beiden Bauteilenden stattgefunden hat. Ein Vergleich des Litzenschlupfes

der mittigen Litzen zu den Randlitzen ergab Schwankungen von 17 %, wobei der Randlitzenschlupf sowohl grösser als auch kleiner sein kann als der Mittellitzenschlupf. Es können durch Messschwankungen und unterschiedliche Verarbeitungsqualitäten innerhalb eines Bauteils Abweichungen bzgl. des Litzenschlupfes von einigen Millimetern auftreten.

Die Versuchsbalken in [Plä81] wurden mit den nach [4227-1] zulässigen Spannstahlspannungen ($f_p = 1150 \text{ N/mm}^2$) hergestellt. Es sind keine Angaben zum E-Modul und zur Zylinderdruckfestigkeit angegeben. Die Zylinderdruckfestigkeit wurde nach Bild 3.5 zu $f_{cmj,Zyl} = 0,9 \cdot f_{cmj,cube}$ geschätzt. Der E-Modul wurde über die Betonfestigkeit nach [1045-1] ermittelt und nach [MC90] mit der dort angesetzten Zeitentwicklung auf die Zeitpunkte der Spannkrafteinleitung zurückgerechnet.

In Tabelle 4.12 werden die Bemessungswerte den Versuchswerten gegenübergestellt. Das Konzept kann somit hinreichend genau die nach [DIBt80] ermittelten Übertragungslängen für hochfesten Beton abbilden. Auch bei den Elementdecken nach [Heg02b] und den Balken von [Plä81] ist ein abnehmender Verlauf der Übertragungslängen über den Festigkeitsquotienten zu erkennen. Eine Variation der eingeleiteten Spannstahlspannungen, und somit die Veränderung des querdehnungsabhängigen Anteiles, wird mit dem Bemessungskonzept gut wiedergegeben.

4.5 Zusammenfassung

Es wurden 22 Spannkrafteinleitungskörper ohne sichtbare Rissbildung untersucht, wobei acht aus Leichtbeton, neun aus selbstverdichtendem Beton und fünf aus hochfestem Beton [Nit01] im Verankerungsbereich hergestellt wurden. Es wurden die Übertragungslängen mit SDM-Messungen nach [DIBt80] experimentell ermittelt. Diese wurden mit normativen Regelungen verglichen. Dabei konnte festgestellt werden, dass alle experimentell ermittelten Übertragungslängen teilweise geringer waren als die berechneten.

Durch Bemessungskonzepte aus der Literatur wie [Bal93, Bru01, Nit01] können die Versuchsergebnisse hinreichend genau abgebildet werden. Diese Konzepte sind für eine Bemessung der Übertragungslänge von Spannbetonbauteilen aus Hochleistungsbeton ebenfalls geeignet.

Basierend auf dem in Kapitel 3 ermitteltem Verbundverhalten von Hochleistungsbeton nach Gl. 3.8 und 3.9 wurde ein Bemessungskonzept zur Bestimmung von Übertragungslängen (Gl. 4.5) entwickelt.

Mit einer Litzenschlupfmessung an der Stirnseite von Spannbetonbauteilen können die Übertragungslängen zufriedenstellend bestimmt werden. Im bisherigen Produktionsablauf von Spannbetonbauteilen ist eine solche Messung jedoch nicht vorgesehen. Desweiteren ist der Litzenschlupf s nur schwer bis gar nicht vorhersagbar. Somit ist es nicht möglich den Schlupf s genau vorzugeben. Er kann in der Praxis zwischen 1 und

3 mm liegen und starken Schwankungen unterliegen. Eine Abschätzung würde zu höheren Verbundspannungen sowie zu geringeren Übertragungslängen führen. Die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven zeigen (Kap. 3), dass spätestens bei einem Schlupf von 0,25mm die Verbundspannung nicht mehr ansteigt, somit kann auf der sicheren Seite der Verschiebungsanteil der Gl 3.8 und 3.9 mit $s = 0,25\text{mm}$ angesetzt werden. Dies führt zu geringfügig grösseren Übertragungslängen. Entsprechend sollte bei der Planung von Spannbetonbauteilen vorgegangen werden. Die Schlupfmessung kann zur Qualitätssicherung beitragen.

Das hier entwickelte Bemessungskonzept zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannbetonbauteilen aus Leichtbeton, SVB und hochfestem Beton ist für 0,5“-Litzen mit und ohne Litzenschlupfmessung geeignet.

Von einer schlagartigen Spannkrafteinleitung mit einem Schneidbrenner wird abgeraten. Die aus sieben Einzeldrähten bestehende Litze fächert sich auf und es kann zum Abplatzen der Betondeckung kommen. Der Verbundbereich wird dadurch geschädigt und die Übertragungslängen steigen unkontrolliert an.

Somit ergibt sich folgende bekannte Bemessungsgleichung Gl. 4.6:

$$l_{bp} = \alpha \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pm0}}{\pi \cdot d_p \cdot f_{bp}} \quad (\text{Gl. 4.6})$$

mit f_{bp} aus Kap. 3 (Gl. 3.8 und 9) sowie den Parametern nach Tabelle 4.13.

0,5“-Litze:
$$f_{bp} = f_{cm,j} \left(C_1 \cdot \frac{1000}{E_{cmj}} + C_2 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{E_{cmj}} + 0,002 \cdot f_{cm,j}^{0,8} \cdot s^{0,1} \right) \quad (\text{Gl. 4.7})$$

12 mm-Spanndraht:
$$f_{bp} = f_{cm,j} \left(C_1 \cdot \frac{1500}{E_{cmj}} + C_2 \cdot \frac{\Delta\sigma_p}{3 \cdot E_{cmj}} + 0,15 \cdot f_{cm,j}^{0,2} \cdot s^{0,4} \right) \quad (\text{Gl. 4.8})$$

Betonsorte	C_1	C_2	s^*	α
Leichtbeton (LC)	1	1	0,25mm	1,5
SVB (Kalksteinmehl)	2	3	0,25mm	1,5
SVB (Flugasche)	1	3	0,25mm	1,5
Rüttelbeton (NSC/HSC)	2	5	0,25mm	1,5

* alternativ: gemessener Litzenschlupf bei der Spannkrafteinleitung

Tabelle 4.13: Verbundspannungsfaktoren C_1 und C_2 sowie dem Erhöhungsfaktor α

Die Werte für 12 mm-Spanndrähte sind experimentell noch abzusichern.

5 Experimentelle Untersuchungen zum Verankerungsverhalten

5.1 Versuchsprogramm und Durchführung

5.1.1 Allgemeines

Die Verankerung der Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung erfolgt bei Spannbettträgern durch den sofortigen Verbund. Hierbei lagert sich der Eigenspannungszustand aus der Spannkrafteinleitung zu einem Gleichgewichtszustand mit der äußeren Biegezugbeanspruchung um. Die Verbundkräfte bleiben unverändert, solange die Vorspannung des Betons größer ist als die Biegezugbeanspruchung. Die Verankerung der Zugkraft erfolgt deshalb bis zur vollständigen Umlagerung der Vorspannkraft durch die Verbundkräfte im Spannkrafteinleitungsbereich. Erst bei Überschreiten der Vorspannung treten im Verankerungsbereich zusätzliche Beanspruchungen auf.

5.1.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm bestand aus mehreren Versuchsreihen mit insgesamt elf Balken der Länge $l = 3,60$ m. Die Betondeckung und der lichte Abstand der vier Spannstähle in einer Lage wurden entsprechend den Mindestmaßen zur rissfreien Spannkrafteinleitung aus den Ergebnissen der Spannkrafteinleitungsversuche gewählt. Zunächst wurden drei Balken aus hochfestem Leichtbeton mit Litzenvorspannung (0,5“-Litzen) mit den Abmessungen Breite (b)/Höhe (h) = 35,2/40 [cm] (mit $c = 3,5d_p$ und $s = 2,0d_p$) untersucht. Bei den nächsten vier Balken aus hochfestem Leichtbeton mit $b/h = 37,4/40$ [cm] (mit $c = 4,0d_p$ und $s = 2,5d_p$) bestand die Spannbewehrung aus geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mm. Dasselbe Programm wurde ebenfalls für selbstverdichtenden Beton durchgeführt. Zunächst wurden zwei Balken mit Litzenvorspannung mit den Außenabmessungen $b/h = 34/40$ [cm] (mit $c = 3,0d_p$ und $s = 2,0d_p$) untersucht und in einer weiteren Versuchsreihe zwei Balken mit $b/h = 36,2/40$ [cm] (mit $c = 3,5d_p$ und $s = 2,5d_p$) und geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mm. Mit einer Stützweite von 3,50 m ergab sich eine Schlankheit - als Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe - von 8,8. Die Balken wurden als T-Querschnitt ausgebildet, um ein Versagen im Bruchzustand durch Fließen der Spannbewehrung sicherzustellen. Ein Versagen der Druckzone wurde durch die Querschnittsform ausgeschlossen. Um den Einfluss einer Querbewehrung zu ermitteln, wurden jeweils an einem Balkenende auf 25 cm keine Bügel angeordnet. Im Bild 5.1 sind die Abmessungen und die Bewehrung der Versuchsbalken dargestellt.

Die zulässigen Vorspannkräfte im Spannbett wurden in zehn Stufen gleichzeitig entsprechend den in Kapitel 4.2 beschriebenen Spannkrafteinleitungsversuchen eingeleitet. Zur Überprüfung der Verankerung im Bruchzustand wurde später der eigentliche Balkenversuch durchgeführt.

Bild 5.1: Abmessungen und Bewehrung der Balken mit vier Spannstählen

Bei den Versuchsreihen wurde sowohl der Einfluss der Betonzusammensetzung durch Variation der Festigkeits- und Rohdichteklassen für hochfesten Leichtbeton bzw. SVB-Mehlkornotyp oder SVB-Kombinationstyp für selbstverdichtenden Beton als auch der Einfluss der Bügelbewehrung (mit und ohne Bügel im Spannkrafteinleitungsbe- reich) untersucht. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

Balken	Spann- bewehrung	Bezo- gene Beton- deckung c/d_p	Bezo- gener lichter Abstand s/d_p	Steg- breite b_0 [mm]	Betonsorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [d]	Betonalter beim Versuch [d]
B LC 1	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 35/38 – 1,4	3	61
B LC 2	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 55/60 – 1,6	2	57
B LC 3	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 75/85 – 1,8	1	56
B LC 4	4 Drähte Ø 12	4,0	2,5	234,5	LC 35/38 – 1,4	3	40
B LC 5	4 Drähte Ø 12	4,0	2,5	234,5	LC 55/60 – 1,6	2	33
B LC 6	4 Drähte Ø 12	4,0	2,5	234,5	LC 75/85 – 1,8	2	34
B LC 7	4 Drähte Ø 12	4,0	2,5	234,5	LC 55/60B – 1,6	2	28
B SCC 1	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Mehlkornotyp	2	43
B SCC 2	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Kombinationstyp	2	41
B SCC 3	4 Drähte Ø 12	3,5	2,5	222	Mehlkornotyp	6	28
B SCC 4	4 Drähte Ø 12	3,5	2,5	222	Kombinationstyp	6	41

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm der Balkenversuche

Zur Durchführung der Versuche wurden die Versuchskörper über eine Stahlrolle und einen Vierkantstab als Balken auf zwei Stützen im Prüfstand gelagert (Bild 5.2, links). Zur Lastverteilung wurden im Auflagerbereich Stahlbleche ($l/b/t=100/200/20$ [mm]) an der Stegunterseite angeordnet. Der Auflagerüberstand betrug 50 mm. Das statische System sowie die Belastungsanordnung sind in Bild 5.2, rechts dargestellt.

Bild 5.2: links: Versuchsaufbau der Balkenversuche
rechts: statisches System und Schnittgrößen

Die Prüflast wurde durch einen hydraulischen Einzelprüfzylinder über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lastverteilungstraverse im Abstand von $a = 1,00$ m eingetragen. Das Eigengewicht der Traverse von 6,0 kN und des Versuchsbalkens ergab eine Vorbelastung, die sich zu der Beanspruchung aus dem Prüfzylinder addiert.

5.1.3 Baustoffe

Die verwendete Zusammensetzung der in der institutseigenen Mischanlage hergestellten Betone sind Kap. 3.1.3 zu entnehmen. Aufgrund des Fassungsvermögens der Mischanlage wurde die vorgedrückte Zug- und die Druckzone der Balken sowie der Stegbereich aus je einer Mischung derselben Betonsorte hergestellt. Die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen sowie der Frischbetoneigenschaften sind dem Anhang C zu entnehmen. Weitere Angaben zur Ermittlung der Rohdichte und Frischbetoneigenschaften sind im Kap. 3.1.4 enthalten.

Die Spannstahlbewehrung bestand bei den Balken B LC 1 bis B LC 3 sowie B SCC 1 und B SCC 2 aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770). Sie wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie die Spannstahlbewehrung der Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche, so dass hier die gleichen Materialeigenschaften vorlagen (Anhang A.0). Die Balken B LC 4 bis B LC 7 sowie B SCC 3 und B SCC 4 wurden mit vergütetem, geripptem Spannstahldraht $\varnothing 12$ mm (St 1420/1570) vorgespannt. Eine Zusammenstellung der gemessenen Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts sind ebenfalls dem Anhang A.0 zu entnehmen. Für die Bügel- und Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500 S) verwendet.

5.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Träger wurden im verlängerten Prüfraumen gemäß Bild 3.1 betoniert. Als Schalung wurde eine kunststoffbeschichtete Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet, um einen unkontrollierten Wasserentzug des Betons zu verhindern. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörben eingebaut (Bild 5.3). Danach folgten das Einfädeln der Litzen bzw. Spanndrähte und das Vorspannen. Nach dem Ausrichten und Fixieren der Betonstahlbewehrung wurde die Schalung geschlossen und der Versuchskörper betoniert. Das Vorspannen der Litzen und Drähte wird in Kap. 4.1.4 beschrieben. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte entsprechend Kapitel 3.1.4.

Bild 5.3: Darstellung des Bewehrungskorbes im Prüfraumen

5.1.5 Messtechnik

Im Einzelnen wurden folgende Messungen zur Beurteilung des Tragverhaltens durchgeführt (vgl. auch Bild 5.4):

- a) Die Größe der aufgetragenen Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose kontrolliert.
- b) Die Balkendurchbiegung in Feldmitte wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt.
- c) Die Messung der Verschiebung der Spannstahtenden bei der Spannkrafteinleitung und beim Balkenversuch erfolgte mittels induktiver Wegaufnehmer entsprechend der in Bild 4.4 dargestellten Messanordnung.
- d) Die Betonverformungen an Balkenober- und -unterseite im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen.
- e) Die Betondehnungen in Höhe der Spannstahten wurden mit Setzdehnungsmessungen (Typ: BAM - Bauart Pfender, Messbasis: 10 cm) wie bei den Spannkrafteinleitungsversuchen über die gesamte Balkenlänge gemessen. Die Betonverformungen wurden über den gesamten Zeitraum von der Vorspannung der Balken bis zum Bruchversagen erfasst.
- f) Die zeitabhängigen Verformungen infolge Kriechen und Schwinden wurden durch zwei Vergleichskörper mit gleicher Querschnittsgeometrie wie bei den Balken bestimmt. Der eine Kompensationskörper wurde zusammen mit dem Versuchsbalken betoniert und besaß die gleiche Bewehrung, war jedoch nicht vorgespannt. Der zweite Kompensationskörper bestand aus nicht mehr schwindendem altem Beton.
- g) Die Rissentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet und aufgezeichnet.

Bild 5.4: Darstellung der beim Versuch verwendeten Messtechnik

Sämtliche elektronischen Messungen wurden zwischengespeichert und zur Kontrolle online dargestellt.

5.1.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchsbalken (B LC 2, B LC 3 und B LC 5 bis B LC 7) aus LC 55/60 bzw. LC 75/85 konnten - aufgrund der hohen Frühfestigkeit - 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt werden. Die Balken B LC 1 und B LC 4 aus LC 35/38 wurden entsprechend der langsameren Festigkeitsentwicklung erst nach drei Tagen vorgespannt. Die Versuchsbalken B SCC 1 und B SCC 2 wurden zwei Tage nach der Herstellung vorgespannt, während die Balken B SCC 3 und B SCC 4 erst nach sechs Tagen vorgespannt wurden. Die Spannkrafteinleitung erfolgte wie bei den Spannkrafteinleitungskörpern (vgl. Kapitel 4.2.6).

Die Balkenversuche wurden vier bis sechs Wochen nach der Herstellung durchgeführt (Tabelle 5.1). Hierbei wurde die Belastung in Laststufen von $1/7 M_u$ bis $5/7 M_u$ (M_u = rechnerisches Bruchmoment bei Fließen des Spannstahls) entsprechend [DIBt80] erhöht. Im Anschluss wurden entsprechend [DIBt80] 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ eingeschaltet. Abschließend wurde die Belastung in 10 kN-Schritten bis zum Fließen der Spannbewehrung bzw. bis zum Bruch gesteigert.

Die Versuchsdauer betrug ca. fünf Stunden. Die Prüfkraft wurde durch eine elektrohydraulische Pumpe lastgesteuert aufgebracht. Die Regelung erfolgte manuell durch ein Feinsteuerventil.

5.2 Versuchsergebnisse und Auswertung

5.2.1 Allgemeines

Für die Darstellung der Versuchsergebnisse wird folgende Unterteilung gewählt:

- Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft
- Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung

Hierbei werden das Verschiebungsverhalten der Spannstähle, die Betondehnungen und die Rissbildung im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich beschrieben. Die Versuchsergebnisse werden hier anhand ausgewählter Versuchsbalken graphisch dargestellt und diskutiert. Die wichtigsten Ergebnisse werden tabellarisch angegeben. Im Anhang C sind die vollständigen Auswertungen zusammengestellt.

In Tabelle 5.2 ist die Spannbettvorspannung und die eingeleitete Spannkraft der Laststufen 1 bis 10 angegeben, auf die sich die nachfolgende Auswertung bezieht.

Balken	Betonsorte	Spannbettvorspannung P_0 [kN]	Vorspannung je Spannstahl P_0 im Mittel [kN]	Eingeleitete Kraft je Spannstahl (Laststufe 1 bis 10) [kN]	Betondruckspannung [N/mm ²]
B LC 1	LC 35/38 – 1,4	507,6	126,9	126,6	18,8
B LC 2	LC 55/60 – 1,6	506,7	126,7	125,6	18,7
B LC 3	LC 75/85 – 1,8	496,4	124,1	123,6	18,4
B LC 4	LC 35/38 – 1,4	509,0	127,3	126,5	16,8
B LC 5	LC 55/60 – 1,6	507,1	126,8	125,9	16,7
B LC 6	LC 75/85 – 1,8	502,8	125,7	124,5	16,5
B LC 7	LC 55/60 B – 1,6	507,1	126,8	125,7	16,7
B SCC 1	Mehlkornotyp	504,2	126,1	126,0	17,5
B SCC 2	Kombinations-Typ	498,2	124,6	124,4	17,3
B SCC 3	Mehlkornotyp	498,7	124,7	124,6	15,1
B SCC 4	Kombinations-Typ	499,3	124,8	124,7	15,1

Tabelle 5.2: Übersicht der Spannbettvorspannung P_0 , der eingeleiteten Vorspannkraft und der dazugehörigen Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle

Die Vorspannung je Spannstahl wird als Mittelwert der vier Litzen (Balken B LC 1 bis B LC 3 sowie B SCC 1 und B SCC 2) bzw. der vier Spanndrähte (Balken B LC 4 bis B LC 7 sowie B SCC 3 und B SCC 4) angegeben. Die zulässige Litzenkraft im Spannbett wurde entsprechend der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 zu $P_0 = 0,9 \cdot 1500 \cdot 0,93 = 125 \text{ kN}$ gewählt. Die Vorspannkraft der gerippten Spanndrähte wurde zum besseren direkten Vergleich des Verhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich wie bei den Litzen mit rd. 125 kN gewählt. Damit liegt die gewählte Spannbettvorspannung um 9 % unter der zulässigen Vorspannung im Spannbett [1045-1] von $P_0 = 0,9 \cdot 1350 \cdot 1,13 = 137 \text{ kN}$. Die Ausnutzung dieser Vorspannung, die um rd. 20 % größer als die zulässige Vorspannkraft von 115 kN nach DIN 4227-1 ist, erscheint je-

doch für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen unwirtschaftlich zu sein. In [TUM87] wird darauf hingewiesen, dass bei den untersuchten Spanndrähten $\varnothing 12$ mm bereits bei einer geringeren Vorspannung von $P_0 = 0,7 \cdot 1570 \cdot 1,13 = 124$ kN eine Betondeckung von $3,5 \cdot d_p$ für Normalbeton, wie in [Nit01, 1045-1, Heft525] angegeben, nicht ausreichend ist, um die Vorspannkraft rissfrei einzuleiten. Um wirklichkeitsnahe Versuchsergebnisse zu erhalten, wird bei einer noch vertretbaren Betondeckung von $3,5 \cdot d_p = 50$ mm eine Vorspannkraft von 125 kN gewählt, die noch Aussagen zum Verhalten des ungerissenen Spannkrafteinleitungsbereichs erlaubt.

Die aus der eingeleiteten Vorspannkraft resultierenden Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle werden mit den Nettoquerschnitten errechnet. Die in Tabelle 5.3 angegebenen E-Moduli wurden aus den gemessenen Betondehnungen am Versuchskörper (VK) bei der Spannkrafteinleitung ermittelt sowie an den Begleitkörpern (BK).

Balken	Betonsorte [-]	Betonalter [d]	Betondehnung [‰]	E-Modul des VK [N/mm ²]	E-Modul des BK [N/mm ²]
B LC 1	LC 35/38 – 1,4	3	1,20	15.700	12.100
B LC 2	LC 55/60 – 1,6	1	0,83	22.500	19.300
B LC 3	LC 75/85 – 1,8	1	0,70	26.300	26.700
B LC 4	LC 35/38 – 1,4	3	0,87	19.300	12.700
B LC 5	LC 55/60 – 1,6	1	0,63	26.500	18.900
B LC 6	LC 75/85 – 1,8	1	0,53	31.100	26.500
B LC 7	LC 55/60 B – 1,6	1	0,70	23.800	16.500
B SCC 1	Mehlkorntyp	2	0,84	20.800	25.700
B SCC 2	Kombinations-Typ	2	0,76	22.800	33.700
B SCC 3	Mehlkorntyp	6	0,49	30.800	28.900
B SCC 4	Kombinations-Typ	6	0,47	32.100	35.000

Tabelle 5.3: Übersicht der E-Moduli des Betons bei der Spannkrafteinleitung

5.2.2 Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft

5.2.2.1 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

In den Bildern 5.5 und 5.6 sind die während der Spannkrafteinleitung gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstähle an den Stirnflächen der Balken B LC 3 (Litzen) und B LC 6 (gerippte Spanndrähte) aus Beton LC 75/85; $\rho = 1,8$ kg/dm³ gegenübergestellt.

Bild 5.5: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 3 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ ($c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

Bild 5.6: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ ($c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Die Verschiebungen sind am unverbügelten Balkenende deutlich größer. Es wurde jeweils ein Sprenggriss in der Ebene der vier Spanndrähte bzw. Litzen beobachtet. Der Sprenggriss trat bei Balken B LC 6 mit Spanndrähten aufgrund der größeren übertragbaren Verbundspannungen früher auf (bei ca. 70 kN eingeleiteter Spannkraft) als bei Balken B LC 3 mit Litzenvorspannung (bei ca. 90 kN eingeleiteter Spannkraft).

Die Verschiebungen an den verbügelten Enden der gerippten Spanndrähte sind bei gleicher Spannkraft kleiner als bei den Litzen. Dies korrespondiert mit den größeren Verbundkräften bzw. -spannungen der gerippten Spanndrähte.

Dies erkennt man auch an den während des Spannkrafteinleitungsversuchs gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstähle an den Stirnflächen der Balken B SCC 2

(Litzen) und B SCC 4 (gerippte Spanndrähte) aus SVB-Kombinationstyp, die in den Bildern 5.7 und 5.8 gegenübergestellt werden.

Bild 5.7: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp ($c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

Bild 5.8: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp ($c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Beim Balken B SCC 2 mit Litzen sind die Verschiebungen an beiden Enden etwa gleichgroß, während beim Balken B SCC 4 die Verschiebungen an dem unverbügelten Balkenende deutlich größer sind. Es wurde ebenfalls an allen vier Enden der beiden Balken ein Sprengriss in der Ebene der vier Spanndrähte bzw. Litzen beobachtet. Desweiteren erkennt man in den Bildern 5.7 und 5.8, dass die Balken mit Spanndrähten (hier: bei ca. 80 kN eingeleiteter Spannkraft) früher zu Sprengnissen neigen als die Balken mit Litzen (bei ca. 100 kN eingeleiteter Spannkraft).

In Tabelle 5.4 sind die Verschiebungen der Spannstähle jeweils an den verbügelten Balkenenden zusammengefasst. Am unverbügelten Ende wurden auf Grund der auftretenden Risse bei der Spannkrafteinleitung keine „realistischen“ Verschiebungen gemessen und werden somit hier nicht explizit aufgeführt.

Balken	Betonart	Spannbewehrung	Verschiebungen Δs der Spannstähle gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch [mm]				Δs im Mittel [mm]
B LC 1	LC 35/38 -1,4	4 Litzen 0,5"	2,01		2,02		2,02
B LC 2	LC 55/60 -1,6	4 Litzen 0,5"	1,52		1,58		1,55
B LC 3	LC 75/85 – 1,8	4 Litzen 0,5"	1,40		1,28		1,34
B LC 4	LC 35/38 – 1,4	4 Drähte Ø 12	1,55		1,69		1,62
B LC 5	LC 55/60 – 1,6	4 Drähte Ø 12	1,22		1,12		1,17
B LC 6	LC 75/85 – 1,8	4 Drähte Ø 12	0,95		0,97		0,96
B LC 7	LC 55/60 B -1,6	4 Drähte Ø 12	1,29		1,20		1,25
B SCC 1	Mehlkornstyp	4 Litzen 0,5"	2,09	2,27	2,37	2,11	2,21
B SCC 2	Kombinationstyp	4 Litzen 0,5"	2,06	2,59	2,63	2,19	2,37
B SCC 3	Mehlkornstyp	4 Drähte Ø 12	1,47	1,54	1,71	1,56	1,57
B SCC 4	Kombinationstyp	4 Drähte Ø 12	1,61	1,81	2,12	2,01	1,89

Tabelle 5.4: Verschiebungen der äußeren Spannstähle an der Stirnfläche der verbügelten Balkenenden unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung

Die Verschiebungen bei der Betonart LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ sind entsprechend der höheren Verbundfestigkeiten deutlich geringer. Der Vergleich der Verschiebungen bei den Balkenversuchen mit den an Spannkrafteinleitungskörpern ermittelten Werten ergibt für die Litzen um 0,35...0,5 mm größere Werte. Dies kann bei den ansonsten gleichen Verhältnissen auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rissbildung zurückgeführt werden. Die deutlich sichtbaren Sprengrisse auf der unverbügelten Seite zeigen, dass die Betonzugfestigkeit bei den gewählten Abmessungen nicht ausreichte, um die Vorspannkräfte rissfrei einzuleiten. Die Bügelbewehrung hat eine Sprengrissbildung bis zur Betonoberfläche verhindert. Es ist aber davon auszugehen, dass auch am verbügelten Balkenende die Verbundkräfte durch eine innere Rissbildung verringert wurden. Dies führt zu größeren Verschiebungen im Vergleich zu den Spannkrafteinleitungskörpern, bei denen die Sprengrissbildung allein durch eine ausreichende Betondeckung verhindert wurde.

5.2.2.2 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Die Bilder 5.9 und 5.10 stellen exemplarisch die während der Spannkrafteinleitung bei einem Betonalter von 24 Stunden aufgenommenen Betondehnungen für die Balken B LC 3 (Litzen) sowie B LC 6 (Drähte) dar. Hierbei wurden die Dehnungsverläufe für fünf Stufen der eingeleiteten Vorspannkraft aus den Mittelwerten der auf den Betonaußenseiten in Höhe der Spannstähle gegenüberliegenden Setzdehnungsmesspunkten

(SDM) bestimmt. Es werden die elastischen Verformungen gegenüber den Vergleichskörpern angegeben.

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.9: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 3 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.10: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Drähte: $c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 3 entspricht im ungerissenen Zustand (Bild 5.9, links) näherungsweise dem Verlauf bei dem Versuchskörper SK LC 9 der Spannkrafteinleitungsversuche aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ in Bild 4.18. Die Dehnungen im Balken erreichen aufgrund der geringeren Betonspannungen in Höhe der Spannstähle geringere Werte. In den Bildern 5.9 und 5.10 erkennt man, dass im unverbügelten Bereich (rechts) es nach Einleitung von ca. 60 % bzw. 40 % der Vorspannkraft zu einer Rissbildung kommt.

Dies zeigen auch die Bilder 5.11 und 5.12 exemplarisch für den Balken B SCC 2 (mit Litzen) sowie den Balken B SCC 4 (mit Drähten) aus SVB-Kombinationstyp.

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.11: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Litzen: $c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.12: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft (Drähten: $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 2 entspricht annähernd dem Verlauf bei dem Versuchskörper SK SCC 8 der Spannkrafteinleitungsversuche aus SVB-Kombinationstyp in Bild 4.39. Bei Balken B SCC 4 (mit Spanndrähten; Bild 5.12) kommt es sowohl im unverbügeltem Bereich (rechts) als auch im verbügelten Bereich (links) zu einer Rissbildung nach Einleitung von ca. 60 % der Vorspannkraft.

In Tabelle 5.5 sind die ermittelten Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung am verbügelten Ende der Versuchsbalken zusammengestellt. Am unverbügelter Ende konnten auf Grund der auftretenden Risse bei der Spannkrafteinleitung keine Übertragungslängen gemessen werden. Die Übertragungslänge wird gemäß [DIBt80] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ ($l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung bzw. 80 % des mittleren Höchstwertes der Längsdehnung) errechnet (vgl. Kap. 2.5.1). Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den Setzdehnungsmesspunkten (SDM) zugrunde gelegt.

Balken	Betonsorte	Betonalter bei der Spannkrafteinleitung	Betonfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Spannbewehrung	Δs im Mittel [mm]	Übertragungslänge am verbügelter Balkenende l_{bp} [cm]
B LC 1	LC 35/38-1,4	3 d	28,5	4 Litzen 0,5"	2,02	63,5
B LC 2	LC 55/60-1,6	24 h	41,2	4 Litzen 0,5"	1,55	43,5
B LC 3	LC 75/85-1,8	24 h	43,7	4 Litzen 0,5"	1,34	42,0
B LC 4	LC 35/38-1,4	3 d	29,1	4 Drähte Ø 12	1,62	54,0
B LC 5	LC 55/60-1,6	24 h	42,6	4 Drähte Ø 12	1,17	36,0
B LC 6	LC 75/85-1,8	24 h	62,6	4 Drähte Ø 12	0,96	30,0
B LC 7	LC 55/60 B-1,6	24 h	39,1	4 Drähte Ø 12	1,25	43,5
B SCC 1	Mehlkornstyp	2 d	25,0	4 Litzen 0,5"	2,21	65,3
B SCC 2	Kombinationstyp	2 d	27,2	4 Litzen 0,5"	2,37	73,1
B SCC 3	Mehlkornstyp	6 d	38,1	4 Drähte Ø 12	1,57	56,8
B SCC 4	Kombinationstyp	6 d	47,4	4 Drähte Ø 12	1,89	67,5

Tabelle 5.5: Aus den Messwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung nach [DIBt80]

Die Übertragungslängen der Spannstähle (Litzen und gerippte Spanndrähte) an den verbügelter Balkenenden korrespondieren mit den gemessenen Verschiebungen der Spanndrähte und Litzen (Tabelle 5.4). Die Übertragungslängen der Spanndrähte sind geringer als die der Litzen. Dies ergibt sich zum Einem aus den geringeren Spannstahldehnungen der Spanndrähte, zum Anderem ist die Form des Dehnungsverlaufs bei den Litzen und den gerippten Spanndrähten unterschiedlich. Entsprechend dem im wesentlichen verschiebungsabhängigen Verbundverhalten der gerippten Spanndrähte ergibt sich ein stärker gekrümmter Dehnungsverlauf (Bild 4.18) und damit geringere Verschiebungen gegenüber den Litzen bei größerer Übertragungslänge.

Betrachtung mit dem eigenen Bemessungsansatz

In Tabelle 5.6 werden die Ergebnisse aus den experimentell ermittelten Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ nach [DIBt80] mit den Übertragungslängen l_{bp} des eigenen Bemessungsansatzes nach Kapitel 4 gegenübergestellt.

Balken	Beton (mit L- Litzen bzw. D- Drähte)	Versuchswerte				Bemessungswerte						
						mit $s = 0,25\text{mm}$			gemessener Litzenschlupf s			
		f_{cmj}	E_{cmj}	f_{cmj}/E_{cmj}	$l_{bp,exp}$	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$	s	f_{bp}	l_{bp}	$l_{bp}/l_{bp,exp}$
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[cm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]	[mm]	[N/mm ²]	[cm]	[-]
B LC 1	LC 35/38 – 1,4 (L)	23,3	11300	0,0021	63,5	5,35	60,1	0,95	2,02	5,47	58,8	0,93
B LC 2	LC 55/60 – 1,6 (L)	31,1	16700	0,0019	43,5	5,22	61,6	1,42	1,55	5,39	59,6	1,37
B LC 3	LC 75/85 – 1,8 (L)	31,4	19700	0,0016	42,0	4,61	69,8	1,66	1,34	4,76	67,5	1,61
B LC 4	LC 35/38 – 1,4 (D)	21,6	10900	0,0020	54,0	5,10	63,1	1,17	1,62	5,19	62,0	1,15
B LC 5	LC 55/60 – 1,6 (D)	33,1	16000	0,0021	36,0	5,81	55,4	1,54	1,17	5,97	53,9	1,50
B LC 6	LC 75/85 – 1,8 (D)	44,1	23300	0,0019	30,0	6,04	53,3	1,78	0,96	6,26	51,3	1,71
B LC 7	LC 55/60B – 1,6 (D)	31,4	13700	0,0023	43,5	6,25	51,5	1,18	1,25	6,40	50,3	1,16
B SCC 1	Mehlkorn- typ (L)	19,3	20800	0,0009	65,3	5,97	80,8	1,24	2,21	6,06	79,6	1,22
B SCC 2	Kombi- Typ (L)	21,2	22800	0,0009	73,1	6,05	79,7	1,09	2,37	6,16	78,3	1,07
B SCC 3	Mehlkorn- typ (D)	30,6	30800	0,0010	56,8	6,83	70,6	1,24	1,57	7,00	68,9	1,21
B SCC 4	Kombi- Typ (D)	38,6	32100	0,0012	67,5	8,5	56,6	0,84	1,89	8,8	54,8	0,81

Tabelle 5.6: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Übertragungslängen mit denen des eigenen Bemessungsansatzes

Nach Tabelle 5.6 stimmen die experimentell ermittelten Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ mit den für die Spannbetonbauteile mit Litzen bzw. Spanndrähte aus hochfestem Leichtbeton bzw. selbstverdichtendem Beton sowohl unter Ansatz des gemessenen Litzenschlupfes s als auch mit einem konstantem Litzenschlupf von $s = 0,25\text{mm}$ zufriedenstellend überein. Die Bemessungswerte mit Berücksichtigung eines konstanten Litzenschlupfes von $s = 0,25\text{mm}$ unterscheiden sich nur um einige Millimeter gegenüber den Werten unter Berücksichtigung des gemessenen Litzenschlupfes s . Somit ist für eine wirtschaftliche Bemessung der Übertragungslängen keine zuverlässige Bestimmung des Litzenschlupfes notwendig.

Zeitabhängiges Verhalten

In Tabelle 5.7 sind die aus den Messwerten der SDM-Punkten berechneten zeitabhängigen Übertragungslängen $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ nach [DIBt80] zusammengestellt. Zusätzlich werden die Veränderungen Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Balken	Betonart	Spann- bewehrung	Betonalter nach Vor- spannung t_I [d]	Übertragungslänge der Vorspannkraft an dem verbügelten Balkenende		
				l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]
B LC 1	LC 35/38-1,4	4 Litzen 0,5"	21	60,0	-3,5	-5,5
B LC 2	LC 55/60-1,6	4 Litzen 0,5"	18	45,0	+1,5	+3,4
B LC 3	LC 75/85-1,8	4 Litzen 0,5"	12	42,0	+0,0	+0,0
B LC 4	LC 35/38-1,4	4 Drähte Ø 12	32	60,0	+6,0	+11,1
B LC 5	LC 55/60-1,6	4 Drähte Ø 12	17	36,0	+0,0	+0,0
B LC 6	LC 75/85-1,8	4 Drähte Ø 12	29	33,0	+3,0	+10,0
B LC 7	LC 55/60 B-1,6	4 Drähte Ø 12	25	49,5	+6,0	+13,8
B SCC 1	Mehlkornstyp	4 Litzen 0,5"	41	72,6	+7,3	+11,2
B SCC 2	Kombinationstyp	4 Litzen 0,5"	39	75,4	+2,3	+3,1
B SCC 3	Mehlkornstyp	4 Drähte Ø 12	22	60,8	+4,0	+7,0
B SCC 4	Kombinationstyp	4 Drähte Ø 12	34	73,1	+5,6	+8,3

Tabelle 5.7: Ermittelte Übertragungslängen l_{bp} zum Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung

Bei den gerippten Spanndrähten ergeben sich teilweise deutlich größere Zunahmen der Übertragungslängen gegenüber den Litzen. Bei Versuchskörper B LC 1 (mit Litzen) führt das Berechnungsverfahren nach [DIBt80] sogar zu geringeren Übertragungslängen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [DIBt80] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einen linearen Dehnungsverlauf oder umgekehrt zu scheinbaren Zuwächsen bzw. Reduzierungen der Übertragungslängen kommt, obwohl der größte Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird. Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen wird deshalb zum Teil über- bzw. unterschätzt.

5.2.2.3 Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich

Die Rissentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich und damit auch die Verbundkräfte werden bei geringen Betondeckungen durch die Querbewehrung beeinflusst. Diese Bewehrung nimmt die Sprengkräfte bei der Rissbildung des Betons auf und es können wesentlich größere Verbundkräfte im Vergleich zu Betondeckungen ohne eine Querbewehrung übertragen werden. In den Bildern 5.11 und 5.12 wurden bereits die Betondehnungen für die unverbügelten und verbügelten Balkenenden der Balken B SCC 2 und B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp dargestellt. In Bild 5.13 und 5.14 sind die Betondehnungen für die unverbügelten und verbügelten Balkenenden der Balken B SCC 1 und B SCC 3 aus SVB-Mehlkornstyp mit Kalksteinmehl dargestellt.

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.13: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild 5.14: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

In den Bildern 5.13 und 5.14 ist zu erkennen, dass die Betondehnungen am unverbügelten Balkenende – wie erwartet - flacher anwachsen als am verbügelten Balkenende. Somit ergeben sich bei gleicher Betondeckung kleinere Übertragungslängen.

Die Übertragungslängen bei den Balken sind teilweise größer als bei den ungerissenen Spannkrafteinleitungskörpern mit gleicher Betonfestigkeit. Dies deutet eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rissbildung auch am verbügelten Balkenende an. Die Dehnungsverläufe ergeben ebenfalls geringere Verbundkräfte am Anfang der Übertragungslänge im Vergleich mit den Spannkrafteinleitungskörpern (z.B. SK SCC 6, Bild 5.15). Da im Gegensatz zu den unverbügelten Balkenenden keine sichtbaren Sprengrisse festgestellt wurden, bewirkt die Bügelbewehrung eine Rissbrei-

tenbeschränkung bzw. eine Rissbildung bis zur Betonoberfläche wird verhindert. Dieses Verhalten konnte bei allen elf geprüften Balken beobachtet werden.

Bild 5.15: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 6 aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,0 \cdot d_p$ und $c = 2,5 \cdot d_p$)

An den unverbügelten Balkenenden traten deutlich sichtbare Sprengrisse (Bild 5.16) auf, die von den Balkenenden ausgehend, in der Ebene der vier Spannstähle verliefen.

Bild 5.16: Typische Sprengrissbildung an den unverbügelten Enden

In den Bildern 5.17 bis 5.19 sind die Laststufen bei der Sprengrissbildung auf der unverbügelten Seite für Litzen und Spanndrähte für die Balken aus hochfestem Leichtbeton zusammengestellt. Bei den gewählten Abmessungen konnten bei gleicher Betonsorte durch die Litzen größere Vorspannkraften als durch die gerippten Spanndrähte rissfrei eingeleitet werden. Obwohl die Balken mit Spanndrähten mit größeren Betondeckungen und lichten Abständen im Vergleich zu den Balken mit Litzen ausgeführt wurden, traten die Sprengrisse bereits bei 60...70 % der eingeleiteten Spannkraft auf gegenüber 80...90 % der litzenbewehrten Balken. Somit ergibt sich bei den gerippten Spanndrähten eine größere Sprengrissneigung durch größere Sprengkräfte.

Bild 5.17: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprenggrissbildung für hochfesten Leichtbeton mit Litzen ($d_p = 12,5 \text{ mm}$, $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$)

Bild 5.18: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprenggrissbildung für hochfesten Leichtbeton mit gerippten Spanndraht ($d_p = 12 \text{ mm}$, $c = 4,0 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Bild 5.19: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprenggrissbildung für selbstverdichtenden Beton mit Litzen ($d_p = 12,5 \text{ mm}$, $c = 3,0 \cdot d_p$ und $s = 2,0 \cdot d_p$) und gerippten Spanndraht ($d_p = 12 \text{ mm}$, $c = 3,5 \cdot d_p$ und $s = 2,5 \cdot d_p$)

Aus den Ergebnissen der Spannkrafteinleitung kann abgeleitet werden, dass sowohl bei den Litzen als auch bei den gerippten Spanndrähten die Sprenggrissneigung bei den untersuchten Betonsorten unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse ist. Werden mehrere Spannstähle in einer Lage angeordnet, ist für die untersuchten Vorspannkraften in hochfestem Leichtbeton ohne Bügelbewehrung bei Litzen mit einer Betondeckung $c \leq 3,5 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s \leq 2,0 \cdot d_p$ sowie bei gerippten Spanndrähten mit einer Betondeckung $c \leq 4,0 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s \leq 2,5 \cdot d_p$ mit einer Sprenggrissbildung zu rechnen. Für selbstverdichtenden Beton ist ohne Bügelbewehrung bei Litzen mit einer Betondeckung $c \leq 3,0 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s \leq 2,0 \cdot d_p$ sowie bei gerippten Spanndrähten mit einer Betondeckung $c \leq 3,5 \cdot d_p$ und lichtem Abstand $s \leq 2,5 \cdot d_p$ mit einer Sprenggrissbildung zu rechnen. In der Praxis ist der Spannkrafteinleitungsbereich zumeist verbügelt und es kommt zu grösseren Betondeckungen infolge einer schlagartigen Spannkrafteinleitung bzw. aus den Erfahrungen des Fertigteilwerkes sowie durch erhöhte Anforderungen an Korrosion- bzw. Brandschutz.

5.2.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung

Die Versuchsbalken wurden entweder bis zum Verankerungsbruch (B LC 1, B LC 2, B LC 4, B LC 7, B SCC 3 und B SCC 4) oder bis zum Biegeversagen durch Fließen der Spannstähle (B LC 3, B LC 5, B LC 6, B SCC 1 und B SCC 2) belastet. Hierbei wurde die Belastung solange gesteigert, bis keine weitere Last mehr aufgenommen werden konnte. In Bild 5.20 sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen beispielhaft für den Balken B LC 2 (Verankerungsversagen) und Balken B LC 3 (Biegeversagen) dargestellt. Das Fließplateau bei Balken B LC 3 ist deutlich zu erkennen.

Bild 5.20: Biegemoment-Durchbiegungsbeziehungen für die Balken B LC 2 und B LC 3

Eine Übersicht über die maximal aufnehmbaren Biegemomente im Versuch (Grenzmomente) und die rechnerischen Bruchmomente enthält Tabelle 5.8.

Balken		Betonsorte	Experimentelle Grenzmomente [kNm]	Rechnerische Bruchmomente [kNm]	Abweichung [%]	Versagensart
B LC 1	4 Litzen 0,5"	LC 35/38-1,4	173,1	185,0	-6,4	Verankerungsversagen
B LC 2		LC 55/60-1,6	170,3	207,4	-17,9	Verankerungsversagen
B LC 3		LC 75/85-1,8	233,1	213,2	+9,3	Biegeversagen
B LC 4	4 Drähte Ø 12	LC 35/38-1,4	125,7	166,4	-24,5	Verankerungsversagen
B LC 5		LC 55/60-1,6	205,0	200,7	+2,1	Biegeversagen
B LC 6		LC 75/85-1,8	225,6	216,3	+4,2	Biegeversagen
B LC 7		LC 55/60 B-1,6	175,8	190,4	-7,7	Verankerungsversagen
B SCC 1	4 Litzen 0,5"	Mehlkornstyp	203	198	+2,5	Biegeversagen
B SCC 2		Kombinationstyp	224	208	+7,1	Biegeversagen
B SCC 3	4 Drähte Ø 12	Mehlkornstyp	221	207	+6,3	Verankerungsversagen
B SCC 4		Kombinationstyp	224	222	+0,9	Verankerungsversagen

Tabelle 5.8: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

Für die Berechnung wurden die Materialgesetze für Beton und Stahl nach DIN 1045-1 [1045-1] unter Berücksichtigung der tatsächlichen Streckgrenze der verwendeten Be-

ton- und Spannstähle verwendet. Dabei war eine Begrenzung der Stahldehnung auf eine Bruchdehnung von 25 ‰ aufgrund der hohen Vorspanngrade nicht maßgebend. Weiterhin wurde der idealisierte Verlauf der Stahlspannungen nach DIN 1045-1 mit einem Anstieg nach Erreichen der Streckgrenze angesetzt.

Für die Berechnung der Zylinderdruckfestigkeit f_c aus der Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube150}$ gilt unter Berücksichtigung der in DIN 1045-2 [1045-2] angegebenen Umrechnung der gemessenen Würfeldruckfestigkeiten an einem Würfel mit 150 mm Kantenlänge:

$$f_c = 0,95/\alpha \cdot f_{ck,cube150} \quad (5.1)$$

mit	$\alpha = 1,18$	für LC 35/38
	$\alpha = 1,13$	für LC 55/60
	$\alpha = 1,10$	für LC 75/85
	$\alpha = 1,00$	für SVB

Die für die Nachrechnung angesetzte einaxiale Prismendruckfestigkeit $f_{lc} = 0,95 \cdot f_c$ ergibt sich somit zu:

$$f_{lc} = 0,95 \cdot f_c = 0,95 \cdot 0,95/\alpha \cdot f_{cm,cube150} = 0,9025/\alpha \cdot f_{cm,cube150} \quad (5.2)$$

Hierin sind die Abminderungen der Druckfestigkeit durch Dauerbelastung enthalten.

Die Balken B LC 1, B LC 2, B LC 4 und B LC 7 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ bzw. LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ erreichten nicht die rechnerischen Bruchmomente. Das Versagen wurde vorzeitig durch große Verschiebungen der Spannstähle auf der jeweils unverbügelten Balkenseite im Verankerungsbereich eingeleitet. In Bild 5.21 ist das entsprechende Rissbild des Balkens B LC 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Litzen im Bruchzustand dargestellt.

Bild 5.21: Verankerungsversagen des Balkens B LC 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ am unverbügelten Trägerende mit 4 Litzen

Bei Balken B LC 7 aus LC 55/60 B; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ mit 4 Spanndrähten trat ebenfalls ein Verankerungsbruch auf. In Bild 5.22 ist zu erkennen, dass im Verankerungsbereich die komplette Betondeckung abgesprengt wurde.

Bild 5.22: Verankerungsbruch des Balken B LC 7 aus LC 55/60 B; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ am unverbügelterm Trägerende mit 4 Spanndrähten

Bei den beiden Balken aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (B LC 3 und B LC 6) waren die im Versuch ermittelten Grenzmomente kleiner als die rechnerischen Bruchmomente (Tabelle 5.8). Das Versagen wurde durch das Fließen der Spannbewehrung verursacht. Obwohl auf der unverbügelter Seite bereits deutliche Sprengrisse aus der Spannkrafteinleitung vorhanden waren, reichte hier die Verbundkraft aus, um die Biegezugkraft bis zum Fließen der Spannbewehrung zu verankern. Während des Versuchs ergaben sich an den Balken mit Sprengissen aus der Spannkrafteinleitung zusätzliche Längsrisse an der Unterseite im Bereich der Balkenenden. Zusätzliche Sprengisse an den Seitenflächen konnten ebenfalls beobachtet werden.

Die Balken aus selbstverdichtendem Beton erreichten alle die rechnerischen Bruchmomente. Das Versagen wurde bei den Balken B SCC 1 und B SCC 2 mit Litzen vorzeitig durch große Verschiebungen der Spannstähle auf der verbügelter und unverbügelter Balkenseite im Verankerungsbereich eingeleitet. Es kam dann zu einem sekundären Versagen in der Druckzone. In Bild 5.23 ist das entsprechende Rissbild des Balkens B SCC 1 aus Mehlkorntyp mit 4 Litzen im Bruchzustand dargestellt.

Bild 5.23: Rissbild im Bruchzustand für Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkorntyp mit 4 Litzen

Bei den Balken B SCC 3 und B SCC 4 mit 4 Spanndrähten trat zunächst ein Verankerungsbruch auf und als sekundäres Versagen eine Einschnürung der Druckzone. Das Versagen trat schlagartig ein. In Bild 5.24 ist zu erkennen, dass bei Balken B SCC 3 im Spannkrafteinleitungsbereich teilweise die komplette Betondeckung abgesprengt wurde.

Bild 5.24: Verankerungsversagen beim Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkorntyp mit 4 Spanndrähten

Bei allen Balken mit Sprengissen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden deutliche Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen. In Bild 5.25 sind die Verschiebungen der Litzen an dem verbügelten und unverbügelten Balkenende über das aufgebrachte Biegemoment bei Balken B LC 2 dargestellt.

Bild 5.25: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (B LC 2 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

Es ist zu erkennen, dass nennenswerte Verschiebungen bei Litzen nur am unverbügelten Balkenende auftraten. Dies ergibt sich aus den geringeren Verbundkräften infolge der Sprenggrissbildung. Am unverbügten Balkenende mit einem Sprenggriss aus der Spannkrafteinleitung konnte im Vergleich zum verbügten Ende rd. 75 % weniger Zugkraft aus dem Biegemoment verankert werden.

Auch bei den gerippten Spanndrähten (Bild 5.26) ergaben sich größere Verschiebungen am unverbügten Balkenende mit Sprenggriss. Obwohl die Verschiebungen bei Balken B LC 6 ungefähr bei gleicher Laststufe wie bei Balken B LC 2 auftraten, konnten hier aber wesentlich größere Biegemomente aufgenommen werden. Die Verschiebungen waren im Vergleich zu den Litzen kleiner.

Bild 5.26: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (B LC 6 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$)

Als Folge des verschiebungsabhängigen Verbundverhaltens kann der gerippte Spanndraht durch zusätzliche Verschiebungen größere zusätzliche Verbundkräfte aufnehmen als die Litzen, die durch das im wesentlichen starr-plastische Verbundverhalten keine

größeren Verbundkräfte aktivieren können, als zuvor bei der Spannkrafteinleitung übertragen wurden. Beim Überschreiten dieser Verbundkräfte durch die äußere Beanspruchung kam es bei Balken B LC 2 zu einer schnellen Verschiebungszunahme, die zum vorzeitigen Versagen führte.

Der Einfluss der Rissbildung im Bereich der Endverankerung wird in Bild 5.27 für die Balken B LC 2 und B LC 6 verdeutlicht.

Bild 5.27: Übersicht über die Biegemomente bei Dekompression, bei Biegerissbildung im Verankerungsbereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die weiße Fläche kennzeichnet die Momentenbeanspruchung, bei der in Höhe der Spannstähle keine Betonzugspannungen auftraten. Der Verlauf der Dekompressionsmomente entspricht der Spannkraft zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung, der zu den Bauteilenden entsprechend der gemessenen Übertragungslänge abnimmt. Am

unverbügelten Balkenende (linkes Auflager) beginnt die Spannkrafteinleitung infolge der Längsrissbildung erst im Abstand x vom Auflager. Weiterhin sind der Momentenverläufe bei Auftreten des ersten Biegerisses im Verankerungsbereich (gestrichelte Linie) und beim erreichten Grenzmoment dargestellt.

Bei Erreichen des Dekompressionsmoments besteht Gleichgewicht zwischen den Momenten infolge Vorspannung und äußerer Einwirkung. Bei weiterer Laststeigerung (graue Fläche) tritt nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit die Biegerissbildung am unteren Querschnittsrand und eine entsprechende Erhöhung der Spannstahlspannungen ein. Dabei kommt es zu einem vorzeitigen Versagen, wenn entweder durch große Verschiebungen der Bewehrung ein Verankerungsbruch eintritt (Balken B LC 2) oder eine vorzeitige Einschnürung der Druckzone infolge zu großer Rissbreiten im erweiterten Verankerungsbereich des Balkens auftritt (Balken B LC 6).

Bei allen Balken blieb der Verankerungsbereich am verbügelten Balkenende (rechtes Auflager) ungerissen und es traten dabei keine messbaren Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen auf (vgl. Bild 5.25/5.26). In Bild 5.27 ist zu erkennen, dass der Verankerungsbereich im Zustand I verbleibt (A). Da die Verbundkräfte in der Übertragungslänge schneller anwachsen als die Beanspruchung aus dem äußeren Biegemoment, treten hier keine zusätzlichen Verbundbeanspruchungen und keine Verschiebungen der Spannstähle auf. Die Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung waren größer als die Verbundkräfte aus der äußeren Belastung.

Am unverbügelten Balkenende übersteigt die Beanspruchung aus der äußeren Belastung die durch Sprenggrissbildung geringeren Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung und es kommt zur Biegerissbildung im Verankerungsbereich (B). Auch der Vergleich mit den Bildern 5.25 und 5.26 verdeutlicht die schnelle Verschiebungszunahme beim Überschreiten des Rissmomentes und der damit verbundenen Bildung von Biegerissen im Verankerungsbereich. Zu diesem Zeitpunkt ist die Verbundbeanspruchung aus äußerer Beanspruchung größer als die aus der Spannkrafteinleitung, d.h. die im Spannstahl vorhandener Zugkraft überschritt die eingeleitete Vorspannkraft. Bei Litzen aus glatten Drähten können die aufnehmbaren Verbundspannungen durch das näherungsweise starr-plastische Verbundverhalten nicht größer werden als bei der Spannkrafteinleitung. Die darüber hinaus zu verankernde Zugkraft kann zum Beispiel aus dem Überstand der Spannbewehrung hinter der Auflagervorderkante bzw. durch eine Betonstahlbewehrung abgedeckt werden.

Der Einfluss der zyklischen Beanspruchung durch 30 Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau oberhalb der Dekompression zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ führten beim Balken B LC 2 mit Litzen zu einem mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,13 mm, da die äußeren Verbundbeanspruchungen größer als die Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung waren. Der Verschiebungszuwachs bei Balken B LC 6 mit gerippten Spanndrähte ist mit einem mittleren Zuwachs von 0,03 mm deutlich kleiner. In den Bildern 5.28 und 5.29 sind die Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen

der Versuchsbalken B SCC 1 und B SCC 3 während der zyklischen Beanspruchung dargestellt. Aufgrund der durch die Rissbildung bei der Spannkrafteinleitung reduzierten Verbundfestigkeit ergaben sich hier die größten Verschiebungszuwächse von allen untersuchten Balken.

Bild 5.28: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der Litzen an der Stirnfläche bei Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkorn typ durch 30 Lastwechsel

Bild 5.29: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der gerippten Spanndrähte an der Stirnfläche bei Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkorn typ durch 30 Lastwechsel

Die zyklische Beanspruchung oberhalb der Dekompression führte bei Balken B SCC 1 mit Litzen zu einem mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,3 mm am unverbügelten Ende, da die äußere Verbundbeanspruchung größer als die Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung war. Der Verschiebungszuwachs der Litzen bei Balken B SCC 1 ist deutlich größer als der Zuwachs von 0,04 mm der gerippten Spanndrähte bei Balken B SCC 3. Das bei ansonsten gleichen Verhältnissen bessere Verbundverhalten der gerippten Drähte im Vergleich zu den glatten Litzen ist auf den Scherverbund zurückzuführen.

5.3 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass für den Verankerungsbruch nicht die Biegrissbildung sondern das Überschreiten der aufnehmbaren Verbundspannungen durch eine zusätzliche Beanspruchung aus der Endverankerung ursächlich ist. Bei glatten Litzen können die aufnehmbaren Verbundspannungen durch das näherungsweise starrplastische Verbundverhalten nicht größer werden als bei der Spannkrafteinleitung. Nach Überschreiten dieser Verbundspannungen wachsen die Verschiebungen zwischen Litzen und Beton sprunghaft an. Da keine zusätzlichen Verbundkräfte aktiviert werden können, erfolgt schließlich das Versagen durch zu große Verschiebungen im Verankerungsbereich. Demzufolge müssen Biegrisse bei Anwendung von Litzen ausgeschlossen werden.

Die gerippten Spanndrähte können durch das verschiebungsabhängige Verbundverhalten größere Verbundbeanspruchungen als bei der Spannkrafteinleitung aufnehmen. Dies führt beim Überschreiten der Verbundkraft aus der Spannkrafteinleitung zu kleineren Verschiebungen und insbesondere zu einem gutmütigeren Verhalten unter zyklischer Beanspruchung. Durch die größere Verbundbeanspruchung als bei der Spannkrafteinleitung kann jedoch ein Verankerungsbruch durch Absprengen der Betondeckung auftreten, wenn nicht eine ausreichend bemessene Bügelbewehrung vorhanden ist.

Nach den Versuchsergebnissen ist eine unzulässige Sprenggrissbildung auch mit den empfohlenen Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei mehreren Spannstählen in einer Lage und bei geringer bzw. fehlender Bügelbewehrung. Da üblicherweise die erforderlichen Abmessungen von den Fertigteilherstellern aus Erfahrung, aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen und das Vorhaltenmaß der Betondeckung, eigenverantwortlich festgelegt werden, wurden hier nur die unbedingt erforderlichen Mindestbetondeckungen empfohlen, um unter günstigen Bedingungen die zulässige Vorspannkraft nach DIN 1045-1 rissfrei einleiten zu können. Dies entspricht dem Vorgehen für Normalbeton [Nit01, 1045-1, Heft 525].

Die Übertragungslängen l_{bp} des eigenen Bemessungsansatzes nach Kapitel 4 (Gl. 4.6) stimmen bei der Spannkrafteinleitung der Balkenversuchen zufriedenstellend mit den experimentell ermittelten Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ nach [DIBt80] überein. Die Bemessungswerte mit Berücksichtigung des konstanten Litzenschlupfes von $s = 0,25$ mm unterscheiden sich nur um einige Millimeter gegenüber den Werten unter Berücksichtigung des gemessenen Litzenschlupfes s . Somit ist für eine wirtschaftliche Bemessung der Übertragungslängen keine zuverlässige Bestimmung des Litzenschlupfes notwendig.

6 Numerische Untersuchungen

6.1 Allgemeines

In [Nit01] wurde ein zweidimensionales Stabwerkmodell unter Verwendung des Finite-Elemente-Programms ABAQUS/Standard der Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc (USA) in der Version 5.8 entwickelt. Dieses Modell hat sich bei der Nachrechnung von Ausziehversuchen an Litzen in hochfestem Normalbeton [Nit01] sowie in leicht abgewandelter Form ebenfalls bei der Nachrechnung entsprechender Spannkrafteinleitungsversuche bewährt. Im Folgenden wird seine Eignung für Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche mit Litzen in selbstverdichtendem Beton überprüft. Dazu wurde das oben genannte Programm in der Version 6.4 verwendet, das eine graphische Arbeitsoberfläche innerhalb der kompletten Programmeinheit 6.4 anbietet (CAE = „Complete ABAQUS Environment“).

Darüberhinaus wird untersucht, inwiefern sich die im Spannkrafteinleitungsbereich vorherrschenden Verbundmechanismen mit dem nichtlinearen dreidimensionalen FE-Programm LIMFES [Ker00, Ker02] wiedergeben lassen. Dabei kommen zwei unterschiedlich rechnende Verbundelementtypen zur Anwendung und werden auf ihre Verwendbarkeit hin untersucht. Es handelt sich um steifigkeits-(ST-) und mikroplane-(MP-)basierte Interface-Elemente. Alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten FE-Berechnungen basieren auf der Programmversion LIMFES ver. 4.0.3.

6.2 Verwendete FE-Programme

6.2.1 2D-Analyse mit dem FE-Programm ABAQUS

Das in [Nit01] entwickelte zweidimensionale FE-Modell setzt sich in seinen geometrischen Bestandteilen aus Fachwerkelementen, Federelementen, den Auflagerbedingungen und starren Kontaktelementen zusammen. Bild 6.1 zeigt das „komplette“ Modell sowie einen Ausschnitt des Modells zur Modellierung eines Ausziehversuches. Um eine ausreichend feine Diskretisierung zu erhalten, wird als Abstand der Verbundelemente in Längsrichtung 1 cm gewählt [Nit01]. Im Wesentlichen lässt sich das FE-Modell in die drei Bereiche Spannglied, Betonkörper und Verbundzone unterteilen. Das Spannglied („Litzenelement“) wird dabei durch ein rautenförmiges Stabwerk dargestellt, das ergänzt durch eine Feder in der Lage ist, sowohl das Längs- als auch das Querdehnungsverhalten (Hoyer-Effekt) des Spannglieds wirklichkeitsnah abzubilden.

Der Betonkörper („Betonelement“) wird über ein Stabwerk und eine Feder („Zugringfeder“) modelliert. So können in Längsrichtung einfache Stäbe verwendet werden, die gelenkig aneinander angeschlossen sind. In Querrichtung wird das Verhalten des Betons als Zugring berücksichtigt. Sein Lastverformungsverhalten wird über eine nichtlineare Feder auf Basis des analytischen Betonzugringmodells von Bigaj [Big96] in das Modell eingefügt.

Bild 6.1: FE-Modell für die Nachrechnung der Ausziehversuche nach [Nit01]
(oben: „komplettes“ Modell; unten: Ausschnitt des Modelles)

6.2.2 3D-Analyse mit dem FE-Programm LIMFES

Das FE-Programm LIMFES wurde am Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen entwickelt [Ker00, Ker02]. In dem FE-Program sind zwei Verbundelemente implementiert. Zum Einem wurde das steifigkeitsbezogene rechnende „linear plane interface“ Element (LPI 8) verwendet. Ein 4-Doppelknoten-Flächenelement mit linearem Verschiebungsansatz, das als Kontaktelement zwischen den Volumenelementen des Betons und der Spannstahllitze eingesetzt wird. In Bild 6.2 ist das Element mit seinen Einheitskoordinaten dargestellt. Eine ausführliche Erläuterung des Interfaceelementes LPI 8 wird in [Ker00] gegeben.

Bild 6.2: Geometrie des steifigkeitsbezogenen Interfaceelementes LPI 8 [Ker00]

Das verwendete Verbundgesetz für das steifigkeitsbezogene Verbundelement ist in seiner Grundform in Gl. (6.1) dargestellt:

$$\tau_b = k_1 \cdot [k_2 \cdot s^\alpha - k_3 \cdot \mu \cdot \sigma_n]. \quad (6.1)$$

mit	τ_b	Verbundspannung
	k_1	Korrekturwert zur Berücksichtigung des wirksamen Litzenumfangs
	k_2	Korrekturwert zur Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Betone auf den verschiebungsabhängigen Verbundspannungsanteil
	s	Relativverschiebung benachbarter Beton- und Stahlelemente
	α	Exponent zur Berücksichtigung der Steifigkeit des Verbundes
	k_3	Korrekturwert zur Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Betone auf den spannungsabhängigen Verbundspannungsanteil
	μ	Reibungsbeiwert
	σ_n	Normalspannung auf die Interfacelemente

Zum Anderem wurde ein Verbundelement verwendet, das auf der Theorie der Mikroplanelemente - mit einem über das Element verschmierten Verbundgesetz - basiert. Hierbei werden zahlreiche, einaxiale Materialgesetze auf ca. 20 Versagensebenen verteilt, so dass das makroskopische Materialverhalten realistisch wiedergegeben werden kann. Zur Definition des Material- bzw. Verbundverhaltens werden dem Verbundelement Grenzflächen vorgegeben. Unterhalb dieser Flächen wird das Materialgesetz normal ausgewertet. Wird eine Grenzfläche erreicht, wird mit dem Grenzwert weitergerechnet, bis an anderer Stelle ein weiterer Grenzwert erreicht wird usw. Zur Attributdefinition werden eine Verbundspannungs-Schlupfbeziehung in Verschiebungsrichtung, d.h. in lokaler x - und y -Richtung (Bild 6.3) sowie eine Spannungs-Dehnungsbeziehung in Normalenrichtung, d.h. in lokaler z -Richtung (Bild 6.4) vorgegeben.

Bild 6.3 Verbundspannungs-Schlupfbeziehung in die Verschiebungsrichtungen x und y

Bild 6.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung in Normalenrichtung z

Der Verlauf der Materialeigenschaften bzw. des Verbundgesetzes wird mit folgenden 13 Parametern eingestellt, die in Tabelle 6.1 mit ihrer Bedeutung und Einheit zusammengefasst sind.

Parameter	Einheit	Bedeutung
E_N	[N/mm ²]	Steifigkeit in z -Richtung
E_T	[N/mm ²]	Schubmodul in x - und y -Richtung
P_1	[N/mm ²]	Zugfestigkeit in z -Richtung
P_2	[N/mm ²]	max. Schubspannung ohne Reibungsanteil
P_3	[-]	Reibungsbeiwert μ
P_4	[-]	Adhäsionsbeiwert
P_5	[mm]	Schlupf, ab dem die Schubspannung abfällt
P_6	[-]	Stärke des Abfalls der Schubspannung
P_7	[-]	Stärke des Abfalls der Zugspannung
P_8	[‰]	Beginn des Abfalls der Zugspannung
P_9	[-]	Exponent von E_T
P_{10}	[-]	Grenzschlupf, ab dem E_T nicht mehr abfällt
P_{11}	[-]	Bruchteil von E_T beim Entlasten

Tabelle 6.1: Parameter zur Attributdefinition des mikroplanebasierten Elementes

sich wiederum zu geringe Verbundkräfte bei Spannkrafteinleitung, vor allem in den Anfangsbereichen.

Als wirksame Korrekturmaßnahmen stellten sich in diesen Fällen oft nur die Aussteifung oder Verkleinerung der Verbundschichtdicke dar, um mit den „realen“ Betonfestigkeiten rechnen zu können. Das wiederum führte bei den Versuchen mit Spannkrafteinleitung zu zu hohen Verbundkräften. Die Variation des Reibungskoeffizienten μ in Zusammenhang mit den Verbundschichtparametern, ergab bei den Ausziehversuchen gute Ergebnisse, hatte jedoch erhebliche negative Auswirkungen auf die Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche. Zusammenfassend gilt anzumerken, dass die variierten Parameter nicht einzeln und unabhängig voneinander anzupassen waren, sondern stets untereinander angepasst werden mussten. Es ergab sich stets ein iterativer Prozess [Feh04].

Um die Anzahl der zu untersuchenden Parameter zu minimieren und ein allgemeingültiges Modell zu erhalten, wurden im Weiteren nur die Parameter der Verbundschichtfeder (Dicke und Steifigkeit) verändert. Die Geometrie und die Betonfestigkeiten sollten entsprechend denen zum Zeitpunkt der Versuche sein, um es später mit anderen Versuchen zu validieren. Bei der FE-Simulation der Ausziehversuche wurde oftmals nur eine „mittlere Lösung“ gefunden. Dies hatte zur Folge, dass nicht alle Stufen der eingeleiteten Spannkraft gleich gut erfasst wurden. Hatte man ohne Spannkrafteinleitung eine Lösung „unterhalb“ der Versuchskurven gefunden, so kann die FE-Simulation bei gleichen Betonfedergesetzen und unter höchster Querpressung (bei 110 kN eingeleiteter Spannkraft) „oberhalb“ der Versuchskurve liegen. Bild 6.6 zeigt beispielhaft die simulierten Verbundkraft-Verschiebungskurven für alle drei Stufen der eingeleiteten Spannkraft von Serie SCC 11 (SVB-Kombinationstyp).

Bild 6.6: Verbundkraft-Verschiebungsverlauf des SVB-Kombinationstyp nach 3Tagen (Serie SCC 11) mit 0,5“-Litzen

Die Parameterstudien der weiteren Ausziehversuche verliefen nach der gleichen Vorgehensweise [Feh04]. Bei allen Versuchsserien wurden die FE-Simulationen zum Verbundkraft-Verschiebungsverlauf allein über die beiden Parameter der Verbundschichtdicke v_w und der Ausbildung ihrer Steifigkeit angepasst. Hierbei wurden „nur“ die Versuchsserien aus SVB untersucht, da der „treppenförmige“ Verlauf der Versuche an hochfestem Leichtbeton nicht abbildbar.

6.3.2 Spannkrafteinleitungsversuche

6.3.2.1 Modellbildung

Die Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche läuft kraftgesteuert. Die Unterschiede zum FE-Modell für den Ausziehversuch liegen in der Abbildung der gesamten Versuchskörperlänge und der horizontalen Lagerung. Die einzelnen Modell-Segmente sind mit denen aus dem Ausziehversuch identisch (Bild 6.7).

Bild 6.7: Ausschnitt aus dem FE-Modell für die Nachrechnung der Spannkrafteinleitungsversuche nach [Nit01]

Die Spannkrafteinleitungskörper sind doppelsymmetrisch, so dass die realen Versuchsbedingungen in Bezug auf die komplette Versuchskörperlänge von zwei Metern nicht abgebildet werden muss. Durch den doppelsymmetrischen Versuchsaufbau kommt als FE-Modell ein Viertelsystem zum Einsatz (Bild 6.8).

Bild 6.8: Ausschnitt aus dem kraftgesteuerten FE-Modell der Spannkrafteinleitungsversuche unter Ausnutzung der Doppelsymmetrie (Viertelsystem)

Die horizontal unverschiebbliche Lagerung am rechten Ende des Modells resultiert aus der Doppelsymmetrie. Wegen der Symmetrie wird nur die Hälfte der betrachteten Kraft auf den Anfangsknoten in horizontaler Richtung aufgebracht (Bild 6.8). Das Ziel der FE-Simulation ist die Darstellung der Betondehnungsverteilung über die Balkenlänge in Abhängigkeit von der eingeleiteten Spannkraft sowie die Relativverschiebung zwischen der Betonstirnfläche und der Spannstahlmitte während der stufenweisen Lasteinleitung.

Der Litzenschlupf lässt sich über die Differenz der Stirnknotenverschiebung ermitteln und sich anschließend durch Auswertung aller Inkremente über die eingeleitete Spannkraft in einem Diagramm auftragen.

6.3.2.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche

Die Übertragung der Ergebnisse aus den Ausziehversuchen auf die nachgerechneten Spannkrafteinleitungsversuche aus selbstverdichtendem Beton ergab zunächst ein Unterschätzen der Verbundtragfähigkeit aus den Versuchsdaten. Die ermittelten Eigenschaften der angesetzten weichen und somit schlechten Verbundzonen zwischen Litze und Beton, um den Verbundspannungs-Verschiebungs-Verlauf zufriedenstellend simulieren zu können, erwiesen sich bezüglich der Spannkrafteinleitungsversuche als zu ungünstig. Die Übertragung der Parameter der entsprechenden Ausziehversuche auf die FE-Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche ist in den Bildern 6.9 und 6.10 beispielhaft anhand des Versuchskörper SK SCC 9 (SVB-Kombinationstyp) dargestellt. Die Übertragung der Parameter des vergleichbaren Ausziehversuch SCC 11 erfolgte durch Abminderung der Steifigkeit, um die Eigenschaften des Zugringfedergesetzes anzupassen. In Bild 6.9 ist der Betondehnungsverlauf über die Balkenlänge für alle fünf Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt. Bild 6.10 zeigt den rechnerischen Verlauf der Relativverschiebung zwischen Betonstirnfläche und Spannstahlmitte während der Spannkrafteinleitung.

Bild 6.9: Vergleich der experimentellen Betondehnungen und den rechnerisch ermittelten Dehnungen des Versuchskörpers SK SCC 9 bei Ansatz der Modellparameter des Ausziehversuch SCC 11

Bild 6.10: Vergleich des simulierten Litzenschlupfes mit den experimentell ermittelten Werten des Versuchskörpers SK SCC 9 bei Ansatz der Parameter des Ausziehversuch SCC 11

Man erkennt in den Bildern 6.9 und 6.10 eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentell ermittelten und den simulierten Werten. Der über die Verringerung der Steifigkeit erreichte Maximalwert der Dehnung ist bei voller Spannkrafteinleitung innerhalb der Ablesetoleranz der mittleren Maximaldehnung aus den Versuchsdaten.

In den Bildern 6.11 und 6.12 werden die Ergebnisse des Spannkrafteinleitungskörpers SK SCC 8 betrachtet. Bei Versuchskörper SK SCC 8, der wie Körper SK SCC 9 aus dem SVB-Kombinationstyp hergestellt ist, wurde nach drei Tagen die Spannkraft abgelassen. Der Unterschied zwischen beiden Versuchskörpern liegt in der Betondeckung. Bei Körper SK SCC 8 beträgt die Betondeckung $c = 2,0 d_p$ und sollte im Vergleich zu Körper SK SCC 9 mit $c = 2,5 d_p$ den Fall einer oberen Grenze der Rissbildung erfassen.

Bild 6.11: Vergleich der experimentellen Betondehnungen und den rechnerisch ermittelten Dehnungen des Versuchskörpers SK SCC 8 bei Ansatz der Modellparameter des Ausziehversuch SCC 11

Bild 6.12: Vergleich des simulierten Litzenschlupfes und den experimentell ermittelten Werten des Versuchskörpers SK SCC 8 bei Ansatz der Parameter des Ausziehversuch SCC 11

Die Übertragung der Parameter aus der FE-Simulation des Versuchskörpers SK SCC 9 auf den Körper SK SCC 8 bei Anpassung der Festbetoneigenschaften und der Betondeckung lieferte die in den Bildern 6.11 und 6.12 dargestellten FE-Simulationen. Bis auf die Sprenggrissbildung werden die Versuchskurven qualitativ und quantitativ zufriedenstellend abgebildet. Dass die Sprenggrissbildung von dem FE-Modell nicht erfasst wird, liegt an der ausgeprägten Verbundschicht, welche dem Koppelfedersystem aus Zugringfeder und Kompressionsfedergesetz eine hohe Duktilität verleiht. Im Gegensatz zu [Nit01], der ein spröderes Verhalten für hochfestem Beton zu simulieren hatte und mit einer dünnen Verbundschicht und realen Steifigkeiten gute Ergebnisse erzielte, musste hier entweder mit einer dickeren Verbundschicht modelliert werden, um die „realen“ Steifigkeiten mit ansetzen zu können – was zu einem ungünstigeren Verbundverhalten bei der Abbildung der Spannkrafteinleitung führte – oder mit einer dünnen Verbundschicht und geringeren Steifigkeiten.

In Tabelle 6.2 sind die Übertragungslängen l_{bp} der Spannkrafteinleitungskörper ohne Rissbildung aus den Versuchen mit denen aus der FE-Simulation gegenübergestellt.

Versuchskörper	$l_{bp,exp}$ [cm]	$l_{bp,FEM}$ [cm]	Abweichung [%]
SK SCC 9	55,2	52,0	-5,8
SK SCC 3A	41,0	39,8	-2,8
SK SCC 2A	39,9	41,2	+3,2
SK SCC 1B	53,1	49,3	-7,2

Tabelle 6.2: Vergleich der Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ aus dem Versuch und der FE-Simulation $l_{bp,FEM}$

Wie die Gegenüberstellung der Ergebnisse in Tabelle 6.2 zeigt, wurde mit der FE-Simulation der Spannkrafteinleitungskörper unter den gewählten Festbetoneigenschaften

ten, den gewählten Parametern und der Kontaktflächengeometrie eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten erreicht.

6.3.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen mit dem FE-Programm ABAQUS

Ein am Lehrstuhl für Massivbau der RWTH Aachen (IMB) bestehendes, zweidimensionales FE-Modell, das zur Abbildung des Verbundverhaltens von Spannstahllitzen in hochfestem Beton im Spannkrafteinleitungsbereich entwickelt wurde [Nit01], konnte für die Anwendung auf die in der FE-Programmeinheit ABAQUS neu integrierte Arbeitsoberfläche CAE entsprechend weiterentwickelt und modifiziert werden. Der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit wird in diesem FE-Modell über ein nichtlineares Zugringfedergesetz nach [Big96] implementiert, das in der Lage ist, die Restzugtragfähigkeit des Betons über Risse hinweg zu berücksichtigen [Feh04].

Um eine Vereinheitlichung zwischen den Parametern der Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche zu erreichen, wurde für die Ausziehversuche das niedrige Verbundkraftniveau und der Kurvenverlauf allein über den Parameter einer weichen Verbundschicht zwischen Zementstein und Spannstahllitze gesteuert und der Reibkoeffizient für alle Versuche konstant zu $\mu = \tan 30^\circ = 0,577$ angesetzt [Nit01]. Es konnten unter Beibehaltung der jeweiligen Festbetoneigenschaften für das Zugringfedergesetz zufriedenstellende Ergebnisse erzielt werden. Die Reibungsverbundanteile konnten auch über die Parameterkorrektur erfasst werden, so dass der Hoyer-Effekt und der verschiebungsabhängige Verbundkraftanteil gut abgebildet wurden. Desweiteren wurde das unterschiedliche Verbundverhalten der verschiedenen Betonsorten in Bezug auf die Verbundkraftentwicklung und das Verbundkraftniveau mit nur einer Kontaktflächengeometrie unter Anpassung eines Koppelfedersystems erfasst [Feh04]. Eine dem Zugring vorgeschaltete weiche Verbundschichtfeder wirkt in Abhängigkeit ihrer Mächtigkeit und Steifigkeit auf radiale Verformungsbelastungen des Koppelfedersystems dämpfend. Sie verhindert ein schnelles Ansteuern des Zugringfedergesetzes, so dass sich das Verbundkraftniveau nur insgesamt langsam und nur bei großer Verformungsbelastung entwickeln kann und sorgt für eine hohe Duktilität bzw. sehr verzögertes Aufreißen des Zugrings.

Räumliche Verzerrungseffekte und daraus resultierende Abminderungen der Verbundtragfähigkeit kann das verwendete FE-Modell nicht wiedergeben. Es werden jedoch die Tragwirkungen in horizontaler und vertikaler Richtung getrennt erfasst, was die Möglichkeit eines getrennten Ansatzes der Betonsteifigkeiten ermöglicht. Insgesamt besteht bei der Parametrisierung der Festbetoneigenschaften zur Nachrechnung der Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche mit den verwendeten FE-Modellen noch Entwicklungsbedarf. Über die Variation der Festbetoneigenschaften könnte sich eventuell eine Möglichkeit ergeben, einen vereinheitlichten Ansatz zur Parametrisierung beider Versuchsarten (Auszieh- und Spannkrafteinleitungsversuche) zu finden.

6.4 Nachrechnung der eigenen Versuche mit dem FE-Programm LIMFES

6.4.1 Ausziehversuche

6.4.1.1 Modellbildung

Bei der FE-Simulation der Ausziehversuche mit dem FE-Programm LIMFES wurde aus Symmetriegründen nur ein Viertel des ursprünglichen Ausziehkörpers diskretisiert (Bild 6.13). Die Betondeckung betrug $c = 5,5$ $d_p = 6,9$ cm. Um die in den Versuchen vorgegebene Verbundlänge von $l_b = 50$ mm zu berücksichtigen, wurde der Betonkörper durch 5 mm bzw. in den Stirnbereichen durch 2,5 mm dicke Elemente abgebildet. Hierbei kamen die 9-Knoten-Volumenelemente HEX-9 [Ker00] zur Anwendung.

Bild 6.13: Darstellung und Abmessung [mm] des gewählten FE-Systems zur Simulation der Ausziehversuche mit dem FE-Programm LIMFES

Die Litze wurde durch ein Polygon mit 16 Kanten abgebildet. Der Außendurchmesser betrug 11,06 cm, was einer Querschnittsfläche von $A_p = 93,6$ mm² entspricht. Die Querschnittsgeometrie der Litze mit den verwundenen Außendrähten konnte in dieser Abbildungsstufe nicht berücksichtigt werden. Als Materialgesetz standen ein linear-elastisches, ein elastisch-plastisches und ein nichtlineares Materialgesetz auf Grundlage von Mikroplanelementen zur Verfügung. Die Litze wurde der Größe der Betonelemente entsprechend ebenfalls in 5 mm bzw. 2,5 mm große Elemente eingeteilt. Es ragten zusätzlich vier Elementreihen der Litze von je 5 mm-Dicke aus dem Betonkörper heraus, um die für einen positiven Hoyer-Effekt erforderliche Querdehnung zu erzeugen. Die Verbundelemente zwischen Spannstahl und Beton besaßen eine Dicke von 0,1 mm und wurden zwischen vier benachbarten Stahl- und Betonknoten eingebunden.

6.4.1.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche

Im Folgenden wird exemplarisch das mit dem FE-Programm LIMFES ermittelte Verbundverhalten beim Ausziehversuch genauer beschrieben. Eine ausführliche Beschreibung findet sich in [Fei04]. Im nicht vorgespannten Ausziehversuch stellen sich die in Bild 6.14 getrennt dargestellten Hauptzug- und -druckspannungsrichtungen ein. Auffällig ist die Ausbildung eines Zugringes auf der Unterseite sowie eines Druckringes auf der Oberseite des Probekörpers. Der Zugring stellt sich infolge der sich hierauf abstützenden Druckstreben ein und verteilt sich über den Bereich der unteren vier Elementreihen. Der Druckring auf der Oberseite konzentriert sich ausschließlich auf die oberste Elementreihe und verläuft senkrecht zu den radialen Stirnzugkräften. Da die Verbundspannungen nicht nur Druck-, sondern senkrecht hierzu auch Zugstreben hervorrufen, müssen diese auf der Oberseite „verankert“ werden und bilden einen schwach ausgeprägten Druckring aus.

Bild 6.14: Unmassstäbliche Darstellung der Hauptzug- und -druckspannungstrajektorien beim Ausziehversuch ohne Vorspannung in 3D- und 2D-Ansicht (links: Zugstreben; rechts: Druckstreben)

Nach den Bildern 6.15 und 6.16 lassen sich die im Beton vorherrschenden Tragmechanismen sowohl nach dem Ablassen als auch nach dem Abschervorgang mit den getrennt dargestellten Hauptzug- und -drucktrajektorien gut abbilden. Aufgrund des Materialgesetzes von Beton sind die Druckspannungen größer als die Zugspannungen. Bei der Interpretation der Ergebnisse muss der Einfluss der mit zunehmender Verschiebung übermäßig ansteigenden Normalspannungen berücksichtigt werden.

Bild 6.15 Hauptspannungstrajektoren nach dem Ablassen der Vorspannung bei der FE-Simulation der Ausziehversuche mit dem FE-Programm LIMFES (links: Zugstreben; rechts: Druckstreben)

Bild 6.16: Hauptspannungstrajektoren nach dem Abschervorgang bei der FE-Simulation der Ausziehversuche mit dem FE-Programm LIMFES (links: Zugstreben; rechts: Druckstreben)

Man erkennt in Bild 6.15, dass während des Ablassens der Vorspannung P_0 , infolge der sich querausdehnenden Litze (Hoyer-Effekt) in Körpermitte, die Spaltzugspannungen ansteigen und einen Betonzugring erzeugen. An den Stirnflächen bilden sich infolge der Exzentrizität der Litze radiale Stirnzugspannungen. Senkrecht zu diesen können an den Stirnflächen schwach ausgeprägte Druckringe beobachtet werden. Während in den Stirnbereichen Zugspannungen auf die Druckringe „rückverankert“ werden, stützen sich im Winkel α geneigte Druckstreben auf die in Körpermitte liegenden Zugringe ab. In den FE-Simulationen nimmt der Druckstrebenwinkel den Winkel $\alpha \approx 45^\circ$ an.

Im Laufe des Abschervorgangs wechseln die Verbundspannungen im unteren Bereich ihre Richtung. Damit stützen sich nun die ursprünglich nach oben geneigten Druckstreben auf neue, im unteren Bereich hinzugekommene Betonzugringe ab (Bild 6.16). Nahezu der komplette Versuchskörper besteht jetzt aus Zugringen. Die Stirnzugkräfte sowie der zugehörige Druckring an der oberen Stirnseite bleiben erhalten.

In Bild 6.17 wird der Ausschnitt eines einzelnen Betonzugrings mit Rissbild sowie der Spannungs- und Dehnungsverteilung entlang der Betondeckung nach der Spannkrafteinleitung dargestellt. Bei schwacher Sprenggrissbildung kann eine Umlagerung der Zugringspannungen vom innersten Ring i ($\sigma_{t,i} = 1,9 \text{ N/mm}^2$) auf den davor liegenden Ring r ($\sigma_{t,r} = f_{ct} = 2,4 \text{ N/mm}^2$) beobachtet werden. Dieses Verhalten entspricht dem sog. „fictitious crack model“ [Big96] im teilweise gerissenen Zustand. Demnach gilt an der Rissfront für die tangential Ringspannung definitionsgemäß $\sigma_t = f_{ct}$, während sich der Beton im ungerissenen Bereich weiterhin linear-elastisch verhält. Im gerissenen Bereich nehmen die Ringzugspannungen infolge des „strain-softening“ ab. Das „strain-softening“ konnte in der verwendeten Programmversion leider nicht weiter variiert werden. Der vollständig gerissene Zustand, in dem die Risse den Außenrand des Zugrings erreichen und sich ein Hauptriss ausbildet, wurde mit den hier vorhandenen Querdehnungen aus der Spannkrafteinleitung nicht erreicht.

Bild 6.17: Radial- bzw. Tangentialspannungen und -dehnungen an einem Betonzugring nach dem Ablassen bei Verwendung nur Druck übertragender Verbundelemente sowie Darstellung der Risse mit $w > 0,01 \text{ mm}$

Die in Bild 6.18 dargestellten Ergebnisse einer Vergleichsrechnung mit geringerer Bruch- und damit auch geringerer Zugdehnung belegen, dass die verwendeten Mikroplane-Betonelemente in der Lage sind, dem Zugringmodell von Bigaj [Big96] entspre-

chend Spannungen aus der gerissenen Zone in noch unbeschädigte, weiter außen liegende Bereiche umzulagern. Das Modell simuliert nach kompletter Spannkrafteinleitung ein ausgeprägtes Sprengrissbild sowie eine Umlagerung der Ringspannungen in davor liegende Bereiche. Nach einer über die normale Vorspannung hinausgehenden Spannkrafteinleitung kann die Bildung einzelner Hauptrisse beobachtet werden, was dazu führt, dass die Rissbreite von benachbarten Rissen sich verringert.

Bild 6.18: Qualitative Entwicklung der Beton-Zugringspannungen (σ_t) für verschiedene Laststufen (LS) beim Umsetzen der Vorspannung ($\Delta\sigma_p$)

Die erwarteten Querdehnungen und das damit einhergehende Rissbild können nur, wie am Zugring in Bild 6.18 gezeigt, mit steifigkeitsbasierten Interface-Elementen erreicht werden. Diese können zwar in Normalenrichtung durch entsprechende Materialgesetze sehr steif eingestellt werden, doch haben diese Interface-Elemente, große Probleme bei der korrekten Ermittlung der Verbundspannungen [Fei04].

6.4.1.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen für die Ausziehversuche

Der Verlauf der verwendeten Verbundgesetze wurde anhand nicht-vorgespannter Ausziehversuche kalibriert. Eine direkte Berücksichtigung der Vorspannung, wie in allgemeinen Verbundgesetzen üblich, ist bei der Interfacedefinition nicht möglich. Hier wird der Einfluss von durch Querpressungen (Hoyer-Effekt) erzeugten Normalspan-

nungen mit einem Reibungsbeiwert berücksichtigt. Dieser wurde für die beiden untersuchten Interface-Elementtypen nach [Big96] zu $\mu = 0,57$ gewählt.

Der konstante und der verschiebungsabhängige Anteil werden gut abgebildet. Eine Überprüfung des Einflusses des spannungsabhängigen Anteils ist nur durch eine Simulation der vorgespannten Ausziehversuche möglich - was aber z.Zt. noch zu Problemen führt - so dass hier explizit keine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen wiedergegeben wurden, sondern nur das allgemeine Tragverhalten der Ausziehversuche beschrieben wurde.

Zusammenfassend können zunächst für die steifigkeitsbasierten Elemente die folgenden Erkenntnisse festgehalten werden:

- Die steifigkeitsbasierten Elemente haben Probleme bei nahezu starr-plastischen Verbundgesetzen die sehr steile Anfangssteigung korrekt wiederzugeben.
- Die Steifigkeiten in Normalenrichtung konnten nicht realitätsnah abgebildet werden, sondern sind deutlich weicher. Dadurch konnte nicht ausreichend Querpressung übertragen werden und der Hoyer-Effekt wurde nicht richtig abgebildet. Eine Anpassung der Normalensteifigkeiten führte zu numerischen Problemen.

Die Untersuchungen der mikroplanebasierten Verbundelemente haben folgendes ergeben:

- Die Verbundelemente rechnen deutlich stabiler. Eine Konvergenz ist schnell erreicht.
- Die Steifigkeiten in Normalenrichtung lassen sich ausreichend groß einstellen.
- Nahezu starr-plastische Verbundgesetze wurden problemlos berücksichtigt.
- Mit zunehmender Relativverschiebung dehnten sich die Interfaces in Querrichtung aus, dies führt bei Querdehnungsbehinderung zu zusätzlichen Querpressungen, die schließlich unrealistisch große Verbundspannungen verursachen.

Aufgrund der Defizite der beiden verwendeten Interface-Elementtypen aber auch modellspezifischer Nachteile ist mit den derzeit in LIMFES implementierten Verbundelementen eine realistische Abbildung der Ausziehversuche nicht möglich. Hauptsächlich ist dies in der problematischen Berücksichtigung eines Richtungswechsels bei gleichzeitig wirkender Normalspannung begründet. Aber auch die bei Verwendung von mikroplanebasierten Elementen auftretenden großen Querausdehnungen haben aufgrund der damit verbundenen zusätzlichen Querpressungen unrealistische Ergebnisse zur Folge. Nicht zuletzt die fehlende Möglichkeit, den Interfaces zu unterschiedlichen Zeitpunkten verschiedene Attribute zuzuweisen, ist dafür verantwortlich, dass vorgespannte Ausziehversuche z.Zt. noch nicht abgebildet werden können.

6.4.2 Spannkrafteinleitungsversuche

6.4.2.1 Modellbildung

Wie bei der Simulation der Ausziehversuche wird bei der Diskretisierung der Spannkrafteinleitungskörper zur Begrenzung des Rechenaufwandes deren Symmetrie ausgenutzt und jeweils nur ein Viertel des ursprünglichen Querschnittes diskretisiert. Ebenfalls kommen die gleichen Volumenelemente zur Anwendung. Zusätzlich kann das System in Längsrichtung infolge Symmetrie geteilt werden. Hierbei wurde die Länge des gewählten Systems auf 80 cm begrenzt, da die Übertragungslängen in allen Versuchen deutlich darunter lagen und keine über diesen Bereich hinausgehenden Betondehnungsänderungen zu erwarten sind. Am belasteten Körperende werden die Elemente verdichtet, um den dreidimensionalen Spannungszustand in diesem hoch belasteten Bereich genauer abbilden zu können (Bild 6.19).

Bild 6.19: FE-Modell des Versuchskörpers (Querschnitt und 3D-Ansicht) zur Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche mit dem FE-Programm LIMFES

Die eingeleitete Spannkraft wird im FE-Modell als äußere Flächenlast auf das aktive Litzenende aufgebracht. Eine weitere Möglichkeit zur Simulation der Spannkrafteinleitung wäre - ähnlich wie im Versuch - zunächst die Litze vorzuspannen, danach den Beton „aktiv“ zu schalten, um anschließend die Spannkraft in den Betonkörper einzuleiten. Mit diesem Belastungsablauf kommt es bei Verwendung steifigkeitsbasierter Verbundelemente im Bereich sehr kleiner Verschiebungen/Lastschritte zu Vorzeichenproblemen, infolge negativer Sekanten- bzw. Tangentensteifigkeiten (Bild 6.20). Somit wurde die erstgenannte und auch „schnellere“ Variante verwendet.

Bild 6.20: Einfluss der Größe der Lastschritte bzw. Verschiebungen auf die Sekanten-/Tangentensteifigkeit

6.4.2.2 Simulation der eigenen durchgeführten Versuche

Bei der Auswertung der FE-Simulation wurden das Litzenschlupfverhalten sowie der Verlauf der Betondehnungen beim Ablassen der Vorspannkraft untersucht. Die Litzenschlupfung wird direkt aus der Verschiebungsdifferenz von Litzen- und Betonelementen an der Stirnseite abgelesen. Ebenso ist der Einfluss der Sprenggrissbildung auf das Verbundverhalten sowie die Entwicklung von Spaltzug- und Stirnzugspannungen von Interesse, da diese versuchstechnisch nicht zu erfassen ist.

Bei der Betrachtung der Richtungen und Beträge der sich mit der FE-Simulationen ergebenden Spannungstrajektoren zeigt sich, dass das verwendete Modell unabhängig von der Wahl des Interface-Elementtyps qualitativ gute Ergebnisse liefert. Es stellen sich schräg zur Litzenachse geneigte Druckstreben (Sprengkräfte) ein, die sich auf Zugringe (Spaltzugkräfte) abstützen. Zusätzlich bilden sich infolge der bezogenen Exzentrizität der Litze zum Versuchskörper an der Stirnseite Stirnzugkräfte. In Bild 6.21 werden diese Anteile im Übertragungsbereich dargestellt.

Bild 6.21: Hauptdruck- (links) und Hauptzugspannungstrajektoren (rechts) im Übertragungsbereich der Spannkrafteinleitung bei der Simulation der Spannkrafteinleitungsversuche mit dem FE-Programm LIMFES

Mit den Ergebnissen in Bild 6.21 ist anhand der Hauptspannungsrichtungen eine erste qualitative Kontrolle möglich. Zur quantitativen Verifizierung der Ergebnisse bedarf es überprüfbarer Parameter. Hierfür bietet sich das visuell leicht erfassbare Rissbild sowie die einfach zu messende Relativverschiebung der Litzenspannglieder an der Stirnseite der Probekörper an. Zur Unterscheidung zwischen den beiden verwendeten Interface-Elementtypen werden zur Kennzeichnung in den folgenden Diagrammen die Kürzel „ST“ für steifigkeits- und „MP“ für mikroplanebasiert verwendet.

In den Bildern 6.22 und 6.23 werden die Relativverschiebungen zwischen Litzen- und Betonelementen an der Stirnseite der Probekörper unter Verwendung der beiden untersuchten Interface-Elementtypen exemplarisch – entsprechend wie für ABAQUS – für die Versuchskörper SK SCC 9 (Bild 6.22) sowie SK SCC 8 (Bild 6.23) dargestellt. Zudem wird die Rissbildung jeweils an der Stirnseite für eine Rissbreite $w > 0,01$ mm nach Abschluss der Spannkrafteinleitung gezeigt.

Bild 6.22: Vergleich der Relativverschiebung zwischen Beton- und Litzenelementen an den Stirnflächen von Versuchskörper SK SCC 9 ohne sichtbare Sprenggrissbildung ($c = 2,5 \cdot d_p$) (FE-Simulation: gestrichelte Linie)

Bild 6.23: Vergleich der Relativverschiebung zwischen Beton- und Litzenelementen an den Stirnflächen von Versuchskörper SK SCC 8 mit Sprenggrissbildung ($c = 2,0 \cdot d_p$) (FE-Simulation: gestrichelte Linie)

Bei der Auswertung des Litzenschlupfes für Versuchskörper SK SCC 9 (Bild 6.22) kann festgestellt werden, dass die steifigkeitsbezogenen Elemente (ST) bei kleinen Lasten geringere Relativverschiebungen haben als die mikroplanebasierten Interfaces (MP). Erst mit zunehmender Spannkrafteinleitung sinken die Relativverschiebungen der mikroplanebasierter Elemente im größeren Maße als bei den steifigkeitsbasierten. Die Ursache hierfür liegt in der zunehmenden Querausdehnung der Mikroplanelemente. Dieses Verhalten führt in Verbindung mit einer behinderten Querdehnung zu stark ansteigenden Verbundspannungen.

Die Ergebnisse der FE-Simulationen für den Versuchskörper SK SCC 8 (Bild 6.23) mit geringerer Betondeckung - also ohne ausgeprägte Sprenggrissbildung - sind schwieriger zu deuten. Nach ausgeprägter Rissbildung ist bei Verwendung steifigkeitsbezogener Verbundelemente (ST) eine Zunahme der Relativverschiebungen im Vergleich zu den FE-Simulationen mit größerer Betondeckung zu erkennen. Dieses Verhalten ist realistisch, da auch im Versuch nach einer Sprenggrissbildung ein Anstieg des Litzenschlupfes zu erkennen ist. Im Gegensatz zu den FE-Simulationen erfolgt dieser im Versuch jedoch schlagartig. Bei Verwendung der mikroplanebasierten Interfaces (Bild 6.23, rechts) ist gegenüber den FE-Simulationen mit größerer Betondeckung kein Unterschied im Verlauf des Litzenschlupfes zu erkennen. Damit ist mit den verwendeten Modellen ein plötzlicher Verbundspannungsabfall infolge Sprenggrissbildung nicht abzubilden. Bei zunehmender Sprenggrissbildung kann lediglich ein kontinuierlicher Anstieg des Litzenschlupfes wiedergegeben werden.

Im Folgenden werden die Betondehnungen über die fünf Stufen der Spannkrafteinleitung wiederum exemplarisch für Versuchskörper SK SCC 9 (Bild 6.24) sowie für Versuchskörper SK SCC 8 (Bild 6.25) abgebildet.

Bild 6.24: Vergleich der simulierten Betondehnungen (gestrichelt) und den Versuchsergebnissen bei Versuchskörper SK SCC 9 mit $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild 6.25: Vergleich der simulierten Betondehnungen (gestrichelt) und den Versuchsergebnissen bei Versuchskörper SK SCC 8 mit $c = 2,0 \cdot d_p$

Man erkennt in Bild 6.24, dass für den Versuchskörper SK SCC 9 mit ausreichender Betondeckung - also ohne ausgeprägte Sprenggrissbildung - eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt werden kann. Sowohl der Dehnungsverlauf als auch die Maximalwerte am Ende der Übertragungslänge können bei Verwendung beider untersuchter Interface-Elementtypen zufriedenstellend wiedergegeben werden.

Eine weniger zufriedenstellende Übereinstimmung hingegen ist, wie sich bereits bei Betrachtung der Litzenschlupfverteilung andeutete, bei dem Verlauf der Betondehnungen für die Versuchskörper SK SCC 8 mit geringerer Betondeckung (Bild 6.25) festzustellen. Bei den steifigkeitsbezogenen Elementen können die Dehnungen bis zu der bei den Versuchen festgestellten Sprenggrissbildung realistisch wiedergegeben werden (Bild 6.25, links). Da bei den FE-Simulationen infolge der zu weichen Interfaces keine deutlichen Sprengrisse auftreten, ermittelt LIMFES für die letzte Laststufe noch steigende Betondehnungen. Bei Verwendung steiferer Interfaces kam es zu numerischer Instabilität. Insgesamt liegen die ermittelten Dehnungen, insbesondere in der Nähe der Stirnfläche, über den im Versuch gemessenen Werten.

Bei Verwendung mikroplanebasierter Verbundelemente werden - wie oben erwähnt - offensichtlich größere Querpressungen aktiviert. Diese führen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen zu einer deutlichen Verringerung der Übertragungslängen (Bild 6.25, rechts). Außerdem macht sich im Unterschied zu den steifigkeitsbasierten Elementen eine Sprenggrissbildung bei der letzten Lasteinleitungsstufe mit einem ausgeprägten Dehnungsanstieg nahe der Stirnfläche bemerkbar.

Für die Spannkrafteinleitungsversuche ohne ausgeprägte Sprenggrissbildung ergeben sich für die aus den Betondehnungen ermittelten Übertragungslängen die in Tabelle 6.3 angegebenen Werte. Im Rahmen der Messungenauigkeiten können damit zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen den Versuchsergebnissen und den FE-Simulationen erzielt werden.

Versuchskörper	$l_{bp,exp}$ [cm]	$l_{bp,FEM(ST)}$ [cm]	Abweichung [%]	$l_{bp,FEM(MP)}$ [cm]	Abweichung [%]
SK SCC 9	55,2	51,8	-6,1	49,0	-11,2
SK SCC 3A	41,0	40,9	-0,3	38,6	-5,8
SK SCC 2A	39,9	42,3	5,9	40,3	1,0
SK SCC 1B	53,11	50,2	-5,9	47,8	-9,8

Tabelle 6.3: Vergleich der Übertragungslängen $l_{bp,exp}$ aus dem Versuch und der FE-Simulation $l_{bp,FEM}$ mit den beiden untersuchten Interface-Elementtypen

6.4.2.3 Zusammenfassung und kritische Bewertung der durchgeführten FE-Simulationen für die Spannkrafteinleitungskörper

Eine Übertragung der anhand von Ausziehversuchen ermittelten Verbundgesetze auf die steifigkeits- und mikroplanebasierte Elemente führte bei der Simulation der eigenen durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuchen prinzipiell zu realistischen Ergebnissen. Die maßgebenden Kräfte im Übertragungsbereich der Spannkrafteinleitung (z.B. Spreng-, Spaltzug- und Stirnzugkräfte) können qualitativ gut dargestellt werden.

So lange keine Sprengrisse auftreten kann sowohl der Litzenschlupf als auch die Betondehnungen mit beiden Elementtypen realistisch wiedergegeben werden. Die mikroplanebasierten Verbundelemente zeigen infolge ihres steiferen Querdehnungsverhaltens jedoch ein ausgeprägteres Rissbild.

Bei zu geringer Betondeckung ($c = 2,0 \cdot d_p$) treten bei Verwendung von mikroplanebasierten Verbundelementen deutliche Sprengrisse auf. Eine wie im Versuch festgestellte, schlagartige Zunahme des Litzenschlupfes kann von beiden verwendeten Interface-Elementtypen nicht wiedergegeben werden. Stattdessen kann mit zunehmender Rissbildung ein stärkeres Anwachsen der Relativverschiebungen zwischen Litze und Beton beobachtet werden. Die Verbundelemente versagen nicht schlagartig. In weitergehenden Untersuchungen sollte überprüft werden, ob durch Veränderung des Nachbruchverhaltens im Mikroplanebetonmodell eine Verbesserung dieses Verbundverhaltens erreicht werden kann.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen können für zukünftige Verbundelemente die folgenden Anforderungen abschliessend formuliert werden:

- Die Verbundelemente müssen in Normalenrichtung eine konstante, möglichst große definierbare Steifigkeit berücksichtigen können.
- Die Verbundelemente müssen verformungstreu sein, damit keine Querpressungen verloren gehen oder zusätzliche hinzukommen können.
- Den Interfaces sollten unterschiedliche Attribute zugewiesen werden können, die in verschiedenen Zeiträumen aktiv sind. Ferner müssten ermittelte Spannungen übertragen werden können.

7 Zusammenfassung

Die Spannbetonbauweise mit sofortigem Verbund wird mit Normalbetonen bei einer Rohdichte von $2,4 \text{ kg/dm}^3$ und Zylinderdruckfestigkeiten bis 50 N/mm^2 schon seit vielen Jahren angewendet. Die Verbundverankerung der Spannstähle stellt bei Fertigteilen ein wichtiges Konstruktionselement dar und ist in normativen Regelungen von DIN 1045-1, DIN 4227, Eurocode 2, Model Code 90 und ACI 318-02 verankert. Es fehlen jedoch experimentell abgesicherte Bemessungsregeln zur Spannkrafteinleitung für Hochleistungsbetone, insbesondere für Leichtbeton und selbstverdichtenden Beton, sowie ein einheitliches Bemessungskonzept zur Bestimmung der Übertragungslänge. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Übertragbarkeit der existierenden Rechenansätze aus Normen und Literatur für die Spannkrafteinleitung und Endverankerung auf Hochleistungsbetone überprüft und darauf aufbauend ein eigenes Bemessungskonzept entwickelt.

Um das Verbundverhalten von 0,5“-Litzen und gerippten 12 mm-Spanndrähten zu untersuchen, wurden über 400 Ausziehversuche, 27 Spannkrafteinleitungsversuche und elf Balkenversuche an Versuchskörpern mit sofortigem Verbund aus hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton durchgeführt. Die Untersuchungen konzentrierten sich beim hochfestem Leichtbeton auf drei Kombinationen aus Festigkeit und Rohdichte (LC 35/38 mit $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, LC 55/60 mit $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$, und LC 75/85 mit $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$), und auf drei selbstverdichtende Betone (Mehlkornotyp mit Flugasche, Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl, Kombinationstyp mit Flugasche). Hierbei wurden insbesondere das querdehnungsabhängige Verbundverhalten von Litzen und Drähten sowie das Verhalten im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich von Spannbettträgern überprüft.

Auch für die hier untersuchten Hochleistungsbetone (hochfester Leichtbeton und selbstverdichtender Beton) wurden die drei bekannten Verbundanteile (Haftverbund, querdehnungs- und schlupfabhängiger Verbund) festgestellt. Desweiteren wurde für den Haft- und querdehnungsabhängigen Verbund eine Korrelation zum Quotienten aus Druckfestigkeit und E-Modul (dem sog. Festigkeitsquotienten f_{cmj}/E_{cmj}) festgestellt, während der schlupfabhängige Verschiebungsanteil für alle hier untersuchten Hochleistungsbetone dem Verlauf nach annähernd gleich und proportional zur Betondruckfestigkeit ist.

Bei der Ermittlung des Verbundgesetzes ergaben sich weiterhin folgende Zusammenhänge der verschiedenen Verbundanteile für die untersuchten Hochleistungsbetone. Der Haftverbund von normal- und hochfestem sowie selbstverdichtendem Beton mit Kalksteinmehl ist etwa doppelt so gross wie für Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton mit Flugasche, und der Haftverbund von 12mm-Spanndrähten etwa 1,5-mal so gross ist wie von 0,5“-Litzen. Der querdehnungsabhängige „Hoyer-Effekt“ ist bei

normal- und hochfesten Betonen etwa fünfmal, bei selbstverdichtenden Betonen etwa dreimal so gross wie bei Leichtbetonen.

Aufbauend auf den o.g. Erkenntnissen wurde ein Verbundgesetz entwickelt, das für alle hier untersuchten Hochleistungsbetone anwendbar ist. Es wurde anhand von Spannkrafteinleitungsversuchen überprüft. Hierbei ergeben sich unterschiedliche Übertragungslängen, die die Hochleistungsbetone benötigen, um die Vorspannkraft der Spannstähle auf den Querschnitt des Bauteils zu übertragen.

Entsprechend den Ausziehversuchen wurde bei den Spannkrafteinleitungsversuchen eine Abhängigkeit der Verbundspannungen vom Festigkeitsquotienten f_{cmj}/E_{cmj} festgestellt. Es wurden kürzere Übertragungslängen bei grösseren Festigkeitsquotienten f_{cmj}/E_{cmj} ermittelt. Anhand der Versuchsdaten wurde ein Bemessungskonzept zur Ermittlung der Spannkrafteinleitung aufgestellt, das auf dem eigenen Verbundgesetz aus den Ausziehversuchen basiert. Hierbei kann der anzusetzende Litzenschlupf konstant zu $s = 0,25\text{mm}$ gesetzt werden. Bei den Ausziehversuchen hat man gesehen, dass bei den Verbundspannungs-Schlupf-Kurven spätestens bei einem Schlupf von $s = 0,25\text{mm}$ die Verbundspannung nicht mehr weiter ansteigt, so kann der verschiebungsabhängige Anteil zu $s = 0,25\text{mm}$ gesetzt werden, um geringere Verbundspannungen zu untersuchen und einen praxisnäheren Ansatz zu entwickeln. Alternativ kann der gemessene Litzenschlupf s angesetzt werden.

Das entwickelte Bemessungskonzept wurde sowohl mit den eigenen Balkenversuchen als auch mit weiteren bekannten Versuchen aus der Literatur überprüft und mit den gemessenen Übertragungslängen verglichen, wobei eine zufriedenstellende Übereinstimmung festzustellen war. Aus den durchgeführten Balkenversuchen lassen sich weiterhin folgende Ergebnisse zusammenfassen:

- Eine Endverankerung ist auch bei kurzer Auflagertiefe möglich, wenn die Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung kleiner als die eingeleitete Vorspannkraft ist.
- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Verankerung bei ungerissenem Verankerungsbereich grundsätzlich sichergestellt. Bei gerissenem Verankerungsbereich ist zwischen ungerissener und gerissener Übertragungslänge zu unterscheiden.
- Im Gegensatz zu den Litzen ist bei den gerippten Drähten infolge einer Beanspruchung der Verbundverankerung noch eine Laststeigerung möglich. Jedoch besteht bei einem höheren Betonalter dann die Gefahr einer Sprenggrissbildung. Die gerippten Spanndrähte können durch das verschiebungsabhängige Verbundverhalten größere Verbundbeanspruchungen als bei der Spannkrafteinleitung aufnehmen. Dies führt beim Überschreiten der Verbundkraft aus der Spannkrafteinleitung zu kleineren Verschiebungen und insbesondere zu einem gutmütigeren Verhalten unter zyklischer Beanspruchung.

- Sprengrisse im Übertragungsbereich der Vorspannkraft führen vor allem bei Litzen zu einer unkontrollierten Vergrößerung der Eintragungslänge und können ein vorzeitiges Versagen durch einen Verankerungsbruch verursachen. Es wird von einer schlagartigen Spannkrafteinleitung (z.B. mit Hilfe eines Schneidbrenners) abgeraten, da diese infolge der Auffächerung der Litzen zu Beschädigungen des Bauteils im Spannkrafteinleitungsbereich infolge von Rissen und Abplatzungen führen kann. In der Praxis ergeben sich zumeist grössere Betondeckungen aus den Erfahrungen des Fertigteilwerkes sowie durch erhöhte Anforderungen an Korrosion- bzw. Brandschutz.

Zur Ergänzung von DIN 1045-1 bzw. DAfStb-Heft 525 werden Mindestmaße für die Betondeckung und den gegenseitigen Abstand der Spannstähle vorgeschlagen. Die geringere Betonzugfestigkeit ist bei hochfestem Leichtbeton nicht ausreichend, um die Vorspannkraft ohne eine Vergrößerung der Betondeckung nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb-Heft 525 sicher einzuleiten. Trotz der größeren Übertragungslängen ist eine größere Betondeckung um mind. $0,5 d_p$ und ein ebenso größerer gegenseitiger Abstand der Spannstähle als bei Normalbeton erforderlich. Für alle untersuchten SVB-Betone hingegen entspricht die erforderliche Betondeckung für eine rissfreie Spannkrafteinleitung den Mindestvorgaben nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb-Heft 525.

Desweiteren wird eine Modifizierung der Bemessungsgleichung nach DIN 1045-1 zur Bestimmung der Übertragungslänge l_{bp} vorgestellt. Im Vergleich zu Normalbeton ergeben sich für die hier untersuchten hochfesten Leichtbetone größere Übertragungslängen. Zur Ermittlung der Übertragungslänge l_{bp} nach Gl. (54) und der Verankerungslänge l_{ba} nach Gl. (56) und (57) von DIN 1045-1 ist die Verbundspannung f_{bp} nach DIN 1045-1, Tabelle 7 anzusetzen. Hierbei ist für Leichtbetone der Beiwert η_I lt. DIN 1045-1 durch den Beiwert η_E zu ersetzen. Die im Versuch ermittelten Übertragungslängen für selbstverdichtenden Beton liegen im Vergleich zu DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.6 auf der sicheren Seite, so dass keine Reduzierung der Verbundspannungen gemäss DAfStb-Richtlinie für selbstverdichtenden Beton auf 85% erforderlich ist.

Aufgrund der o.g. Untersuchungsergebnisse und den daraus abgeleiteten Änderungen können die für Normalbeton entwickelten Bemessungsansätze auch auf vorgespannte Bauteile aus hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton übertragen werden. Mit den eigenen Bemessungsvorschlägen zu DIN 1045-1 und der DAfStb-Richtlinie für selbstverdichtenden Beton liegen die normativen Grundlagen vor, um diesen Baustoffen zukünftig auch in Deutschland bei Spannbetonbauteilen eine breitere Anwendung zu ermöglichen.

Die begleitenden numerischen Untersuchungen zeigten, dass die nichtlinearen Simulationen nach der Finite-Elemente-Methode das Verbundverankerungsverhalten qualitativ abbilden können. Mit den derzeit implementierten Interface-Elementen ist es jedoch noch nicht möglich, das mehraxiale Versagensverhalten des Baustoffs Beton unter beliebiger Belastung detailliert zu beschreiben. Unter Annahme ingenieurmäßiger Randbedingungen konnte das Last-Verformungsverhalten jedoch in zufriedenstellender Weise simuliert werden.

Eine Übertragung der anhand von Ausziehversuchen experimentell ermittelten Verbundgesetze auf die steifigkeits- und mikroplanebasierte Interface-Elemente führt bei der FE-Simulation der eigenen durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche zu zufriedenstellenden Ergebnissen. Die maßgebenden Kräfte im Übertragungsbereich der Spannkrafteinleitung (z.B. Spreng-, Spaltzug- und Stirnzugkräfte) können gut dargestellt werden. Solange keine Sprengrisse auftreten, werden sowohl der Litzenschlupf als auch die Betondehnungen mit beiden Interface-Elementtypen realistisch wiedergegeben. Die mikroplanebasierten Interface-Elemente zeigen infolge des steiferen Querdehnungsverhaltens jedoch ein ausgeprägteres Rissbild. Bei einer zu geringen Betondeckung treten bei Verwendung von mikroplanebasierten Interface-Elementen wie im Versuch rechnerisch Sprengrisse auf. Die im Versuch festgestellte, schlagartige Zunahme des Litzenschlupfes kann von beiden Interface-Elementtypen nicht wiedergegeben werden. Allerdings wird mit zunehmender Rissbildung ein stärkeres Anwachsen der Relativverschiebungen zwischen Litze und Beton simuliert. In weitergehenden Untersuchungen sollte überprüft werden, ob durch Veränderung des Nachbruchverhaltens im Mikroplanebetonmodell eine Verbesserung dieses Verbundverhaltens erreicht werden kann.

In der vorliegenden Arbeit wurde die Verbundverankerung von Spannbetonbauteilen mit sofortigem Verbund in hochfestem Leichtbeton und selbstverdichtendem Beton theoretisch und experimentell untersucht. Es liegt nun Verbundgesetze und darauf aufbauend ein Bemessungskonzept zur Ermittlung der Übertragungslänge von Hochleistungsbeton vor.

8 Literaturverzeichnis

- [488] DIN 488, Teil 2: Betonstabstahl, Masse und Gewichte. Juni 1986
- [1045] DIN 1045: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. Juli 1988
- [1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001
- [1045-2] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Juli 2001
- [1045-3] DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 3: Bauausführung. Juli 2001
- [1048] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Juni 1991
- [4227-1] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Juli 1988
- [4227-4] DIN 4227, Teil 4: Spannbeton; Bauteile aus Spannbeton. Februar 1986
- [AAS98] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Customary U.S. Units. Washington DC, 1998
- [ACI318] ACI 318-02: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02) American Concrete Institute, Detroit, 2002
- [Bal93] Balázs, G.L.: Transfer Length of Prestressing Strand as a Function of Draw-In and Initial Prestress. PCI Journal, V. 38, No. 2, Mar.-Apr. 1993, pp. 86-93
- [Ber01] Berger-Böcker, T.; Blobner, A.: Dyckerhoff Liquidur – Selbstverdichtender Transportbeton: Anwendung mit Zustimmung im Einzelfall. Beton 51 (2001), Nr. 9, S. 492-495
- [Big96] Bigaj, A.J.; den Uijl, J.A.: A bond model for ribbed bars based on concrete confinement. Stevin Laboratory, TU Delft, HERON, Vol. 41, No. 3 (1996), ISSN 0046-7316, pp. 201-226
- [Bir77] Birkenmaier, M.: Verbundprobleme bei Spannbettvorspannung. Schweizerische Bauzeitschrift, 95. Jahrgang, Heft 26, Juni 1977
- [Bra01a] Brameshuber, W.; Uebachs, S.; Tigges, Ch.: Selbstverdichtender Beton im Fertigteilwerk. Beton + Fertigteiltechnik, Heft 11, 2001, S. 80-89
- [Bra01b] Brameshuber, W.; Krüger, T.; Uebachs, S.: Selbstverdichtender Beton im Transportbetonwerk. Beton 51 (2001), Nr. 10, S. 546-550

- [Bra02] Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Zulassungsprüfungen an einem selbstverdichtendem Beton mit hohem Frost-Tauwiderstand. Forschungsbericht-Nr.: F 825/2 des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen vom 28.10.2002
- [Bra04] Brameshuber, W.: Selbstverdichtender Beton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 5, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2004
- [Bre00] Breit, W.; Grube, H.; Rickert, J.: Selbstverdichtender Beton - Technologie und Anwendung. Sonderdruck aus "Der Prüfenieur", Vol. 17, Okt. 2000
- [Bru01] Bruggeling, A.S.G.: Übertragen der Vorspannung mittels Verbund. Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 3, S. 109-123
- [Bru99] Bruggeling, A.S.G.: Controlling Transmission of prestress by bond in progress. Festschrift zum 60. Geburtstag von Gyorg Ivanyi, 1999
- [Bru-fib] Bruggeling, A.S.G.: Transmission of prestress by bond. Internal Report of TG 9.4 to fib Commission 9
- [Buc94] Buckner, C.D.: An Analysis of Transfer and Development Lengths for Pretensioned Concrete Structures. Report-No. FHWA-RD-94049, McLean, Virginia, 1994
- [DIBt80] DIBt: Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund. Mitteilungen IfBt, Heft 6/1980
- [DIBt01] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Z-3.51-1701“, Gegenstand „DRÖSSLER easyflow (SVB)“. Berlin, 18.06.2001
- [DIBt02] DIBt: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Z-3.51-1700“, Gegenstand „Dyckerhoff Liquidur® (SVB)“. Berlin, 29.01.2002
- [EC2] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004, 2005
- [EC2-1-1] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. DIN ENV 1992-1-1, 1992
- [EC2-1-4] Eurocode 2: Planung von Stahl- und Spannbetontragwerken, Teil 1-4: Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. DIN ENV 1992-1-4, 1994
- [EN 206-1] DIN EN 206-1: Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Februar 2001
- [Fal79] Falkner, H.: LB 45 für die Rheinbrücke Köln Deutz. Beton 12/79, S. 425-426

- [Fau00] Faust, T.: Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton. Dissertation, Universität Leipzig, November 2000
- [Feh04] Fehndrich, F.: Numerische Untersuchungen zum Verbundtragverhalten von selbstverdichtendem Beton mit dem FE-Programm ABAQUS. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2004 (unveröffentlicht)
- [Fei04] Feist, C.: Numerische Untersuchungen zum Verbundtragverhalten von selbstverdichtendem Beton mit dem FE-Programm LIMFES. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2004 (unveröffentlicht)
- [Fer91] Fergestad, S.: Bridge Structures in Norway made with High Strength Light Weight Concrete. Darmstädter Massivbau-Seminar, Band 6, 1991
- [fib00] Fédération internationale du béton (fib): Lightweight Aggregate Concrete, Part 1, Recommended extensions to Model Code 90, May 2000
- [Gir05] Girgis, A.F.M.; Tuan, C.Y.: Bond Strength and Transfer Length of Pretensioned Bridge Girders Cast with Self-Consolidating Concrete. PCI Journal, Nov.-Dec. 2005, pp. 72-87
- [Gra01] Graubner, C.-A.; Lieberum, K.-H.; Müller-Falcke, G.; Rieger, T.; Kleen, N.: Neuer Selbstverdichtender Beton für Fertigteile. Beton + Fertigerteiltechnik, Heft 3, 2001, S. 100-108
- [Gra04] Graubner, C.-A.; Proske, T.: Einfluss von Form und Größe der Gesteinskörnungen auf den erforderlichen Mehlkorngehalt und die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton. Abschlussbericht der TU Darmstadt (AiF-Nr. 13618 N, DBV-Nr. 243), Juli 2004
- [Guy48] Guyon, Y.: Béton Précontraint. Fecheyr, Grand, France 1948
- [Heft525] Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525, Berlin, 2003
- [Heg02a] Hegger, J.; Will, N.; Görtz, S.; Kommer, B.: Anwendung von hochfestem Leichtbeton bei Spannbetonbalken. Abschlussbericht-Nr. 80/2002 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2002
- [Heg02b] Hegger, J.; Will, N.; Bülte, S.; Görtz, S.; Schmidt, M.: Vorgespannte Elementdecken aus hochfestem Beton. Abschlussbericht-Nr. 75/2002 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2002
- [Heg06] Hegger, J.; Will, N.; Kommer, B.; Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Einsatz von selbstverdichtendem Beton für vorgespannte Bauteile. Abschlussbericht-Nr. 116/2004 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, 2006
- [Hel96] Held, M.: Hochfester Konstruktions-Leichtbeton. Beton 7/96, S. 411-415

- [Hol04] Holschemacher, K.; Weiße, D.: Verbundverhalten von Betonstahl in UHFB. Beton Werk International Nr. 6, Dezember 2004
- [Hoy39] Hoyer, E.: Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, 1939
- [Ker00] Kerkeni, N.: Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärkten Stützen. Dissertation, RWTH Aachen, 2000
- [Ker02] Kerkeni, N.: Handbuch zum FE-Programm LIMFES. Aachen, 2002
- [Kön01a] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.: Selbstverdichtender Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft -. Bauwerk Verlag, Berlin 2001
- [Kön01b] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.; Weiße, D.: Verbundverhalten von Betonstahl in selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 3, S. 124-132
- [Mar84] Martin, H.: Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben. Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1984, S.161-166
- [MC90] Comité Euro-International du Béton: FIP Lightweight Aggregate Concrete, Recommended Extension to the Model Code 90. Bulletin 8, June 2000
- [Mit93] Mitchell, D.; Cook, W.; Khan, A.; Tham, T.: Influence of High Strength Concrete on Transfer and Development Length of Pretensioning Strand. PCI Journal, May-Jun 1993, Vol. 38, No. 3, pp. 98-114
- [Noa78] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb-Heft 296, Berlin, 1978
- [Nit01] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation, RWTH Aachen, 2001
- [NS3473] NS 3473, Norwegian Standard: Concrete structures-design rules. 1992
- [Oka95] Okamura, H.; Ozawa, K.; Ouchi, M.: Mixdesign for Self-Compacting Concrete. Concrete Library of JSCE, 1995, Nr. 25, S. 107-120
- [Oza01] Ozawa, K.; Ouchi, M.: Proceedings of the second international symposium on self-compacting concrete (Tokyo 23.-25.10.2001). Kochi: COMS Engineering, 2001
- [Plä80] Plähn, J.: Untersuchungen über den Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Sicherheit der Verbundverankerung von Spannstahllitzen. Abschlussbericht des IBt Berlin, Az. IV/1-5-90/75, Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Dezember 1980

- [Plä81] Plähn, J.: Übertragungslängen von Spannstahllitzen 12,5 mm in Beton B55. Abschlussbericht des IBt Berlin, Az. IV/1-5-240/80, Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, März 1981
- [Reh61] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb-Heft 138, Berlin, 1961
- [Rei01] Reinhardt, H.-W.; et. al.: Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB). DAfStb-Heft 516, Berlin, 2001
- [RILEM] RILEM/CEB/FIP RECOMMENDATION RC 6: Bond Test Reinforcing Steel. 2. Pull-Out Test, 1st Edition April 1978
- [Rili95] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzungen zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115. August 1995
- [Rili01] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen zu DIN 1045. November 2001
- [Rili03] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) Richtlinie Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045-1, DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 sowie DIN 1045-3. November 2003
- [Ros93] Rostasy, F.S.: Baustoffe. W. Kohlhammer Verlag, Stuttgart, 1993
- [Ruh77] Ruhnau, J.; Kupfer, H.: Spaltzug-, Stirn- und Schubbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern. Beton- und Stahlbetonbau 72, 1977, Heft 7, S. 175-179
- [Rus93] Russel, B.W.; Burns, N.H.: Design guidelines for transfer, development and debonding of large diameter seven wire strands in pretensioned concrete girders. Research-Report 1210-5F, Austin: Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, 1993
- [Rus97] Russel, B.W.; Burns, N.H.: Measurement of Transfer Lengths on Pretensioned Concrete Elements. Journal of Structural Engineering, May 1997, pp. 541-549
- [Sch06] Schuchhardt, R.: Verbundverhalten im sofortigem Verbund bei Hochleistungsbeton. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, 2006 (unveröffentlicht)
- [Sha05] Shah, S.P.: Proceedings of the SCC2005 - Combining the Second North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete and the Fourth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete in Chicago, Illinois; October 30- November 2, 2005

- [Tha02] Thatcher, D.B.; et. al.: Structural Lightweight Concrete Prestressed Girders and Panels. Research Report 1852-1, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, January 2002
- [Tro80] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung. DAfStb-Heft 310, Berlin 1980
- [TUM87] Verbund von Spannstahl in Beton (Vorspannung mit sofortigem Verbund). Forschungsbericht Nr. 1130, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 06/1987
- [Uij85] Den Uijl, J.A.: Verbundverhalten von Spanndraht-Litzen im Zusammenhang mit Rissbildung im Eintragungsbereich. Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 1, 1985, S. 18-26
- [Uij96] Den Uijl, J.A.: Bond of strands in high performance concrete. 4th International Symposium on Utilization of High strength/High performance Concrete, Paris, Mai 1996
- [Wal03] Wallevik, O.H.; Nielsson, I.; RILEM PRO 33: Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, 17-20 August 2003, (Lit-Nr. 79084-79192, 79210-79217). Bagnaux: RILEM, 2003
- [Wii91] Wiig, M.: Lightweight aggregate (LWA) in high strength concrete. Application in longspan bridgeconstruction, FIB Symposium in Beijing, September 1991
- [Wil03] Wille, F.: Charakteristik und Modellbildung des Verbundtragverhaltens von einlagigen Rundlitzenseilen in Beton. Dissertation, Technischen Universität Cottbus, 2003
- [Zia97] Zia, P.; Mostafa, T.: Development length of prestressing strands. PCI Journal 22(5), 1997, pp. 54-65
- [Zil01] Zilch, K.; Schiessl, A.: Experimentelle Untersuchung zur Rissverzahnung und zum Verbundverhalten von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton. Untersuchungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, August 2001

A Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten

- A.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- A.1 Zusammenstellung der ermittelten Verbundkräfte und -spannungen bei unterschiedlichem Schlupf s
- A.2 Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen im Vergleich mit dem eigenen Verbundgesetz (Gl. 3.8 bzw. 3.9)

A.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Serie	Betonsorte	Spannstahl-sorte	Anzahl Ver-suchskörper	Beton-alter	Änderung der Spannstahl-spannung $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	Betondeckung c
LC 1	LC 55/60-1,6	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 2	LC 75/85-1,8	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 3	LC 35/38-1,4	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 4	LC 55/60-1,6	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 5	LC 75/85-1,8	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 6	LC 35/38B-1,4	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 7	LC 75/85-1,8	Draht Ø12	9	14d	0, -545, -1091	5,75· d_p
LC 8	LC 55/60-1,6	Draht Ø12	9	14d	0, -545, -1091	5,75· d_p
LC 9	LC 55/60-1,6	Draht Ø12	9	24h	0, -545, -1091	5,75· d_p
LC 10	LC 35/38B-1,4	Draht Ø12	9	14d	0, -545, -1091	5,75· d_p
LC 11	LC 35/38-1,4	Draht Ø12	9	14d	0, -545, -1091	5,75· d_p
LC 12	LC 35/38-1,4	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 13	LC 35/38B-1,4	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
LC 14	LC 35/38-1,4	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
LC 15	LC 55/60-1,6	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p
LC 16	LC 75/85-1,8	Litze 0,5"	9	14d	0, -645, -1183	2· d_p , 3· d_p , 5,5· d_p

Tabelle A0.1: Versuchsprogramm der Ausziehversuche an hochfestem Leichtbeton

Serie	Betonsorte	Spannstahl-sorte	Anzahl Ver-suchskörper	Beton-alter	Änderung der Spannstahl-spannung $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	Betondeckung c
NSC 1	C 50/60	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
NSC 2	C 30/37	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p
HSC 1	C 90/105-2,4	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	5,5· d_p

Tabelle A0.2: Versuchsprogramm der Ausziehversuche an normalfestem und hochfestem Normalbeton

Serie		Betonsorte	Spannstahl- sorte	Anzahl Ver- suchskörper	Beton- alter	Änderung der Spannstahl- spannung $\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	Betondeckung c
SCC 1	1	Kalksteinmehl	Draht Ø12	3	24h	0	$5,75 \cdot d_p$
	2		Litze 0,5"	3	24h	0	$5,5 \cdot d_p$
	3		Draht Ø12	3	3d	0	$5,75 \cdot d_p$
SCC 2	1	Kalksteinmehl	Litze 0,5"	3	3d	0	$5,5 \cdot d_p$
	2		Draht Ø12	3	25d	0	$5,75 \cdot d_p$
	3		Litze 0,5"	3	25d	0	$5,5 \cdot d_p$
SCC 3	1	Flugasche	Draht Ø12	3	24h	0	$5,75 \cdot d_p$
	2		Litze 0,5"	3	24h	0	$5,5 \cdot d_p$
	3		Draht Ø12	3	3d	0	$5,75 \cdot d_p$
SCC 4	1	Flugasche	Litze 0,5"	3	3d	0	$5,5 \cdot d_p$
	2		Draht Ø12	3	25d	0	$5,75 \cdot d_p$
	3		Litze 0,5"	3	25d	0	$5,5 \cdot d_p$
SCC 5		Flugasche	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 6		Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 7		Kalksteinmehl	Draht Ø12	9	24h	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 8		Flugasche	Draht Ø12	9	24h	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 9		Flugasche	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 10		Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 11		Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 12		Flugasche	Litze 0,5"	9	3d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 13		Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	3d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 14		Kombination	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 15		Kombinationstyp	Draht Ø12	9	3d	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 16		Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	3d	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 17		Flugasche	Litze 0,5"	9	6d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 18		Flugasche	Draht Ø12	9	6d	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 19		Flugasche	Litze 0,5"	9	6h	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 20		Kalksteinmehl ^{*)}	Litze 0,5"	9	24h	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 21		Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6d	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 22		Kombinationstyp	Litze 0,5"	9	6d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$
SCC 23		Kombinationstyp	Draht Ø12	9	6d	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 24		Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6d	0, -645, -1183	$2 \cdot d_p, 3 \cdot d_p, 5,5 \cdot d_p$
SCC 25		Kalksteinmehl	Draht Ø12	9	6d	0, -545, -1091	$5,75 \cdot d_p$
SCC 26		Kalksteinmehl	Litze 0,5"	9	6d	0, -645, -1183	$5,5 \cdot d_p$

*) Transportbeton von der Firma Beton Union

Tabelle A0.3: Versuchsprogramm der Ausziehversuche an selbstverdichtendem Beton

Serie	Betonart	Versuchzeitpunkt	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Rohdichten		Güte
			Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]	Spaltzu- g- festig- keit [N/mm ²]	Biegezu- g- festig- keit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Trocken- roh-dichte [kg/dm ³]	Frisch- beton- roh-dichte [kg/dm ³]	Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]
LC 1	LC 55/60-1,6	14d	70,7	-	3,18	20100	1,61	1,84	75,0
LC 2	LC 75/85-1,8	14d	93,4	2,97	5,09	26200	1,81	2,01	88,2
LC 3	LC 35/38-1,4	14d	53,3	2,24	3,12	15400	1,38	1,68	55,3
LC 4	LC 55/60-1,6	24h	36,2	2,40	4,24	15600	1,58	-	69,1
LC 5	LC 75/85-1,8	24h	50,4	2,93	4,56	22400	1,86	-	87,6
LC 6	LC 35/38B-1,4	14d	57,6	2,00	4,40	19300	1,48	-	58,2
LC 7	LC 75/85-1,8	14d	77,9	3,58	5,55	25600	-	2,04	89,3
LC 8	LC 55/60-1,6	14d	68,6	2,29	3,75	20300	1,58	1,90	81,2
LC 9	LC 55/60-1,6	24h	35,7	2,05	4,50	15600	1,60	1,90	74,3
LC 10	LC 35/38B-1,4	14d	46,2	-	-	16800	1,38	1,69	46,2
LC 11	LC 35/38-1,4	14d	47,9	1,82	3,02	14900	1,32	1,67	50,0
LC 12	LC 35/38-1,4	24h	24,2	1,98	3,54	11500	1,34	1,65	51,4
LC 13	LC 35/38B-1,4	24h	23,7	2,01	3,47	12100	1,38	-	49,5
LC 14	LC 35/38-1,4	14d	44,7	1,85	-	13400	1,33	1,67	46,0
LC 15	LC 55/60-1,6	14d	63,6	2,46	2,64	17900	1,58	1,87	-
LC 16	LC 75/85-1,8	14d	71,0	2,90	4,59	23700	1,82	1,99	82,2
HSC 1	C 90/105-2,4	14d	100,6	5,09	8,46	44000	-	2,44	111,4

Tabelle A0.4: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Ausziehversuche an hochfestem Leichtbeton und einem hochfesten Rüttelbeton

				Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Frischbetoneigenschaften		Güte
Serie		Betonsorte	Ver- suchsz eit- punkt	Würfel- druck- festig- keit [N/mm²]	Spaltzu- g- festig- keit [N/mm²]	Biegezu- g- festig- keit [N/mm²]	E-Modul [N/mm²]	Setzfließ- maß s_m [mm]	Setzfließ- zeit t_{500} [s]	Würfel- druck- festig- keit [N/mm²]
SCC 1	1	Kalksteinmehl	24h	25,6	2,1	4,5	20900	600	5,8	55,3
	2		24h	25,6	2,1	4,5	20900			
	3		3d	37,5	3,2	-	30400			
SCC 2	1	Kalksteinmehl	3d	32,7	3,0	4,5	27000	700	4,5	53,0
	2		25d	48,8	3,6	4,9	31000			
	3		25d	48,8	3,6	4,9	31000			
SCC 3	1	Flugasche	24h	21,6	2,1	4,6	21200	600	6,0	66,7
	2		24h	21,6	2,1	4,6	21200			
	3		3d	35,1	2,7	5,2	27500			
SCC 4	1	Flugasche	3d	49,3	3,6	5,5	33800	650	4,9	78,6
	2		25d	71,5	3,3	6,1	37800			
	3		25d	71,5	3,3	6,1	37800			
SCC 5		Flugasche	24h	27,7	2,45	5,15	28700	700	4,5	72,8
SCC 6		Kalksteinmehl	24h	18,7	1,96	3,42	20300	665	5,3	50,4
SCC 7		Kalksteinmehl	24h	20,3	1,92	3,98	19600	750	4,5	48,3
SCC 8		Flugasche	24h	27,9	2,23	4,92	27800	750	4,3	76,3
SCC 9		Flugasche	24h	32,7	2,90	5,22	31700	160	3,3	75,8
SCC 10		Kalksteinmehl	24h	20,7	1,96	4,74	22300	750	4,2	49,8
SCC 11		Kombinationstyp	3d	25,8	2,03	4,56	25400	700	1,5	51,5
SCC 12		Flugasche	3d	49,2	3,57	6,23	34100	700	4,2	78,0
SCC 13		Kalksteinmehl	3d	30,8	2,55	4,52	20300	690	1,2	-
SCC 14		Kombinationstyp	24h	7,3	0,88	2,7	13500	740	2,3	57,2
SCC 15		Kombinationstyp	3d	30,8	2,33	3,75	27900	-	-	56,1
SCC 16		Kombinationstyp	3d	32,4	2,47	4,86	29400	-	-	58,7
SCC 17		Flugasche	6d	49,8	3,24	5,79	35300	800	3,5	70,1
SCC 18		Flugasche	6d	51,0	3,17	6,45	34400	800	3,5	73,4
SCC 19		Flugasche	6d	50,4	3,80	6,15	36300	800	3,0	78,2
SCC 20		Kalksteinmehl	24h	22,7	1,88	3,99	20300	720	2,9	64,2
SCC 21		Kombinationstyp	6d	38,8	2,72	5,78	28700	700	2,3	57,2
SCC 22		Kombinationstyp	6d	39,6	2,90	5,34	33100	700	2,4	59,6
SCC 23		Kombinationstyp	6d	37,7	2,90	6,07	31300	700	1,5	59,6
SCC 24		Kalksteinmehl	6d	39,1	2,96	4,56	27900	710	2,8	55,0
SCC 25		Kalksteinmehl	6d	37,5	2,33	4,82	26800	750	1,5	53,1
SCC 26		Kalksteinmehl	6d	38,7	2,97	4,02	26700	740	1,7	49,0
NSC 1		C 50/60	24h	39,1	2,72	5,07	34800	445 ^{*)}	2,44	72,5
NSC 2		C 30/37	24h	15,9	1,71	4,16	22900	560 ^{*)}	2,44	49,2

*) Ausbreitmaß mit Abrahams-Trichter

Tabelle A0.5: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Ausziehversuche an selbstverdichtendem Beton und zwei normalfesten Rüttelbetonen

Durchmesser d_p [mm]	Querschnitt A_p [mm ²]	Streckgrenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
12,5	93,6	1574	1868	1,187	194000

Tabelle A0.6: Gemessene Materialkennwerte der verwendeten 0,5“-Litze

Durchmesser d_p [mm]	Querschnitt A_p [mm ²]	Streckgrenze $f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{pk} [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze $f_{pk}/f_{p0,1k}$ [-]	E-Modul E_p [N/mm ²]
11,9	110,7	1401	1648	1,176	198500

Tabelle A0.7: Gemessene Materialkennwerte der verwendeten Spanndrähte Ø 12 mm

A.1 Zusammenstellung der ermittelten Verbundkräfte und -spannungen bei unterschiedlichem Schlupf s

Serie	Betonsorte	Ablas- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{icm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,01$ mm				Schlupf $s = 0,02$ mm			
				$F_{0,01}$	$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,01} / f_{icm}$	$\tau_{0,01} \sqrt{f_{icm}}$	$F_{0,02}$	$\tau_{0,02}$	$\tau_{0,02} / f_{icm}$	$\tau_{0,02} \sqrt{f_{icm}}$
LC 1	LC 55/60-1,6 (14d, Litze)	0%	70,7	5,37	2,31	0,03	0,27	9,79	4,21	0,06	0,50
		50%		7,74	3,33	0,05	0,40	12,47	5,36	0,08	0,64
		100%		10,42	4,48	0,06	0,53	13,78	5,92	0,08	0,70
LC 2	LC 75/85-1,8 (14d, Litze)	0%	93,4	10,47	4,50	0,05	0,47	12,59	5,41	0,06	0,56
		50%		10,77	4,63	0,05	0,48	15,63	6,72	0,07	0,70
		100%		9,29	3,99	0,04	0,41	13,38	5,75	0,06	0,59
LC 3	LC 35/38-1,4 (14d, Litze)	0%	53,3	8,04	3,46	0,06	0,47	10,05	4,32	0,08	0,59
		50%		11,29	4,85	0,09	0,66	14,20	6,10	0,11	0,84
		100%		7,95	3,42	0,06	0,47	12,58	5,41	0,10	0,74
LC 4	LC 55/60-1,6 (24h, Litze)	0%	36,2	7,03	3,02	0,08	0,50	7,46	3,21	0,09	0,53
		50%		12,02	5,16	0,14	0,86	13,45	5,78	0,16	0,96
		100%		7,97	3,43	0,09	0,57	11,82	5,08	0,14	0,84
LC 5	LC 75/85-1,8 (24h, Litze)	0%	50,4	12,71	5,46	0,11	0,77	15,22	6,54	0,13	0,92
		50%		15,59	6,70	0,13	0,94	17,78	7,64	0,15	1,08
		100%		8,64	3,71	0,07	0,52	14,36	6,17	0,12	0,87
LC 6	LC 35/38B-1,4 (14d, Litze)	0%	57,6	18,77	8,07	0,14	1,06	18,53	7,96	0,14	1,05
		50%		12,59	5,41	0,09	0,71	16,89	7,26	0,13	0,96
		100%		11,42	4,91	0,09	0,65	17,25	7,42	0,13	0,98
LC 7	LC 75/85-1,8 (14d, Draht)	0%	77,9	5,14	2,84	0,04	0,32	8,91	4,92	0,06	0,56
		50%		12,13	6,71	0,09	0,76	16,09	8,89	0,11	1,01
		100%		16,77	9,27	0,12	1,05	22,49	12,43	0,16	1,41
LC 8	LC 55/60-1,6 (14d, Draht)	0%	68,6	8,42	4,65	0,07	0,56	14,85	8,21	0,12	0,99
		50%		12,16	6,72	0,10	0,81	19,36	10,70	0,16	1,29
		100%		10,88	6,01	0,09	0,73	20,29	11,21	0,16	1,35
LC 9	LC 55/60-1,6 (24h, Draht)	0%	35,7	4,60	2,54	0,07	0,43	6,05	3,34	0,09	0,56
		50%		9,63	5,32	0,15	0,89	11,11	6,14	0,17	1,03
		100%		11,02	6,09	0,17	1,02	14,15	7,82	0,22	1,31
LC 10	LC 35/38B-1,4 (14d, Draht)	0%	46,2	4,86	2,69	0,06	0,40	7,20	3,98	0,09	0,59
		50%		12,33	6,81	0,15	1,00	17,87	9,88	0,21	1,45
		100%		14,68	8,11	0,18	1,19	19,52	10,79	0,23	1,59
LC 11	LC 35/38-1,4 (14d, Draht)	0%	47,9	5,94	3,28	0,07	0,47	7,62	4,21	0,09	0,61
		50%		8,01	4,42	0,09	0,64	8,70	4,81	0,10	0,69
		100%		9,84	5,44	0,11	0,79	15,40	8,51	0,18	1,23
LC 12	LC 35/38-1,4 (24h, Litze)	0%	24,2	3,85	1,65	0,07	0,34	4,98	2,14	0,09	0,44
		50%		5,34	2,29	0,09	0,47	6,13	2,63	0,11	0,54
		100%		6,48	2,79	0,12	0,57	8,61	3,70	0,15	0,75
LC 13	LC 35/38B-1,4 (24h, Litze)	0%	23,7	6,64	2,86	0,12	0,59	6,89	2,96	0,13	0,61
		50%		7,53	3,24	0,14	0,67	8,35	3,59	0,15	0,74
		100%		4,01	1,72	0,07	0,35	7,66	3,29	0,14	0,68
HSC 1	C 90/105-2,4 (14d, Litze)	0%	100,6	13,16	5,66	0,06	0,56	18,91	8,13	0,08	0,81
		50%		22,39	9,62	0,10	0,96	31,65	13,60	0,14	1,36
		100%		15,46	6,64	0,07	0,66	38,99	16,76	0,17	1,67

Tabelle A1.1: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,01$ mm und $s = 0,02$ mm bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

Serie	Betonart	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{lcm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,05$ mm				Schlupf $s = 0,10$ mm			
				$F_{0,05}$	$\tau_{0,05}$	$\tau_{0,05}/f_{lcm}$	$\tau_{0,05}/\sqrt{f_{lcm}}$	$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1}/f_{lcm}$	$\tau_{0,1}/\sqrt{f_{lcm}}$
LC 1	LC 55/60-1,6 (14d, Litze)	0%	70,7	10,43	4,48	0,06	0,53	10,43	4,48	0,06	0,53
		50%		16,16	6,94	0,10	0,83	16,42	7,06	0,10	0,84
		100%		16,87	7,25	0,10	0,86	17,37	7,47	0,11	0,89
LC 2	LC 75/85-1,8 (14d, Litze)	0%	93,4	13,19	5,67	0,06	0,59	13,19	5,67	0,06	0,59
		50%		17,87	7,68	0,08	0,79	18,15	7,80	0,08	0,81
		100%		20,45	8,79	0,09	0,91	22,34	9,60	0,10	0,99
LC 3	LC 35/38-1,4 (14d, Litze)	0%	53,3	10,50	4,51	0,08	0,62	10,50	4,51	0,08	0,62
		50%		14,74	6,33	0,12	0,87	14,74	6,33	0,12	0,87
		100%		17,21	7,40	0,14	1,01	17,21	7,40	0,14	1,01
LC 4	LC 55/60-1,6 (24h, Litze)	0%	36,2	8,00	3,44	0,09	0,57	8,02	3,45	0,10	0,57
		50%		13,57	5,83	0,16	0,97	13,57	5,83	0,16	0,97
		100%		17,27	7,42	0,21	1,23	17,47	7,51	0,21	1,25
LC 5	LC 75/85-1,8 (24h, Litze)	0%	50,4	17,07	7,34	0,15	1,03	17,69	7,60	0,15	1,07
		50%		20,16	8,66	0,17	1,22	21,02	9,03	0,18	1,27
		100%		25,21	10,83	0,21	1,53	26,33	11,32	0,22	1,59
LC 6	LC 35/38B-1,4 (14d, Litze)	0%	57,6	19,40	8,34	0,14	1,10	19,07	8,19	0,14	1,08
		50%		20,84	8,96	0,16	1,18	20,63	8,87	0,15	1,17
		100%		22,19	9,54	0,17	1,26	21,97	9,44	0,16	1,24
LC 7	LC 75/85-1,8 (14d, Draht)	0%	77,9	8,08	4,47	0,06	0,51	10,39	5,74	0,07	0,65
		50%		16,86	9,32	0,12	1,06	19,70	10,88	0,14	1,23
		100%		21,69	11,98	0,15	1,36	22,75	12,57	0,16	1,42
LC 8	LC 55/60-1,6 (14d, Draht)	0%	68,6	22,28	12,31	0,18	1,49	25,37	14,02	0,20	1,69
		50%		18,40	10,17	0,15	1,23	21,08	11,65	0,17	1,41
		100%		25,18	13,92	0,20	1,68	25,27	13,97	0,20	1,69
LC 9	LC 55/60-1,6 (24h, Draht)	0%	35,7	8,47	4,68	0,13	0,78	10,95	6,05	0,17	1,01
		50%		13,95	7,71	0,22	1,29	14,04	7,76	0,22	1,30
		100%		16,18	8,94	0,25	1,50	17,01	9,40	0,26	1,57
LC 10	LC 35/38B-1,4 (14d, Draht)	0%	46,2	11,43	6,32	0,14	0,93	14,82	8,19	0,18	1,20
		50%		19,17	10,59	0,23	1,56	20,79	11,49	0,25	1,69
		100%		21,37	11,81	0,26	1,74	21,37	11,81	0,26	1,74
LC 11	LC 35/38-1,4 (14d, Draht)	0%	47,9	10,06	5,56	0,12	0,80	12,91	7,13	0,15	1,03
		50%		11,90	6,58	0,14	0,95	15,74	8,70	0,18	1,26
		100%		16,98	9,38	0,20	1,36	16,98	9,38	0,20	1,36
LC 12	LC 35/38-1,4 (24h, Litze)	0%	24,2	5,44	2,34	0,10	0,48	5,38	2,31	0,10	0,47
		50%		7,32	3,14	0,13	0,64	7,33	3,15	0,13	0,64
		100%		11,31	4,86	0,20	0,99	11,19	4,81	0,20	0,98
LC 13	LC 35/38B-1,4 (24h, Litze)	0%	23,7	7,39	3,17	0,13	0,65	7,28	3,13	0,13	0,64
		50%		8,80	3,78	0,16	0,78	8,46	3,63	0,15	0,75
		100%		10,25	4,40	0,19	0,90	10,23	4,40	0,19	0,90
HSC 1	C 90/105-2,4 (14d, Litze)	0%	100,6	23,35	10,04	0,10	1,00	25,15	10,81	0,11	1,08
		50%		37,62	16,17	0,16	1,61	39,34	16,91	0,17	1,69
		100%		48,89	21,01	0,21	2,09	49,48	21,26	0,21	2,12

Tabelle A1.2: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,05$ mm und $s = 0,10$ mm bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

Serie	Betonart	Ablass- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{icm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,20$ mm				Schlupf $s = 0,50$ mm			
				$F_{0,2}$	$\tau_{0,2}$	$\tau_{0,2}/f_{icm}$	$\tau_{0,2}/\sqrt{f_{icm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5}/f_{icm}$	$\tau_{0,5}/\sqrt{f_{icm}}$
LC 1	LC 55/60-1,6 (14d, Litze)	0%	70,7	10,43	4,48	0,06	0,53	9,81	4,22	0,06	0,50
		50%		16,42	7,06	0,10	0,84	16,42	7,06	0,10	0,84
		100%		19,01	8,17	0,12	0,97	19,72	8,47	0,12	1,01
LC 2	LC 75/85-1,8 (14d, Litze)	0%	93,4	12,84	5,52	0,06	0,57	13,24	5,69	0,06	0,59
		50%		18,15	7,80	0,08	0,81	19,18	8,24	0,09	0,85
		100%		22,34	9,60	0,10	0,99	22,34	9,60	0,10	0,99
LC 3	LC 35/38-1,4 (14d, Litze)	0%	53,3	10,50	4,51	0,08	0,62	10,10	4,34	0,08	0,59
		50%		14,74	6,33	0,12	0,87	14,74	6,33	0,12	0,87
		100%		17,21	7,40	0,14	1,01	17,21	7,40	0,14	1,01
LC 4	LC 55/60-1,6 (24h, Litze)	0%	36,2	8,34	3,58	0,10	0,60	9,04	3,89	0,11	0,65
		50%		13,52	5,81	0,16	0,97	12,74	5,48	0,15	0,91
		100%		17,14	7,37	0,20	1,22	16,79	7,21	0,20	1,20
LC 5	LC 75/85-1,8 (24h, Litze)	0%	50,4	18,77	8,07	0,16	1,14	19,90	8,55	0,17	1,20
		50%		21,46	9,22	0,18	1,30	22,16	9,52	0,19	1,34
		100%		26,77	11,50	0,23	1,62	26,52	11,40	0,23	1,61
LC 6	LC 35/38B-1,4 (14d, Litze)	0%	57,6	19,07	8,19	0,14	1,08	19,39	8,33	0,14	1,10
		50%		20,64	8,87	0,15	1,17	20,63	8,87	0,15	1,17
		100%		22,38	9,62	0,17	1,27	22,38	9,62	0,17	1,27
LC 7	LC 75/85-1,8 (14d, Draht)	0%	77,9	15,31	8,46	0,11	0,96	28,30	15,64	0,20	1,77
		50%		29,89	16,52	0,21	1,87	38,39	21,22	0,27	2,40
		100%		27,88	15,41	0,20	1,75	31,50	17,41	0,22	1,97
LC 8	LC 55/60-1,6 (14d, Draht)	0%	68,6	28,82	15,93	0,23	1,92	25,69	14,19	0,21	1,71
		50%		23,47	12,97	0,19	1,57	25,41	14,04	0,20	1,70
		100%		30,73	16,98	0,25	2,05	32,70	18,07	0,26	2,18
LC 9	LC 55/60-1,6 (24h, Draht)	0%	35,7	14,26	7,88	0,22	1,32	18,84	10,41	0,29	1,74
		50%		15,88	8,78	0,25	1,47	19,95	11,02	0,31	1,85
		100%		19,39	10,72	0,30	1,79	21,76	12,02	0,34	2,01
LC 10	LC 35/38B-1,4 (14d, Draht)	0%	46,2	17,84	9,86	0,21	1,45	21,66	11,97	0,26	1,76
		50%		22,10	12,21	0,26	1,80	26,51	14,65	0,32	2,16
		100%		25,73	14,22	0,31	2,09	26,70	14,76	0,32	2,17
LC 11	LC 35/38-1,4 (14d, Draht)	0%	47,9	16,89	9,33	0,19	1,35	21,21	11,72	0,24	1,69
		50%		19,01	10,50	0,22	1,52	22,60	12,49	0,26	1,80
		100%		20,08	11,09	0,23	1,60	21,09	11,65	0,24	1,68
LC 12	LC 35/38-1,4 (24h, Litze)	0%	24,2	5,66	2,43	0,10	0,49	5,77	2,48	0,10	0,50
		50%		7,24	3,11	0,13	0,63	6,81	2,93	0,12	0,59
		100%		11,17	4,80	0,20	0,98	10,37	4,46	0,18	0,91
LC 13	LC 35/38B-1,4 (24h, Litze)	0%	23,7	7,84	3,37	0,14	0,69	8,15	3,50	0,15	0,72
		50%		8,58	3,69	0,16	0,76	8,50	3,65	0,15	0,75
		100%		10,08	4,33	0,18	0,89	9,54	4,10	0,17	0,84
HSC 1	C 90/105-2,4 (14d, Litze)	0%	100,6	27,52	11,83	0,12	1,18	30,39	13,06	0,13	1,30
		50%		40,80	17,54	0,17	1,75	42,43	18,23	0,18	1,82
		100%		50,12	21,54	0,21	2,15	49,66	21,34	0,21	2,13

Tabelle A1.3: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,20$ mm und $s = 0,50$ mm bei einem Ablassen der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn von 0%, 50% bzw. 100%

			Schlupf $s = 0,01$ mm					Schlupf $s = 0,02$ mm			
Serie	Betonsorte		Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	$F_{0,01}$	$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,01} / f_{cm}$	$\tau_{0,01} \sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,02}$	$\tau_{0,02}$	$\tau_{0,02} / f_{cm}$	$\tau_{0,02} \sqrt{f_{cm}}$
SCC 1-1	Kalk- steinmehl	24h, Draht	25,6	3,87	2,14	0,08	0,42	5,41	2,99	0,12	0,59
SCC 1-2		24h, Litze	25,6	4,68	2,01	0,08	0,40	5,13	2,21	0,09	0,44
SCC 1-3		3d, Draht	37,5	6,45	3,56	0,10	0,58	8,04	4,44	0,12	0,73
SCC 2-1	Kalk- steinmehl	3d, Litze	32,7	8,39	3,61	0,11	0,63	10,37	4,46	0,14	0,78
SCC 2-2		25d, Draht	48,8	8,76	4,84	0,10	0,69	12,79	7,07	0,14	1,01
SCC 2-3		25d, Litze	48,8	12,00	5,16	0,11	0,74	17,82	7,66	0,16	1,10
SCC 3-1	Flug- asche	24h, Draht	21,6	3,31	1,83	0,08	0,39	4,48	2,47	0,11	0,53
SCC 3-2		24h, Litze	21,6	2,21	0,95	0,04	0,20	2,70	1,16	0,05	0,25
SCC 3-3		3d, Draht	35,1	4,73	2,61	0,07	0,44	5,93	3,28	0,09	0,55
SCC 4-1	Flug- asche	3d, Litze	49,3	3,84	1,65	0,03	0,24	4,95	2,13	0,04	0,30
SCC 4-2		25d, Draht	71,5	7,43	4,11	0,06	0,49	9,74	5,38	0,08	0,64
SCC 4-3		25d, Litze	71,5	7,95	3,42	0,05	0,40	8,93	3,84	0,05	0,45

Tabelle A1.4: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,01$ mm und $s = 0,02$ mm

Serie	Betonsorte		Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,05$ mm				Schlupf $s = 0,10$ mm			
				$F_{0,05}$	$\tau_{0,05}$	$\tau_{0,05}/f_{cm}$	$\tau_{0,05}/\sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1}/f_{cm}$	$\tau_{0,1}/\sqrt{f_{cm}}$
SCC 1-1	Kalk- steinmehl	24h, Draht	25,6	7,10	3,92	0,15	0,78	9,04	5,00	0,20	0,99
SCC 1-2		24h, Litze	25,6	5,50	2,36	0,09	0,47	6,98	3,00	0,12	0,59
SCC 1-3		3d, Draht	37,5	10,66	5,89	0,16	0,96	13,04	7,21	0,19	1,18
SCC 2-1	Kalk- steinmehl	3d, Litze	32,7	10,66	4,58	0,14	0,80	10,43	4,48	0,14	0,78
SCC 2-2		25d, Draht	48,8	15,27	8,44	0,17	1,21	17,96	9,93	0,20	1,42
SCC 2-3		25d, Litze	48,8	18,86	8,11	0,17	1,16	19,11	8,21	0,17	1,18
SCC 3-1	Flug- asche	24h, Draht	21,6	6,01	3,32	0,15	0,72	7,59	4,19	0,19	0,90
SCC 3-2		24h, Litze	21,6	2,86	1,23	0,06	0,26	3,23	1,39	0,06	0,30
SCC 3-3		3d, Draht	35,1	8,30	4,59	0,13	0,77	10,68	5,90	0,17	1,00
SCC 4-1	Flug- asche	3d, Litze	49,3	5,95	2,56	0,05	0,36	6,14	2,64	0,05	0,38
SCC 4-2		25d, Draht	71,5	15,46	8,54	0,12	1,01	21,35	11,80	0,17	1,40
SCC 4-3		25d, Litze	71,5	9,24	3,97	0,06	0,47	9,25	3,97	0,06	0,47

Tabelle A1.5: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,05$ mm und $s = 0,10$ mm

Serie	Betonsorte		Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,20$ mm				Schlupf $s = 0,50$ mm			
				$F_{0,2}$	$\tau_{0,2}$	$\tau_{0,2}/f_{cm}$	$\tau_{0,2}/\sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5}/f_{cm}$	$\tau_{0,5}/\sqrt{f_{cm}}$
SCC 1-1	Kalk- steinmehl	24h, Draht	25,6	11,53	6,37	0,25	1,26	15,47	8,55	0,33	1,69
SCC 1-2		24h, Litze	25,6	6,81	2,93	0,11	0,58	8,14	3,50	0,14	0,69
SCC 1-3		3d, Draht	37,5	16,38	9,05	0,24	1,48	21,76	12,03	0,32	1,96
SCC 2-1	Kalk- steinmehl	3d, Litze	32,7	10,11	4,35	0,13	0,76	9,82	4,22	0,13	0,74
SCC 2-2		25d, Draht	48,8	21,14	11,68	0,24	1,67	27,54	15,22	0,31	2,18
SCC 2-3		25d, Litze	48,8	18,17	7,81	0,16	1,12	16,88	7,25	0,15	1,04
SCC 3-1	Flug- asche	24h, Draht	21,6	9,77	5,40	0,25	1,16	14,36	7,94	0,37	1,71
SCC 3-2		24h, Litze	21,6	3,96	1,70	0,08	0,37	4,71	2,02	0,09	0,44
SCC 3-3		3d, Draht	35,1	14,17	7,83	0,22	1,32	20,21	11,17	0,32	1,88
SCC 4-1	Flug- asche	3d, Litze	49,3	6,61	2,84	0,06	0,40	7,72	3,32	0,07	0,47
SCC 4-2		25d, Draht	71,5	27,03	14,94	0,21	1,77	36,60	20,23	0,28	2,39
SCC 4-3		25d, Litze	71,5	9,55	4,10	0,06	0,49	10,84	4,66	0,07	0,55

Tabelle A1.6: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,20$ mm und $s = 0,50$ mm

Serie	Betonsorte	Ablag- grad der Vor- spann- kraft	Würfel- festig- keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,01$ mm				Schlupf $s = 0,02$ mm			
				$F_{0,01}$	$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,01} / f_{cm}$	$\tau_{0,01} / \sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,02}$	$\tau_{0,02}$	$\tau_{0,02} / f_{cm}$	$\tau_{0,02} / \sqrt{f_{cm}}$
SCC 5	Flugasche (24h, Litze)	0%	27,7	2,99	1,29	0,05	0,24	3,24	1,39	0,05	0,26
		50%		8,62	3,71	0,13	0,70	8,74	3,76	0,14	0,71
		100%		9,62	4,13	0,15	0,79	12,70	5,46	0,20	1,04
SCC 6	Kalkstein- mehl (24h, Litze)	0%	18,7	3,70	1,59	0,09	0,37	4,44	1,91	0,10	0,44
		50%		8,57	3,68	0,20	0,85	9,15	3,93	0,21	0,91
		100%		8,00	3,44	0,18	0,80	11,16	4,80	0,26	1,11
SCC 7	Kalkstein- mehl (24h, Draht)	0%	20,3	3,85	1,65	0,08	0,37	4,31	1,85	0,09	0,41
		50%		6,61	2,84	0,14	0,63	7,67	3,29	0,16	0,73
		100%		9,17	3,94	0,19	0,87	10,36	4,45	0,22	0,99
SCC 8	Flugasche (24h, Draht)	0%	27,9	4,68	2,01	0,07	0,38	5,25	2,26	0,08	0,43
		50%		6,91	2,97	0,11	0,56	8,74	3,75	0,13	0,71
		100%		5,71	2,46	0,09	0,46	8,84	3,80	0,14	0,72
SCC 11	Kombina- tionstyp (3d, Litze)	0%	25,8	1,45	0,62	0,02	0,12	1,70	0,73	0,03	0,14
		50%		5,52	2,37	0,09	0,47	6,56	2,82	0,11	0,55
		100%		8,62	3,70	0,14	0,73	9,32	4,00	0,16	0,79
SCC 12	Flugasche (3d, Litze)	0%	49,2	1,58	0,68	0,01	0,10	2,12	0,91	0,02	0,13
		50%		4,56	1,96	0,04	0,28	7,11	3,06	0,06	0,44
		100%		4,85	2,08	0,04	0,30	7,30	3,14	0,06	0,45
SCC 13	Kalkstein- mehl (3d, Litze)	0%	30,8	3,16	1,36	0,04	0,24	4,24	1,82	0,06	0,33
		50%		5,90	2,54	0,08	0,46	10,53	4,53	0,15	0,82
		100%		8,45	3,63	0,12	0,65	11,54	4,96	0,16	0,89
SCC 14	Kombina- tionstyp (24h, Litze)	0%	7,3	0,91	0,39	0,05	0,14	0,95	0,41	0,06	0,15
		50%		2,97	1,28	0,17	0,47	3,15	1,36	0,19	0,50
		100%		5,01	2,15	0,30	0,80	5,24	2,25	0,31	0,83
SCC 15	Kombina- tionstyp (3d, Draht)	0%	30,8	3,16	1,75	0,06	0,31	4,53	2,50	0,08	0,45
		50%		5,09	2,81	0,09	0,51	6,90	3,81	0,12	0,69
		100%		5,52	3,05	0,10	0,55	8,79	4,86	0,16	0,88
SCC 17	Flugasche (6d, Litze)	0%	49,8	4,57	1,96	0,04	0,28	7,00	3,01	0,06	0,43
		50%		9,74	4,19	0,08	0,59	12,54	5,39	0,11	0,76
		100%		6,36	2,73	0,05	0,39	10,75	4,62	0,09	0,65
SCC 18	Flugasche (6d, Draht)	0%	51,0	4,26	2,35	0,05	0,33	6,18	3,42	0,07	0,48
		50%		8,98	4,96	0,10	0,70	12,33	6,81	0,13	0,95
		100%		7,06	3,90	0,08	0,55	13,17	7,28	0,14	1,02
SCC 20	Kalkstein- mehl (24h, Litze)	0%	22,7	3,46	1,49	0,07	0,31	3,72	1,60	0,07	0,34
		50%		6,78	2,92	0,13	0,61	9,42	4,05	0,18	0,85
		100%		7,21	3,10	0,14	0,65	10,04	4,31	0,19	0,91
SCC 22	Kombina- tionstyp (6d, Litze)	0%	39,6	6,54	2,81	0,07	0,45	6,52	2,80	0,07	0,45
		50%		5,58	2,40	0,06	0,38	10,55	4,53	0,11	0,72
		100%		5,82	2,50	0,06	0,40	10,13	4,35	0,11	0,69
SCC 23	Kombina- tionstyp (6d, Draht)	0%	37,7	4,31	2,38	0,06	0,39	7,42	4,10	0,11	0,67
		50%		5,90	3,26	0,09	0,53	6,97	3,85	0,10	0,63
		100%		7,28	4,02	0,11	0,66	9,21	5,09	0,14	0,83
SCC 25	Kalkstein- mehl (6d, Draht)	0%	37,5	5,38	2,97	0,08	0,49	7,45	4,12	0,11	0,67
		50%		9,67	5,34	0,14	0,87	14,31	7,91	0,21	1,29
		100%		5,82	3,22	0,09	0,53	9,07	5,01	0,13	0,82
SCC 26	Kalkstein- mehl (6d, Litze)	0%	38,7	6,88	2,96	0,08	0,48	9,84	4,23	0,11	0,68
		50%		9,74	4,19	0,11	0,67	13,53	5,82	0,15	0,93
		100%		6,71	2,89	0,07	0,46	13,11	5,63	0,15	0,91
NSC 1	C50/60 (24h, Litze)	0%	39,1	5,57	2,39	0,06	0,38	5,98	2,57	0,07	0,41
		50%		14,45	6,21	0,16	0,99	16,38	7,04	0,18	1,13
		100%		12,32	5,30	0,14	0,85	16,92	7,27	0,19	1,16
NSC 2	C30/37 (24h, Litze)	0%	15,7	3,27	1,41	0,09	0,35	3,59	1,54	0,10	0,39
		50%		7,16	3,08	0,20	0,78	7,99	3,44	0,22	0,87
		100%		8,48	3,64	0,23	0,92	10,64	4,57	0,29	1,15

Tabelle A1.7: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,01$ mm und $s = 0,02$ mm

Serie	Beton-sorte	Ab-las-sgrad der Vor-spann-kraft	Würfel-festig-keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,05$ mm				Schlupf $s = 0,10$ mm			
				$F_{0,05}$	$\tau_{0,05}$	$\tau_{0,05}/f_{cm}$	$\tau_{0,05}/\sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,1}$	$\tau_{0,1}$	$\tau_{0,1}/f_{cm}$	$\tau_{0,1}/\sqrt{f_{cm}}$
SCC 5	Flugasche (24h, Litze)	0%	27,7	3,50	1,50	0,05	0,29	3,97	1,70	0,06	0,32
		50%		8,75	3,76	0,14	0,71	8,59	3,69	0,13	0,70
		100%		13,91	5,98	0,22	1,14	13,72	5,90	0,21	1,12
SCC 6	Kalkstein-mehl (24h, Litze)	0%	18,7	4,92	2,11	0,11	0,49	5,53	2,38	0,13	0,55
		50%		9,35	4,02	0,21	0,93	9,48	4,07	0,22	0,94
		100%		12,33	5,30	0,28	1,23	12,27	5,27	0,28	1,22
SCC 7	Kalkstein-mehl (24h, Draht)	0%	20,3	5,43	2,33	0,11	0,52	6,93	2,98	0,15	0,66
		50%		8,49	3,65	0,18	0,81	10,06	4,33	0,21	0,96
		100%		10,75	4,62	0,23	1,03	11,71	5,03	0,25	1,12
SCC 8	Flugasche (24h, Draht)	0%	27,9	6,84	2,94	0,11	0,56	8,66	3,72	0,13	0,70
		50%		10,26	4,41	0,16	0,83	11,85	5,09	0,18	0,96
		100%		11,72	5,04	0,18	0,95	12,75	5,48	0,20	1,04
SCC 11	Kombina-tionstyp (3d, Litze)	0%	25,8	2,12	0,91	0,04	0,18	2,42	1,04	0,04	0,20
		50%		7,03	3,02	0,12	0,60	7,06	3,03	0,12	0,60
		100%		10,00	4,30	0,17	0,85	9,33	4,01	0,16	0,79
SCC 12	Flugasche (3d, Litze)	0%	49,2	2,89	1,24	0,03	0,18	3,54	1,52	0,03	0,22
		50%		7,52	3,23	0,07	0,46	7,83	3,37	0,07	0,48
		100%		15,82	6,80	0,14	0,97	15,67	6,73	0,14	0,96
SCC 13	Kalkstein-mehl (3d, Litze)	0%	30,8	4,76	2,04	0,07	0,37	4,82	2,07	0,07	0,37
		50%		11,16	4,79	0,16	0,86	10,50	4,51	0,15	0,81
		100%		15,62	6,71	0,22	1,21	15,03	6,46	0,21	1,16
SCC 14	Kombina-tionstyp (24h, Litze)	0%	7,3	0,95	0,41	0,06	0,15	0,95	0,41	0,06	0,15
		50%		3,02	1,30	0,18	0,48	2,90	1,25	0,17	0,46
		100%		4,97	2,13	0,29	0,79	4,50	1,93	0,26	0,72
SCC 15	Kombina-tionstyp (3d, Draht)	0%	30,8	5,26	2,91	0,09	0,52	6,62	3,66	0,12	0,66
		50%		7,19	3,97	0,13	0,72	8,28	4,58	0,15	0,82
		100%		9,76	5,39	0,18	0,97	10,11	5,59	0,18	1,01
SCC 17	Flugasche (6d, Litze)	0%	49,8	6,75	2,90	0,06	0,41	6,67	2,87	0,06	0,41
		50%		12,56	5,40	0,11	0,76	12,23	5,26	0,11	0,75
		100%		19,14	8,23	0,17	1,17	19,36	8,32	0,17	1,18
SCC 18	Flugasche (6d, Draht)	0%	51,0	10,53	5,82	0,11	0,81	14,64	8,09	0,16	1,13
		50%		15,93	8,80	0,17	1,23	18,68	10,32	0,20	1,45
		100%		20,34	11,24	0,22	1,57	24,11	13,32	0,26	1,87
SCC 20	Kalkstein-mehl (24h, Litze)	0%	22,7	3,77	1,62	0,07	0,34	3,75	1,61	0,07	0,34
		50%		9,84	4,23	0,19	0,89	9,50	4,08	0,18	0,86
		100%		13,83	5,95	0,26	1,25	13,51	5,80	0,26	1,22
SCC 22	Kombina-tionstyp (6d, Litze)	0%	39,6	6,43	2,76	0,07	0,44	6,10	2,62	0,07	0,42
		50%		13,12	5,64	0,14	0,90	12,32	5,29	0,13	0,84
		100%		15,58	6,70	0,17	1,06	15,00	6,45	0,16	1,02
SCC 23	Kombina-tionstyp (6d, Draht)	0%	37,7	9,16	5,06	0,13	0,82	10,70	5,91	0,16	0,96
		50%		7,48	4,13	0,11	0,67	8,71	4,81	0,13	0,78
		100%		9,48	5,24	0,14	0,85	9,98	5,52	0,15	0,90
SCC 25	Kalkstein-mehl (6d, Draht)	0%	37,5	9,83	5,43	0,14	0,89	12,49	6,90	0,18	1,13
		50%		16,27	8,99	0,24	1,47	18,20	10,06	0,27	1,64
		100%		18,00	9,95	0,27	1,62	19,77	10,93	0,29	1,78
SCC 26	Kalkstein-mehl (6d, Litze)	0%	38,7	10,00	4,30	0,11	0,69	9,97	4,28	0,11	0,69
		50%		16,40	7,05	0,18	1,13	15,40	6,62	0,17	1,06
		100%		19,53	8,39	0,22	1,35	20,22	8,69	0,22	1,40
NSC 1	C50/60 (24h, Litze)	0%	39,1	6,22	2,67	0,07	0,43	6,86	2,95	0,08	0,47
		50%		17,00	7,30	0,19	1,17	17,46	7,50	0,19	1,20
		100%		20,69	8,89	0,23	1,42	21,04	9,04	0,23	1,45
NSC 2	C30/37 (24h, Litze)	0%	15,7	3,85	1,66	0,11	0,42	4,34	1,87	0,12	0,47
		50%		8,25	3,55	0,23	0,89	8,61	3,70	0,24	0,93
		100%		11,07	4,76	0,30	1,20	11,05	4,75	0,30	1,20

Tabelle A1.8:Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,05$ mm und $s = 0,10$ mm

Serie	Beton-sort	Ablag-grad der Vor-span-nkraft	Würfel-festig-keit f_{cm} [N/mm ²]	Schlupf $s = 0,20$ mm				Schlupf $s = 0,50$ mm			
				$F_{0,2}$	$\tau_{0,2}$	$\tau_{0,2}/f_{cm}$	$\tau_{0,2}/\sqrt{f_{cm}}$	$F_{0,5}$	$\tau_{0,5}$	$\tau_{0,5}/f_{cm}$	$\tau_{0,5}/\sqrt{f_{cm}}$
SCC 5	Flugasche (24h, Litze)	0%	27,7	4,90	2,11	0,08	0,40	6,04	2,60	0,09	0,49
		50%		8,73	3,75	0,14	0,71	8,91	3,83	0,14	0,73
		100%		13,49	5,80	0,21	1,10	13,33	5,73	0,21	1,09
SCC 6	Kalkstein-mehl (24h, Litze)	0%	18,7	6,30	2,71	0,14	0,63	7,09	3,05	0,16	0,70
		50%		9,67	4,16	0,22	0,96	9,77	4,20	0,22	0,97
		100%		12,07	5,19	0,28	1,20	11,87	5,10	0,27	1,18
SCC 7	Kalkstein-mehl (24h, Draht)	0%	20,3	9,12	3,92	0,19	0,87	12,44	6,87	0,34	1,53
		50%		11,85	5,09	0,25	1,13	15,03	8,31	0,41	1,84
		100%		12,99	5,58	0,28	1,24	15,52	8,58	0,42	1,90
SCC 8	Flugasche (24h, Draht)	0%	27,9	11,47	4,93	0,18	0,93	16,17	8,94	0,32	1,69
		50%		13,85	5,95	0,21	1,13	17,35	9,59	0,34	1,82
		100%		14,53	6,25	0,22	1,18	18,10	10,00	0,36	1,89
SCC 11	Kombina-tionstyp (3d, Litze)	0%	25,8	2,73	1,17	0,05	0,23	3,39	1,46	0,06	0,29
		50%		6,74	2,90	0,11	0,57	6,67	2,87	0,11	0,56
		100%		8,63	3,71	0,14	0,73	8,50	3,65	0,14	0,72
SCC 12	Flugasche (3d, Litze)	0%	49,2	4,32	1,85	0,04	0,26	5,77	2,48	0,05	0,35
		50%		8,08	3,47	0,07	0,50	8,74	3,75	0,08	0,54
		100%		15,50	6,66	0,14	0,95	15,60	6,70	0,14	0,96
SCC 13	Kalkstein-mehl (3d, Litze)	0%	30,8	4,91	2,11	0,07	0,38	5,04	2,17	0,07	0,39
		50%		9,83	4,23	0,14	0,76	9,52	4,09	0,13	0,74
		100%		14,47	6,22	0,20	1,12	13,69	5,88	0,19	1,06
SCC 14	Kombina-tionstyp (24h, Litze)	0%	7,3	0,98	0,42	0,06	0,16	1,06	0,46	0,06	0,17
		50%		2,60	1,12	0,15	0,41	2,30	0,99	0,14	0,37
		100%		4,00	1,72	0,24	0,64	3,18	1,37	0,19	0,51
SCC 15	Kombina-tionstyp (3d, Draht)	0%	30,8	8,54	4,72	0,15	0,85	13,04	7,21	0,23	1,30
		50%		10,26	5,67	0,18	1,02	14,37	7,94	0,26	1,43
		100%		11,68	6,45	0,21	1,16	16,02	8,85	0,29	1,60
SCC 17	Flugasche (6d, Litze)	0%	49,8	6,50	2,79	0,06	0,40	6,39	2,74	0,06	0,39
		50%		11,87	5,10	0,10	0,72	11,17	4,80	0,10	0,68
		100%		18,67	8,02	0,16	1,14	17,79	7,65	0,15	1,08
SCC 18	Flugasche (6d, Draht)	0%	51,0	19,44	10,74	0,21	1,50	27,81	15,37	0,30	2,15
		50%		21,77	12,03	0,24	1,68	29,73	16,43	0,32	2,30
		100%		26,88	14,86	0,29	2,08	33,65	18,60	0,36	2,60
SCC 20	Kalkstein-mehl (24h, Litze)	0%	22,7	4,09	1,76	0,08	0,37	5,34	2,30	0,10	0,48
		50%		9,34	4,01	0,18	0,84	8,92	3,83	0,17	0,80
		100%		12,88	5,53	0,24	1,16	12,31	5,29	0,23	1,11
SCC 22	Kombina-tionstyp (6d, Litze)	0%	39,6	5,66	2,43	0,06	0,39	5,27	2,26	0,06	0,36
		50%		11,67	5,01	0,13	0,80	10,62	4,57	0,12	0,73
		100%		14,18	6,10	0,15	0,97	13,32	5,73	0,14	0,91
SCC 23	Kombina-tionstyp (6d, Draht)	0%	37,7	12,73	7,03	0,19	1,15	17,86	9,87	0,26	1,61
		50%		10,99	6,07	0,16	0,99	17,54	9,69	0,26	1,58
		100%		11,55	6,38	0,17	1,04	16,53	9,14	0,24	1,49
SCC 25	Kalkstein-mehl (6d, Draht)	0%	37,5	15,56	8,60	0,23	1,40	21,23	11,73	0,31	1,92
		50%		19,60	10,83	0,29	1,77	24,41	13,49	0,36	2,20
		100%		21,08	11,65	0,31	1,90	24,26	13,40	0,36	2,19
SCC 26	Kalkstein-mehl (6d, Litze)	0%	38,7	9,31	4,00	0,10	0,64	9,06	3,89	0,10	0,63
		50%		14,65	6,30	0,16	1,01	14,17	6,09	0,16	0,98
		100%		19,67	8,45	0,22	1,36	18,58	7,98	0,21	1,28
NSC 1	C50/60 (24h, Litze)	0%	39,1	9,32	4,00	0,10	0,64	11,57	4,97	0,13	0,80
		50%		18,14	7,80	0,20	1,25	18,73	8,05	0,21	1,29
		100%		21,56	9,27	0,24	1,48	22,24	9,56	0,24	1,53
NSC 2	C30/37 (24h, Litze)	0%	15,7	5,42	2,33	0,15	0,59	5,94	2,55	0,16	0,64
		50%		9,14	3,93	0,25	0,99	9,24	3,97	0,25	1,00
		100%		10,66	4,58	0,29	1,16	10,56	4,54	0,29	1,15

Tabelle A1.9: Zusammenstellung der gemittelten Verbundkräfte und -spannungen bei Schlupf von $s = 0,20$ mm und $s = 0,50$ mm

A.2 Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei den Ausziehversuchen im Vergleich mit dem eigenen Verbundgesetz (Gl. 3.8 bzw. 3.9)

A-14

Bild A1.1: Serie LC 1 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 14 Tage: $f_{lcm, cube} = 70,7 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.2: Serie LC 2 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 14 Tage: $f_{lcm, cube} = 93,4 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.3: Serie LC 3 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 14 Tage: $f_{lcm, cube} = 53,3 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.4: Serie LC 4 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 24 Stunden: $f_{lcm,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.5: Serie LC 5 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 24 Stunden: $f_{lcm,cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.6: Serie LC 6 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 14 Tage: $f_{lcm,cube} = 57,6 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.7: Serie LC 7 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndrähte $\varnothing 12\text{mm}$; 14 Tage: $f_{lcm, cube} = 77,9 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.8: Serie LC 8 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndrähte $\varnothing 12\text{mm}$; 24 Stunden: $f_{lcm, cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.9: Serie LC 9 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndrähte $\varnothing 12\text{mm}$; 14 Tage: $f_{lcm, cube} = 57,6 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.10: Serie LC 10 aus LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndrähte $\varnothing 12\text{mm}$; 14 Tage: $f_{lcm,cube} = 45,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.11: Serie LC 11 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndrähte $\varnothing 12\text{mm}$; 14 Tage: $f_{lcm,cube} = 47,9 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.12: Serie LC 12 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 24 Stunden: $f_{lcm,cube} = 24,2 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.13: Serie LC 13 aus LC 35/38 B; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 24 Stunden: $f_{lcm,cube} = 23,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.14: Serie LC 14 aus LC 35/38; $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen $0,5''$; 14 Tage: $f_{lcm,cube} = 44,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.15: Serie LC 15 aus LC 55/60; $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen $0,5''$; 14 Tage: $f_{lcm,cube} = 63,6 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.16: Serie LC 16 aus LC 75/85; $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen 0,5“; 14 Tage: $f_{cm,cube} = 71,0 \text{ N/mm}^2$)

SCC 1-2 (24h: $f_{cm,cube} = 25,6 \text{ N/mm}^2$)

SCC 2-1 (3d: $f_{cm,cube} = 32,7 \text{ N/mm}^2$)

SCC 2-3 (25d: $f_{cm,cube} = 48,8 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.17: SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; Litzen 0,5“

SCC 3-2 (24h: $f_{cm,cube} = 21,6 \text{ N/mm}^2$)

SCC 4-1 (3d: $f_{cm,cube} = 49,3 \text{ N/mm}^2$)

SCC 4-3 (25d: $f_{cm,cube} = 71,5 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.18: SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; Litzen 0,5“

SCC 1-1 (24h: $f_{cm,cube} = 25,6 \text{ N/mm}^2$)

SCC 1-3 (3d: $f_{cm,cube} = 37,5 \text{ N/mm}^2$)

SCC 2-2 (25d: $f_{cm,cube} = 48,8 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.19: SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl; Spanndrähte Ø12mm

SCC 3-1 (24h: $f_{cm,cube} = 21,6 \text{ N/mm}^2$)

SCC 3-3 (3d: $f_{cm,cube} = 35,1 \text{ N/mm}^2$)

SCC 4-2 (25d: $f_{cm,cube} = 71,5 \text{ N/mm}^2$)

Bild A1.20: SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche; Spanndrähte Ø12mm

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.21: Serie SCC 5 aus SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 24h: $f_{cm,cube} = 27,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.22: Serie SCC 6 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5"; 24h: $f_{cm,cube} = 18,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.23: Serie SCC 7 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht Ø12mm; 24h: $f_{cm,cube} = 20,3 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.24: Serie SCC 8 aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht Ø12mm; 24h: $f_{cm,cube} = 27,9 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.25: Serie SCC 9 aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 32,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.26: Serie SCC 10 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 20,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.27: Serie SCC 11 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 3d: $f_{cm,cube} = 25,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.28: Serie SCC 12 aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5^{cc}; 3d: $f_{cm,cube} = 49,2 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.29: Serie SCC 13 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5^{cc}; 3d: $f_{cm,cube} = 30,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.30: Serie SCC 14 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5^{cc}; 24h: $f_{cm,cube} = 7,1 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.31: Serie SCC 15 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht Ø12mm; 3d: $f_{cm,cube} = 30,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.32: Serie SCC 16 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen 0,5“; 24h: $f_{cm,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.33: Serie SCC 17 aus SVB-Mehlkornstyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 6d: $f_{cm,cube} = 49,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.34: Serie SCC 18 aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht $\varnothing 12\text{mm}$; 6d: $f_{cm,cube} = 51,0 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.35: Serie SCC 19 aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 50,4 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.36: Serie SCC 20 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 22,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.37: Serie SCC 21 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen 0,5“; 6d: $f_{cm,cube} = 38,8 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.38: Serie SCC 22 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 6d: $f_{cm,cube} = 39,6 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.39: Serie SCC 23 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht Ø12mm; 6d: $f_{cm,cube} = 37,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.40: Serie SCC 24 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 2,0 / 3,0 / 5,5 d_p$ (Litzen 0,5“; 6d: $f_{cm,cube} = 39,1 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN

c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild A1.41: Serie SCC 25 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,75 \cdot d_p$ (Spanndraht Ø12mm; 6d: $f_{cm,cube} = 37,5 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.42: Serie SCC 26 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen 0,5“; 6d: $f_{cm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.43: Serie NSC 1 aus C 50/60; $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 39,1 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.44: Serie NSC 2 aus C 30/37; $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 24h: $f_{cm,cube} = 15,9 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.45: Serie HSC 1 aus C 90/105; $\rho = 2,4 \text{ kg/dm}^3$; $c = 5,5 \cdot d_p$ (Litzen $0,5''$; 14d: $f_{cm,cube} = 100,6 \text{ N/mm}^2$)

B Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung

- B.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- B.1 Versuchsprogramm und Rissbilder
- B.2 Verschiebungsverhalten der Spannstähle
- B.3 Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- B.4 Zeitabhängige Betondehnungen

B.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Versuchskörper	Anzahl der 0,5"-Litzen	Bezogene Betondeckung c/d_p	Bezogener lichter Abstand s/d_p	Querschnitt $a \times b$ [mm]	Betonsorte	Betonalter bei der Spannkrafteinleitung
SK LC 1A	2	3,0	8,0	87,5 x 200	LC 35/38-1,4	24h
SK LC 1B	2	2,5	12,0	75,0 x 238	LC 35/38-1,4	24h
SK LC 2A	2	2,0	6,0	62,5 x 150	LC 75/85-1,8	2d
SK LC 2B	2	2,5	3,2	75,0 x 127,5	LC 75/85-1,8	2d
SK LC 3A	2	3,0	3,1	87,5 x 138,8	LC 75/85-1,8	14d
SK LC 3B	2	2,5	6,0	75,0 x 162,5	LC 75/85-1,8	24h
SK LC 4A	2	3,4	3,1	87,5 x 138,8	LC 55/65-1,6	24h
SK LC 4B	2	2,5	6,0	75,0 x 162,5	LC 55/65-1,6	24h
SK LC 5	4	3,0	2,0	165 x 125	LC 75/85-1,8	24h
SK LC 6	4	3,5	2,0	178 x 138	LC 35/38-1,4	3d
SK LC 7	4	3,0	2,5	188 x 131	LC 55/65-1,6	24h
SK LC 8	4	3,0	2,5	188 x 131	LC 35/38-1,4	3d
SK LC 9	4	3,5	2,5	200 x 144	LC 75/85-1,8	24h

Tabelle B0.1: Versuchsprogramm der 13 Spannkrafteinleitungsversuche an hochfestem Leichtbeton

Versuchskörper	Anzahl der 0,5"-Litzen	Bezogene Betondeckung c/d_p	Bezogener lichter Abstand s/d_p	Querschnitt $a \times b$ [mm]	Betonsorte	Betonalter bei der Spannkrafteinleitung
SK SCC 1A	2	2,0	12,0	62,5 x 225	Flugasche	28h
SK SCC 1B	2	2,5	8,0	75 x 187,5	Flugasche	28h
SK SCC 2A	2	2,5	6,0	75 x 162,5	Flugasche	3d
SK SCC 2B	2	2,0	8,0	62,5 x 175	Flugasche	3d
SK SCC 3A	2	2,5	6,0	75 x 162,5	Kalksteinmehl	3d
SK SCC 3B	2	2,0	8,0	62,5 x 175	Kalksteinmehl	3d
SK SCC 4	4	2,5	2,5	118,5 x 175	Kalksteinmehl	3d
SK SCC 5	4	3,0	2,0	125 x 177,5	Kalksteinmehl	3d
SK SCC 6	4	2,5	3,0	125 x 175	Kalksteinmehl	3d
SK SCC 7	2	2,0	8,0	62,5 x 175	Kombinationstyp	3d
SK SCC 8	2	2,5	6,0	75 x 162,5	Kombinationstyp	3d
SK SCC 9	4	3,0	2,0	125 x 197,5	Kombinationstyp	3d
SK SCC 10	4	2,5	2,5	119 x 175	Kombinationstyp	3d
SK SCC 11	4	2,5	2,0	113 x 175	Kombinationstyp	3d

Tabelle B0.2: Versuchsprogramm der 14 Spannkrafteinleitungsversuche an selbstverdichtendem Beton

Versuchskörper	Betonart	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Rohdichten		Güte
		Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]	Spaltzu- g- festig- keit [N/mm ²]	Biegezu- g- festig- keit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Trocken- rohndichte [kg/dm ³]	Frisch- beton- rohndichte [kg/dm ³]	Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]
SK LC 1A/B	LC 35/38-1,4	38,7	2,69	4,53	12.900	1,28	1,64	44,2
SK LC 2A/B	LC 75/85-1,8	29,4	2,19	-	17.300	-	1,90	-
SK LC 3A/B	LC 75/85-1,8	48,7	2,30	4,47	20.100	-	2,06	-
SK LC 4A/B	LC 55/65-1,6	37,3	2,65	3,90	15.500	1,58	1,89	70,4
SK LC 5	LC 75/85-1,8	56,7	2,99	4,94	22.000	1,87	2,04	81,6
SK LC 6	LC 35/38-1,4	35,7	2,59	4,59	12.900	1,30	1,67	46,0
SK LC 7	LC 55/65-1,6	45,0	2,74	3,99	16.300	1,58	-	76,7
SK LC 8	LC 35/38-1,4	34,9	2,22	4,61	12.500	1,28	1,64	40,9
SK LC 9	LC 75/85-1,8	61,6	3,19	5,16	22.000	1,90	2,06	109,3

Tabelle B0.3: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Spannkrafteinleitungsversuche an hochfestem Leichtbeton

Versuchskörper	Betonart	Festigkeiten zum Versuchszeitpunkt				Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]	Spaltzu- g- festig- keit [N/mm ²]	Biegezu- g- festig- keit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setzfließ- maß s_m [mm]	Setzfließ- zeit t_{500} [s]	Würfel- druck- festig- keit [N/mm ²]
SK SCC1A/B	Flugasche	29,2	2,4	4,9	30000	710	4,6	67,4
SK SCC 2A/B	Flugasche	43,5	3,2	5,6	33700	690	5,1	37,3
SK SCC 3A/B	Kalksteinmehl	34,0	2,8	4,4	26700	710	4,4	49,9
SK SCC 4	Kalksteinmehl	32,3	2,5	4,7	28400	760	5,0	48,2
SK SCC 5	Kalksteinmehl	33,6	2,5	3,7	27500	760	4,1	48,7
SK SCC 6	Kalksteinmehl	30,0	2,2	4,0	25100	780	4,9	47,7
SK SCC 7	Kombination	40,1	3,14	-	32700	710	3,1	61,1
SK SCC 8	Kombination	36,1	2,55	5,04	29100	720	3,9	63,1
SK SCC 9	Kombination	36,2	2,61	4,73	28800	720	2,1	57,1
SK SCC 10	Kombination	36,4	2,53	4,82	28700	710	3,0	60,5
SK SCC 11	Kombination	36,9	2,79	5,39	29500	740	3,8	59,1

Tabelle B0.4: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Spannkrafteinleitungsversuche an selbstverdichtendem Beton

Versuchskörper	Zeitpunkt t_I nach der Spannkrafteinleitung [d]	nach Spannkrafteinleitung		Zeitpunkt t_I	
		Verschiebung Δs [mm]	Übertragungslänge l_{bp} [cm]	Verschiebung $\Delta s(t)$ [mm]	Übertragungslänge $l_{bp}(t_I)$ [cm]
SK LC 1A	7	1,42	43,2	-	48,8
SK LC 3A	12	0,97	27,0	1,00	-
SK LC 3B	9	0,83	33,6	0,89 ^{*)}	33,8
SK LC 4A	13	1,17	38,5	1,20	42,0
SK LC 4B	13	1,19	36,9	1,31	35,5
SK LC 6	20	1,49	48,0	1,59	53,3
SK LC 7	9	1,22	46,1	1,31	49,5
SK LC 8	9	1,57	50,6	1,63	54,0
SK LC 9	30	0,91	37,2	1,29	34,2
SK SCC 1B	9	1,46	53,1	1,56	54,8
SK SCC 2A	9	1,19	39,9	1,25	43,5
SK SCC 3A	9	1,27	41,0	1,46	50,8
SK SCC 5	13	2,40	83,3	2,44	85,9
SK SCC 6	13	1,83	59,8	1,86	61,9
SK SCC 7	-	1,64	-	1,63 ^{*)}	-
SK SCC 8	38	1,67	53,2	1,66 ^{*)}	48,1
SK SCC 9	56	1,68	52,9	1,68 ^{*)}	48,2
SK SCC 10	32	1,63	49,9	1,66 ^{*)}	50,1
SK SCC 11	24	1,76	56,5	1,75 ^{*)}	54,1

*) Messung bereits nach 24h bzw. 3d nach der Spannkrafteinleitung abgebrochen

Tabelle B0.5: Zusammenstellung der Verschiebung Δs sowie der Übertragungslängen l_{bp}

B.1 Versuchsprogramm und Rissbilder

SK LC 1A LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 175,0 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK LC 1B LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,69 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 12,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 178,1 \text{ cm}^2$ rissfrei¹⁾	aktiv
	passiv			passiv
SK LC 2A LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 2d $f_{lcm,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 93,8 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 75kN≈0,59 P	aktiv		SK SCC 2B LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 2d $f_{lcm,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 3,2 \cdot d_p$ $A_{ges} = 95,6 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 128kN≈0,99 P	aktiv
	passiv			passiv
SK LC 3A LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 14d $f_{lcm,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 124kN≈0,96 P	aktiv		SK LC 3B LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv
SK LC 4A LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 3,1 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,4 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK LC 4B LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,65 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv

¹⁾ Rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch Erläuterungen im Text)

Bild B1.1: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK LC 1A bis SK LC 4B

SK LC 5 LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,99 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 206,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 119kN≈0,92 P	aktiv		SK LC 6 LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 3d $f_{lcm,cube}=35,7 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,59 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 244,5 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK LC 7 LC 55/60 $\rho=1,6 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 127kN≈0,97 P	aktiv		SK LC 8 LC 35/38 $\rho=1,4 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 3d $f_{lcm,cube}=34,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 2,22 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,3 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 129kN≈0,99 P	aktiv	
	passiv			passiv	
SK LC 9 LC 75/85 $\rho=1,8 \text{ kg/dm}^3$ Prüfalter: 24h $f_{lcm,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{lcm,sp} = 3,19 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 288,0 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv				
	passiv				

Bild B1.2: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche SK LC 5 bis SK LC 9

SK SCC 1A Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 28h $f_{cm,cube} = 29 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 12,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 140,6 \text{ cm}^2$ rissfrei¹⁾	aktiv		SK SCC 1B Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 28h $f_{cm,cube} = 29 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,4 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 139,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 2A Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 122 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 2B Mehlkornotyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN≈0,97 P	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 3A Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 122 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 3B Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,8 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN≈0,97 P	aktiv
	passiv			passiv
SK SCC 4 Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 32 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 130kN≈0,99 P	aktiv		SK SCC 5 Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 34 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 222 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv
	passiv			passiv

¹⁾ Rissfrei im Sinne der Untersuchungen (s. auch Erläuterungen im Text)

Bild B1.3: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche
SK SCC 1A bis SK SCC 5

SK SCC 6 Mehlkornstyp mit Kalksteinmehl Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 3,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 219 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 7 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 3,14 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,0 \cdot d_p$ $s = 8,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 109,4 \text{ cm}^2$ Erste Rissbildung: 125kN=0,97 P	aktiv	
	passiv		SK SCC 9 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,61 \text{ N/mm}^2$ $c = 3,0 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 246,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	passiv	
SK SCC 8 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,55 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 6,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 121,9 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 11 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 197,8 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	
SK SCC 10 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,5 \cdot d_p$ $A_{ges} = 208,3 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv		SK SCC 11 Kombinationstyp mit Flugasche Prüfalter: 3d $f_{cm,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $c = 2,5 \cdot d_p$ $s = 2,0 \cdot d_p$ $A_{ges} = 197,8 \text{ cm}^2$ rissfrei	aktiv	
	passiv			passiv	

Bild B1.4: Versuchsprogramm und Rissbilder der Spannkrafteinleitungsversuche
SK SCC 6 bis SK SCC 11

B.2 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Im folgendem wird das Verschiebungsverhalten der Litzen bei der Spannkrafteinleitung sowie das zeitabhängige Verschiebungsverhalten der Litzen für jeden Versuchskörper dokumentiert. Für die Versuchskörper SK LC 1A , SK LC 1B sowie SK LC 2A und SK LC 2B wurde keine zeitabhängige Verschiebung der Litzen gemessen.

Bild B2.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.2: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm,cube} = 38,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 12,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.3: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 2A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$
(2 d: $f_{lck,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$), $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$

Bild B2.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 2B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$
(2 d: $f_{lcm,cube} = 32,4 \text{ N/mm}^2$), $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$

Bild B2.5: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 3A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (14 d: $f_{lcm,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 3,1 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 3A bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.7: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 3A bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.8: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$
(14 d: $f_{lcm,cube} = 48,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.10: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.11: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm, cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$), $s = 3,1 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d$

Bild B2.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 4A bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.13: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 4A bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.14: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$
 (24 h: $f_{lcm,cube} = 37,3 \text{ N/mm}^2$), $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 4B bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.16: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 4B bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.17: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 5 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm, cube} = 56,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.18: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 5 bis 5 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.19: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 5 bis 5 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.20: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
 (3 d: $f_{lcm,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$

Bild B2.21: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 6 bis 21 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.22: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 6 bis 21 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.23: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm,cube} = 45,0 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.24: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 7 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.25: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 7 bis 10 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.26: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
 (3 d: $f_{lcm,cube} = 35,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.27: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK 8 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.28: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 8 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.29: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK LC 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 h: $f_{lcm,cube} = 61,6 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$

Bild B2.30: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 9 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.31: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK LC 9 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.32: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 1A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche (28 h: $f_{cm,cube} = 29,2 \text{ N/mm}^2$), $s = 12,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$

Bild B2.33: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 1A bis 3,5 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.34: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 1A bis 3,5 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.35: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 1B aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche (28 h: $f_{cm,cube} = 29,2 \text{ N/mm}^2$), $s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.36: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 1B bis 3,5 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.37: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 1B bis 3,5 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.38: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche (3 d: $f_{cm,cube} = 43,5 \text{ N/mm}^2$, $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B2.39: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 2A bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.40: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 2A bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.41: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 2B aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche (3 d: $f_{cm,cube} = 43,5 \text{ N/mm}^2$, $s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B2.42: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 2B bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.43: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 2B bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.44: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (3 d: $f_{cm,cube} = 34,0 \text{ N/mm}^2$), $s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.45: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 3A bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.46: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 3A bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.47: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 3B aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl
(3 d: $f_{cm,cube} = 34,0 \text{ N/mm}^2$), $s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$

Es wurden keine zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen gemessen!!

Bild B2.48: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

Es wurden keine zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen gemessen!!

Bild B2.49: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 3B bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung
(log. Darstellung)

Bild B2.50: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SVB 4 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl
(3 d: $f_{cm,cube} = 32,3 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Es wurden keine zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen gemessen!!

Bild B2.51: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 4 bis x Tage nach der Spannkrafteinleitung

Es wurden keine zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen gemessen!!

Bild B2.52: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SVB 4 bis x Tage nach der Spannkrafteinleitung
(log. Darstellung)

Bild B2.53: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 5 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (3 d: $f_{cm,cube} = 33,6 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B2.54: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 5 bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.55: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 5 bis 12 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.56: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 6 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl
(3 d: $f_{cm,cube} = 30,0 \text{ N/mm}^2$, $s = 3,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B2.57: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 6 bis 15 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.58: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 6 bis 15 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.59: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 7 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, (3 d: $f_{cm,cube} = 40,1 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$

Bild B2.60: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 7 bis 18 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.61: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 7 bis 18 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.62: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, (3 d: $f_{cm,cube} = 36,1 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B2.63: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 8 bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.64: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 8 bis 69 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.65: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 9 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, (3 d: $f_{cm,cube} = 36,2 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild B2.66: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 9 bis 19 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.67: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 9 bis 19 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.68: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 10 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, (3 d: $f_{cm,cube} = 36,4 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B2.69: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 10 bis 70 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.70: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 10 bis 70 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild B2.71: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper SK SCC 11 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, (3 d: $f_{cm,cube} = 36,9 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$

Bild B2.72: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 11 bis 20 Stunden nach der Spannkrafteinleitung

Bild B2.73: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Körper SK SCC 11 bis 20 Stunden nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

B.3 Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

Bild B3.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 12,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 2A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für drei Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B3.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 2B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für vier Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,2 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.5: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 3A aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,1 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B3.6: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.7: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,1 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.8: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.9: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 5 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.10: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

Bild B3.11: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.12: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.13: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

Bild B3.14: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 1A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche für vier Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 12,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B3.15: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 1B aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.16: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.17: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 2B aus SVB-Mehlkorntyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$; Längsriss bei $0,97 P_0$)

Bild B3.18: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.19: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 3B aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B3.20: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 4 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 2,4 \cdot d_p$)

Bild B3.21: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 5 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.22: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 6 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 3,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.23: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 7 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 8,0 \cdot d_p$, $c = 2,0 \cdot d_p$)

Bild B3.24: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 6,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.25: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 9 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild B3.26: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 10 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

Bild B3.27: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 11 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der eingeleiteten Spannkraft ($s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 2,5 \cdot d_p$)

B.4 Zeitabhängige Betondehnungen

Für die Versuchskörper SK LC 2A, SK LC 2B, SK LC 3A, SK LC 5, SK SCC 1A, SK SCC 2B, SK SCC 3B, SK SCC 4 wurden keine zeitabhängigen Betondehnungen ermittelt, da die Versuchskörper beim Einleiten der Spannkraft aufgerissen sind.

Bild B4.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 1A aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 1B aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 3B aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 4A aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 4B aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.6: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 6 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.7: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 7 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.8: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 8 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.9: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK LC 9 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.10: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 1B aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.11: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 2A aus SVB-Mehlkornotyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.12: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 3A aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

BildB4.13: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 5 aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.14: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper SK SCC 6 aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.15: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 7 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.16: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 8 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.17: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 9 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.18: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 10 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

Bild B4.19: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Körper SK SCC 11 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

C Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zum Verankerungsverhalten

- C.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse
- C.1 Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung
- C.2 Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- C.3 Zeitabhängige Betondehnungen
- C.4 Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch
- C.5 Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche
- C.6 Rissbilder beim Balkenversuch

C.0 Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse

Balken	Spannbewehrung	Bezo- gene Beton- deckung c/d_p	Bezo- gener lichter Abstand s/d_p	Steg- breite b_0 [mm]	Betonsorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [d]	Betonalter beim Versuch [d]
B LC 1	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 35/38-1,4	3	61
B LC 2	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 55/60-1,6	2	57
B LC 3	4 Litzen 0,5"	3,5	2,0	212,5	LC 75/85-1,8	1	56
B LC 4	4 Drähte $\varnothing$ 12	4,0	2,5	234,5	LC 35/38-1,4	3	40
B LC 5	4 Drähte $\varnothing$ 12	4,0	2,5	234,5	LC 55/60-1,6	2	33
B LC 6	4 Drähte $\varnothing$ 12	4,0	2,5	234,5	LC 75/85-1,8	2	34
B LC 7	4 Drähte $\varnothing$ 12	4,0	2,5	234,5	LC 55/60B-1,6	2	28
B SCC 1	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Mehlkornstyp	2	43
B SCC 2	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	Kombinationstyp	2	41
B SCC 3	4 Drähte $\varnothing$ 12	3,5	2,5	222	Mehlkornstyp	6	28
B SCC 4	4 Drähte $\varnothing$ 12	3,5	2,5	222	Kombinationstyp	6	41

Tabelle C0.1: Versuchsprogramm der Balkenversuche

Balken	Betonsorte	Festigkeit beim Vorspannen ^{*)}		Festigkeit zum Zeitpunkt der Ver- suchsdurchführung		Rohdichten		Güte- prüfung
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spalt- zug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Trocken- rohddichte [kg/dm ³]	Frisch- beton- rohddichte [kg/dm ³]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
B LC 1	LC 35/38-1,4	28,5	2,30	33,2	12.100	-	1,64	38,6
B LC 4		29,1	1,95	30,4	12.700	1,26	1,65	-
B LC 2	LC 55/60-1,6	41,2	2,59	76,7	19.300	1,68	1,89	85,0
B LC 5		42,6	2,36	59,7	18.900	1,68	1,90	90,4
B LC 3	LC 75/85-1,8	43,7	2,70	93,9	26.700	1,87	2,08	111,0
B LC 6		62,6	3,84	88,0	26.500	1,91	2,05	102,4
B LC 7	LC 55/60 B-1,6	39,1	2,39	48,1	16.500	-	1,76	54,3

*) Bei den Balken B LC 1 und B LC 4 wurde die Festigkeit beim Vorspannen nach 3 Tagen, bei allen anderen Balken nach 24 Stunden (zum Zeitpunkt des Spannkrafteinleitungsversuchs) bestimmt.

Tabelle C0.2: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Balkenversuche an hochfestem Leichtbeton

Balken	Betonart	Festigkeiten beim Vorspannen		Festigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung		Frischbetoneigenschaften		Güte
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spalt- zug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Setz- fließmaß s_m [mm]	Setz- fließzeit t_{500} [s]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
B SCC 1	Mehlkornart	25,0	2,13	37,3	25700	2,1 2,5 2,4	75 73 74	42,6
B SCC 2	Kombinationstyp	27,2	2,10	53,2	33700	1,8 2,6 1,4	75 77 72	58,8
B SCC 3	Mehlkornart	38,1	2,83	40,2	28900	3,7 3,8 4,5	76 78 71	34,8
B SCC 4	Kombinationstyp	47,4	2,84	56,0	35000	4,8 3,8 4,2	69 76 73	63,1

Tabelle C0.3: Ergebnisse der Fest- und Frischbetoneigenschaften der Balkenversuche an selbstverdichtendem Beton

Balken		Betonart	Experimentelle Grenzmomente [kNm]	Rechnerische Bruchmomente [kNm]	Abweichung [%]	Versagensart
B LC 1	4 Litzen 0,5"	LC 35/38-1,4	173,1	185,0	-6,4	Verankerungs- versagen
B LC 2		LC 55/60-1,6	170,3	207,4	-17,9	Verankerungs- versagen
B LC 3		LC 75/85-1,8	233,1	213,2	+9,3	Biegeversagen
B LC 4	4 Spanndrähte Ø 12	LC 35/38-1,4	125,7	166,4	-24,5	Verankerungs- versagen
B LC 5		LC 55/60-1,6	205,0	200,7	+2,1	Biegeversagen
B LC 6		LC 75/85-1,8	225,6	216,3	+4,2	Biegeversagen
B LC 7		LC 55/60 B-1,6	175,8	190,4	-7,7	Verankerungs- versagen
B SCC 1	4 Litzen 0,5"	M-Typ	203	198	+2,5	Biegeversagen
B SCC 2		K-Typ	224	208	+7,1	Biegeversagen
B SCC 3	4 Spanndrähte Ø 12	M-Typ	221	207	+6,3	Verankerungs- versagen
B SCC 4		K-Typ	224	222	+0,9	Verankerungs- versagen

Tabelle C0.4: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

C.1 Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei Spannkrafteinleitung

Bild C1.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
(3 d: $f_{lcm,cube} = 28,5 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$

Bild C1.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 1 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 1 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (27 Std: $f_{lcm, cube} = 41,2 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$

Bild C1.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 2 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 2 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.7: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (24 Std: $f_{lcm, cube} = 43,7 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$

Bild C1.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 3 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 3 bis 1 Tag nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.10: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$
 (3 d: $f_{lcm,cube} = 29,1 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$

Bild C1.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 4 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 4 bis 8 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.13: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (25 Std: $f_{lcm,cube} = 42,6 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$

Bild C1.14: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 5 bis 3 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 5 bis 3 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.16: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (25 Std: $f_{lcm, cube} = 62,6 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$

Bild C1.17: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 6 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.18: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 6 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.19: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B LC 7 aus LC 55/60B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$
 (27 Std: $f_{lcm,cube} = 39,1 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

Bild C1.20: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 7 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.21: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B LC 7 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.22: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (2 d: $f_{cm} = 28,5 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild C1.23: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SCC 1 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.24: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SCC 1 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.25: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche (2 d: $f_{cm} = 27,2 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$)

Bild C1.26: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SCC 2 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.27: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken B SCC 2 bis 4 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.28: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl (6 d: $f_{cm} = 38,1 \text{ N/mm}^2$), $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,0 \cdot d_p$

Bild C1.29: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SCC 3 bis 19 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.30: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SCC3 bis 19 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

Bild C1.31: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche (6 d: $f_{cm} = 47,4 \text{ N/mm}^2$, $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

Bild C1.32: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SCC 4 bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Bild C1.33: Zeitabhängige Verschiebungen der Drähte an den Stirnflächen bei Balken B SCC 4 bis 9 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

C.2 Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.1: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.2: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.3: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.4: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.5: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.6: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.7: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.8: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.9: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \cdot d_p$, $c = 3,5 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.10: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C2.11: Betondehnung im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Drähte: $s = 2,5 \cdot d_p$, $c = 4,0 \cdot d_p$)

C.3 Zeitabhängige Betondehnungen

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.6: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.7: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B LC 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.8: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.9: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.10: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl nach der Spannkrafteinleitung

a) verbügeltes Balkenende

b) unverbügeltes Balkenende

Bild C3.11: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche nach der Spannkrafteinleitung

C.4 Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch

Bild C4.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.2: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.3: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.4: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.5: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.6: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.7: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B LC 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$)

Bild C4.8: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkornstyp mit Kalksteinmehl)

Bild C4.9: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche)

Bild C4.10: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch
(Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl)

Bild C4.11: Verschiebung der Drähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch
(Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche)

C.5 Momenten-Durchbiegungslinie der Balkenversuche

Bild C5.1: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 1 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, 4 Litzen 0,5“ (Verankerungsversagen)

Bild C5.2: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 2 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$, 4 Litzen 0,5“ (Verankerungsversagen)

Bild C5.3: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 3 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$, 4 Litzen 0,5“ (Biegeversagen)

Bild C5.4: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 4 aus LC 35/38, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$, 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Verankerungsversagen)

Bild C5.5: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 5 aus LC 55/60, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$, 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Biegeversagen)

Bild C5.6: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 6 aus LC 75/85, $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$, 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Biegeversagen)

Bild C5.7: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B LC 7 aus LC 55/60 B, $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$, 4 Spanndrähte $\varnothing 12$ (Verankerungsversagen)

Bild C5.8: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SCC 1 aus SVB-Mehlkorntyp mit Kalksteinmehl, 4 Litzen 0,5“ (Verankerungsversagen)

Bild C5.9: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, 4 Litzen 0,5“ (Verankerungsversagen)

Bild C5.10: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SCC 3 aus SVB-Mehlkornotyp mit Kalksteinmehl, 4 Spanndrähte Ø 12 (Verankerungsversagen)

Bild C5.11: Momenten-Durchbiegungslinie bei Balken B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp mit Flugasche, 4 Spanndrähte Ø 12 (Biegeversagen)

C.6 Rissbilder beim Balkenversuch

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.1: Rissbild des Balkens B LC 1 aus LC 35/38 , $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5“)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.2: Rissbild des Balkens B LC 2 aus LC 55/60 , $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5“)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.3: Rissbild des Balkens B LC 3 aus LC 75/85 , $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (4 Litzen 0,5“)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.4: Rissbild des Balkens B LC 4 aus LC 35/38 , $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (4Spanndrähte)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.5: Rissbild des Balkens B LC 5 aus LC 55/60 , $\rho = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ (4Spanndrähte)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.6: Rissbild des Balkens B LC 6 aus LC 75/85 , $\rho = 1,8 \text{ kg/dm}^3$ (4Spanndrähte)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.7: Rissbild des Balkens B LC 7 aus LC 55/60B, $\rho = 1,4 \text{ kg/dm}^3$ (4 Spanndrähte)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.8: Rissbild des Balkens B SCC 1 aus SVB-Mehlkorntyp (4 Litzen 0,5“)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.9: Rissbild des Balkens B SCC 2 aus SVB-Kombinationstyp (4 Litzen 0,5“)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.10: Rissbild des Balkens B SCC 3 aus SVB-Mehlkorntyp (4Spanndrähte)

unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C6.11: Rissbild des Balkens B SCC 4 aus SVB-Kombinationstyp (4Spanndrähte)

Lebenslauf

Persönliche Daten	<u>Boris</u> Hubert Kommer geb. am 21. April 1970 in Pforzheim ledig
Schulbildung	1976 – 1980 Hebbelschule, Wiesbaden 1980 – 1989 Gutenberg-Gymnasium, Wiesbaden Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
Wehrdienst	Juni 1989 – August 1990 Artillerie, Montabaur
Hochschulausbildung	Oktober 1990 – September 1993 Studium des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt Abschluss: Vordiplom Oktober 1993- September 1994 Studium des Bauingenieurwesens an der Université Catholique de Louvain, Louvain-La-Neuve, Belgien Oktober 1994 – September 1997 Studium des Bauingenieurwesens an der RWTH Aachen Vertiefungsrichtung „Konstruktiver Ingenieurbau“ Abschluss: Diplom Bauingenieur
Wissenschaftliche Tätigkeit	April 2000 – März 2006 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut und Lehrstuhl für Massivbau der RWTH Aachen
Berufliche Tätigkeit	Oktober 1997 – September 1998 Tragwerksplaner bei der Philipp Holzmann AG, Neu-Isenburg, Deutschland Oktober 1998 – März 2000 Tragwerksplaner bei der IBTB, Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH, Berlin, Deutschland November 2006 – November 2007 Tragwerksplaner bei der Haag Ingenieur GmbH, Darmstadt, Deutschland seit Januar 2008 Projektleiter bei der IGM Ingenieurplanung GmbH, Wiesbaden, Deutschland